

BOLETÍN COLOMBIANO DE
GEOTECNIA

ÓRGANO DE DIVULGACIÓN DE LA SOCIEDAD COLOMBIANA DE GEOTECNIA

**"Recopilación de artículos
del Ing. Álvaro Jaime González García"**

EDICIÓN NO. 20

MARZO DE 2023

ISSN 1692-7680

Edición Especial



BCG
BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA
Sociedad Colombiana de Geotecnia

“Recopilación de artículos del Ing. Álvaro Jaime González García”

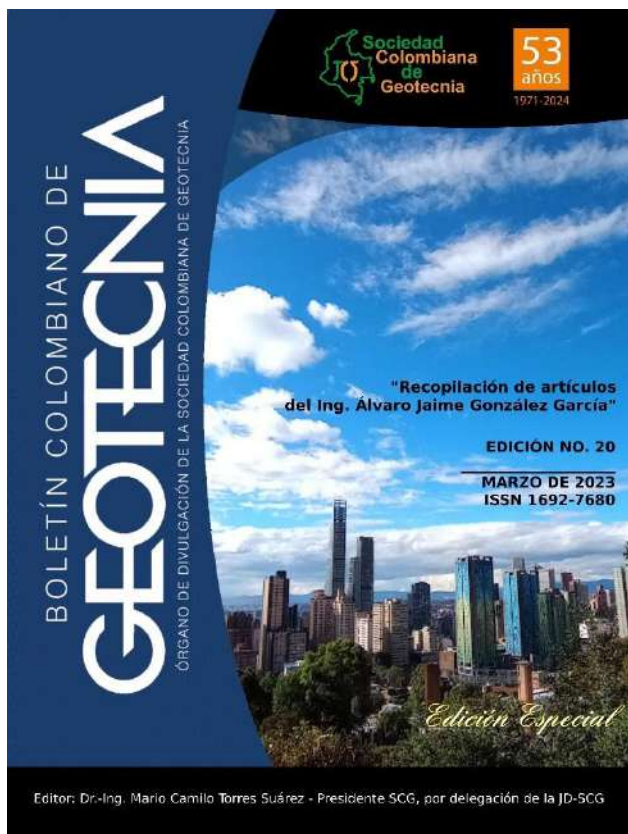
Edición No. 20 | Marzo de 2024

ISSN 1692-7680

<http://www.scg.org.co/>

Comité Editorial: Mario Camilo Torres Suárez, Luis Felipe Prada Sarmiento, Guillermo Pabón Gutiérrez

2024



Nuestra portada: Bogotá, Colombia. 2024

JUNTA DIRECTIVA 2022-2024

Mario Camilo Torres Suárez	- Presidente
Guillermo Pabón Gutiérrez	- Vice-Presidente
Mónica Fernanda Bedoya Martínez	- Vocal Secretaria
Ana María Gómez Gómez	- Vocal
Hugo Coral Moncayo	- Vocal
Luis Felipe Prada Sarmiento	- Vocal
Omar Leonardo Torres P.	- Vocal
José Vicente Amortegui Gil	- Procurador
Carlos Eduardo Motta Tierradentro	- Procurador Suplente
Carlos H. Cantillo	- Director del ICEIG
Luz Ángela Vásquez	- Secretaria administrativa



Esta Edición Especial del Boletín Colombiano de Geotecnia es en honor al Ing. Álvaro Jaime González García†

COMITÉ EDITORIAL

- Mario Camilo Torres Suárez – Editor
- Luis Felipe Prada Sarmiento – Co-Editor
- Guillermo Pabón Gutiérrez

EDICIÓN Y DIAGRAMACIÓN

- Mario Camilo Torres Suárez
- Luis Felipe Prada Sarmiento

DISEÑO Y DIAGRAMACIÓN PORTADA

Juan Camilo Gómez García & Mario Camilo Torres Suárez

PUBLICACIÓN

Edición en línea (www.scg.org.co)

“Recopilación de artículos del Ing. Álvaro Jaime González García †” - Edición BCG No. 20



Tabla de Contenido

Editorial.....	1
Artículos I. Diseño sísmico y geotécnico de cimentaciones superficiales y profundas en áreas urbanas.....	3
Módulo de reacción de subrasante en cimentaciones superficiales.....	4
Sismos cercanos y amenaza sísmica para Bogotá.....	12
Factores de Seguridad, ¿por qué tantos?.....	24
Un método aproximado para estimar la capacidad de carga vertical de pilotes en roca.....	48
Artículos II. Estabilidad de taludes.....	77
Evaluación de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá-Colombia.....	78
Relaciones de precipitación crítica – Duración de lluvias que disparan movimientos en masa en Santafé de Bogotá-Colombia.....	100
Thresholds for rainfall events that induce landslides in Colombia.....	108
Inestabilidad de taludes por deslaves.....	114
The Natural Slope Methodology (NSM), an efficient tool to estimate landslide relative hazard parameters.....	122
Resistencia no Drenada y Comportamiento a Corto vs. Largo Plazo Como Malinterpretaciones en Ingeniería Geotécnica.....	130
Artículos III. El Relleno Sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia.....	137
Falla del relleno sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia. Parte 1: las basuras acumuladas como material geotécnico.....	138
Falla del relleno sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia. Parte 2: evaluación de presión de poros y resistencia de basuras.....	150
Falla del relleno sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia. Parte 3: mecanismo de falla, causas y costos del deslizamiento.....	162
La acumulación de basuras como material geotécnico. 1: fundamentos técnicos.....	176
La acumulación de basuras como material geotécnico. 2: comportamiento de las basuras.....	186
Las Basuras Acumuladas Como Material Geotécnico – El Caso del Relleno Sanitario Doña Juana - Bogotá – Colombia.....	201
Presión de Poros y Resistencia al Cortante en el Relleno Sanitario Doña Juana-Bogotá -Colombia.....	209
La Falla Catastrófica del Relleno Sanitario Doña Juana en 1997- Bogotá - Colombia.....	217
Deformabilidad del relleno sanitario de Doña Juana.....	225
Artículos IV. Casos de estudio.....	242
Estudio comparativo de metodologías de zonificación de amenaza por movimientos en masa aplicado al sector rural de Villavicencio.....	243

Seguimiento de la inestabilidad en el sitio El Cune.....	256
Altos de la Estancia: a Large Landslide Area in Bogota, Colombia. History and Remedial Measures	267
Eventos Sociedad Colombiana de Geotecnia 2024	275
Citación Asamblea General Ordinaria de la SCG año 2024.....	276
XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia y VII Conferencia Regional de Geotecnia-Valle del Cauca	278
Boletín N° 1 de los Eventos	278
Brochure de Patrocinios de los Eventos.....	282
Instrucciones para los autores del BCG - SCG	290

Editorial

Recopilación de artículos del Ing. Álvaro Jaime González García

El ingeniero Álvaro Jaime González García[†] se destacó, además de una gran capacidad de comprensión de toda la fenomenología asociada con la ingeniería geotécnica en Colombia y a nivel mundial, por tener una aguda visión respecto de las problemáticas más sentidas a la hora de interpretar y proponer metodologías, procedimientos o estándares de análisis, diseño y construcción de estructuras geotécnicas.

Su bagaje fue amplio y los aportes que hizo al desarrollo de la geotecnia igualmente cubren una variabilidad muy amplia de aspectos, desde aquellos que podrían considerarse puramente teóricos en donde se buscan soluciones analíticas a problemas relacionados con empujes de tierras, capacidad portante de cimentaciones superficiales o profundas, equilibrio límite o problemas de valor límite, etc.

La exploración y caracterización del terreno asociadas a diversas tipologías de infraestructuras, incluyendo algunas que pueden estar un tanto al margen de la geotecnia clásica y que hoy por hoy se enmarcan en lo que se ha llamado recientemente la geotecnia ambiental, como es el comportamiento geotécnico de rellenos sanitarios, también fue tema de interés y desarrollo por parte del Ing. González García.

Igualmente, sus aportes y contribuciones para una mejor interpretación de los resultados de ensayos de campo, principalmente, pero también de laboratorio, tanto con técnicas directas como indirectas a través de mediciones geofísicas.

Todo este acervo fue recopilado mediante presentaciones, ponencias y artículos de los cual en esta edición especial del Órgano de divulgación de la Sociedad Colombiana de Geotecnia, el **Boletín Colombiano de Geotecnia-BCG**, queremos presentarle a la Comunidad geotécnica en general y particularmente a nuestros asociados como una entrega especial, una primera selección de los artículos publicados por el ingeniero Álvaro Jaime González y que en principio configuran un selecto grupo de aportes al desarrollo de la ingeniería geotécnica en Colombia.

Esperamos que disfruten de estos y que los mismos susciten discusión, análisis y se puedan en algún momento complementar, ampliar o inclusive actualizar, ya pues, en memoria del ingeniero Álvaro Jaime. La Sociedad Colombiana de Geotecnia, por haber sido su casa gremial en donde él fue Presidente en varias oportunidades, por lo menos cuatro, realmente considera que hay que divulgar estos aportes.

Muchos de los planteamientos que aquí se presentan por supuesto están vigentes y además permiten que, así como él lo promovió, se haga discusión, se planten aspectos con los cuales probablemente no se esté de acuerdo, pero siempre del debate técnico surge la posibilidad de generar consensos entorno a las diferentes temáticas que nos aquejan.

Entonces, les agradezco muchísimo por la atención que le puedan brindar a este número especial que se publica también como cierre de la gestión de la actual Junta Directiva que termina justamente hoy su actividad y que le desea a la próxima Junta muchos éxitos en todas las gestiones y, por supuesto, un compromiso indeleble de continuar colaborando con las actividades que se proponga.

Esto en particular, pero no exclusivamente, en la organización del **XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia y la VII Conferencia Regional de Geotecnia-Valle del Cauca**, eventos que tendrán lugar del **15 al 18 de octubre**, por primera vez en la historia de nuestra Sociedad en la hermosa ciudad de Santiago de Cali, con Sede principal en la Pontificia Universidad Javeriana-PUJ y la participación activa de las Universidades del Valle y Santiago de Cali, irradiando desde allí todo el conocimiento al Suroccidente Colombiano, una región que hoy por hoy debe tener una mirada diferente desde el centro, norte y oriente del país.

Igualmente, se espera seguir contribuyendo en la edición del BCG, generando notas técnicas y participando de las discusiones profundas, para que la práctica geotécnica sea cada vez mejor frente a los inmensos retos que nuestra geografía, geología, tectónica y sus manifestaciones, los proyectos de infraestructura y las edificaciones, al igual y no menos importante que la variabilidad climática, la necesidad de unos proyectos adaptados a los impactos del cambio climático, nos demandarán hacia el futuro inmediato, desde las posiciones que la vida nos permita ocupar.

Muchas gracias a todos nuestros asociados por estos dos años en los que tratamos de desarrollar un trabajo a conciencia, serio y de respeto para con los colegas, por la diversidad de pensamientos, en donde intentamos, sino elevar, al menos mantener el alto nivel que nuestros antecesores, especialmente los doctores Juan Montero Olarte[†], Geólogo y Álvaro Jaime González García[†], Ingeniero Civil, nos permitieron vislumbrar de la importancia que tiene para el país la Sociedad Colombiana de Geotecnia.

No me resta más que agradecerles e informarles también la decisión de la Junta Directiva de otorgar la **I Conferencia Manuel García López**, que esperamos sea ofrecida por él mismo en ésta ocasión, como un sincero reconocimiento a toda una vida entregada a la ingeniería geotécnica, particularmente en la geotecnia de taludes; sus enseñanzas, su conocimiento, pero también la promoción que él ha hecho de la importancia que tiene la geotecnia en las regiones del país, fueron apenas algunas de las consideraciones que tuvo la JD para otorgarla.

Esta conferencia se propone además como la Conferencia Inaugural de la Conferencia Regional de Geotecnia en las subsiguientes versiones que se desarrollen, así como la Conferencia Juan Montero Olarte funge como Conferencia Inaugural del Congreso Colombiano de Geotecnia, este año en su V versión y la Conferencia Álvaro Jaime González García hace las veces de Conferencia Inaugural del Curso Internacional de Exploración y Caracterización del Subsuelo, cuya I versión se dictó en el año 2023.

Buen viento y buena mar para quienes siguen, muchas gracias a los demás miembros de la JD saliente, al Sr. Procurador y su Suplente, a nuestra Secretaria Ángela Vásquez, a quienes han colaborado de una u otra forma con la buena marcha de Sociedad, a nuestros patrocinadores en los diversos eventos y actividades, y, principalmente a todos nuestros asociados, quienes son la razón de la existencia de esta institución.

Con consideraciones de aprecio y gran respeto.

EL EDITOR

Mario Camilo Torres Suárez

IC, MSc, Dr. Ingeniero – Geotecnia

Presidente de la Sociedad Colombiana de Geotecnia (2022-2024)

Artículos I. Diseño sísmico y geotécnico de cimentaciones superficiales y profundas en áreas urbanas.

Módulo de reacción de subrasante en cimentaciones superficiales

ALVARO J. GONZALEZ G.

Ingeniero Civil U.N., M.Sc., DIC
Socio Director- Análisis Geotécnicos Colombianos AGC Ltda.
Profesor Asociado -Fac.de Ingeniería- U.Nacional.- Bogotá

1.0 INTRODUCCION

Con el fin de estimar adecuadamente los esfuerzos máximos a que estarán sometidos elementos estructurales en contacto continuo con materiales térreos, tales como pavimentos, cimientos, traviesas de ferrocarril, etc, se requiere conocer la deformabilidad de la estructura térrea, ante la acción de las cargas impuestas.

2.0 CONCEPTO DEL MODULO DE REACCION DE SUBRASANTE (k)

El módulo de reacción de subrasante k [F/L^3], se define como:

$$k = \sigma / \delta \quad (1)$$

en donde σ = esfuerzo normal
 δ = deformación en la dirección de σ .

El objetivo de este parámetro es el de reemplazar una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante k por unidad de área, lo que realmente es una conveniencia matemática que facilita los cálculos de esfuerzos y deformaciones en las interfaces estructura-suelo, puesto que las deformaciones se hacen directamente proporcionales a los esfuerzos aplicados.

El concepto fué introducido por Winkler, y posteriormente desarrollado, discutido y usado por la profesión. Dado que, como se demostrará posteriormente, este parámetro no es una propiedad intrínseca del suelo, hay múltiples modelos para su evaluación y no es posible determinarlo unívocamente con ensayos normalizados.

En los siguientes apartes se hace una revisión sucinta de algunos de los modelos más usuales, y, debido al carácter del módulo de reacción, necesariamente los modelos se basan en la teoría de la elasticidad. Se consideran cargas verticales únicamente.

3.0 MEDIO SEMI-INFINITO HOMOGENEO

Para este caso ideal hay varias soluciones explícitas, ya evaluadas hace años.

3.1 Area Circular

Para un área circular de radio R , con una carga superficial uniforme q , las deformaciones verticales δ y el módulo de reacción k están dados por:

$$\delta = [q \cdot R^3 / c] \cdot [(1-\nu^2) / E] \quad (2)$$

$$k = q / \delta = [E / (1-\nu^2)] / [R^3 / c] \quad (3)$$

en donde δ = deflexión vertical superficial [L]
 q = carga vertical por unidad de área [F/L^2]
 E = módulo elástico del suelo [F/L^2]
 ν = relación de Poisson del suelo
 I_c = factor de influencia para carga circular
 = I_{cf} = factor de influencia para carga circular flexible (p.ej. Das, 1985)
 = 2.000 para el centro
 = 1.273 para el borde
 = 1.700 para la deflexión promedio
 = I_{cr} = factor de influencia para carga circular rígida
 = $\pi/2 = 1.571$ (Poulos y Davis, 1974)

3.2.- Area Rectangular

Para esta forma, con dimensiones B (ancho) por L (largo) y con una carga unitaria q , las deformaciones superficiales están dadas por:

$$\delta = [q \cdot B \cdot I_r] \cdot [(1 - \nu^2) / E] \quad (4)$$

y entonces

$$k = q/\delta = [E / (1 - \nu^2)] / [B \cdot I_r] \quad (5)$$

en donde δ = deflexión vertical superficial [L]
 q = carga vertical por unidad de área [F/L^2]
 E = módulo elástico del suelo [F/L^2]
 ν = relación de Poisson del suelo
 I_r = factor de influencia para carga rectangular
 = I_{rf} = factor de influencia - carga rectangular flexible (Steinbrenner, 1934; en p.ej. Bowles, 1982)
 = $2 \cdot F_{10}$ para el centro
 = F_{10} para la esquina
 = $1.696 \cdot F_{10}$ en promedio
 $F_{10} = (1/2\pi) \{ \ln [(X + m) / (X - m)] + m \cdot \ln [(X + 1) / (X - 1)] \}$ (6a)
 $X = (1 + m^2)^{(1/2)}$ (6b)
 $m = L/B$ (6c)

= I_{rr} = factor de influencia - carga rectangular rígida
 $I_{rr} = [m^{(1/2)}] / T(m)$ (Poulos y Davis, 1974) (7)
 $T(m)$ = función de $m = L/B$ con $T > 1.0$

3.3.- Análisis Inicial

De los anteriores dos casos elementales se deducen cuatro conclusiones iniciales interesantes:

- k es función de las propiedades elásticas del suelo (E, ν), como era de esperarse.
- k varía inversamente de las dimensiones de la zona cargada (R, B y L), hecho ya observado por Terzaghi (1955).
- k depende de la rigidez relativa entre la estructura y el suelo

d) k, para estructuras flexibles, depende del punto de medida de la deformación vertical.

Por todo lo anterior, y como se anunció al principio, el módulo de reacción de los suelos k no es sino un artificio de cálculo y no una propiedad fundamental del suelo, así éste sea homogéneo, isotrópico y elástico. De ahí la dificultad inherente para su evaluación, más aún cuando los suelos reales son heterogéneos, anisotrópicos e inelásticos.

3.4.- Aproximación Inicial

Sin embargo, para los dos casos anteriores, es posible obviar en parte estos inconvenientes adoptando:

- 1) δ = δ_f promedio para estructuras flexibles
 = δ_r = para estructuras rígidas (Poulos & Davis,74)
 = $1/2 [\delta_f(\text{centro}) + \delta_f(\text{borde})]$ (círculo)
 = $1/3 [2*\delta_f(\text{centro}) + \delta_f(\text{esquina})]$ (rectángulo)
- 2) D = dimensión menor de la estructura
 = 2R para caso circular
 = B para el caso rectangular
- 3) K = k*D = módulo de deformabilidad

Con estas aproximaciones la expresiones para K quedarían:

$$\text{Círculo: } K_{cf} = 1.1765 * [E/(1-\nu^2)] \quad (8a)$$

$$K_{cr} = 1.2221 * [E/(1-\nu^2)] \quad (8b)$$

$$\text{Rectángulo: } K_{rf} = [0.5896/F1o] * [E/(1-\nu^2)] \quad (9a)$$

$$K_{rr} = [0.6000/F1o] * [E/(1-\nu^2)] \quad (9b)$$

Dada la gran similitud de los coeficientes, para los dos casos anteriores se puede adoptar entonces:

$$K_c = I * [E/(1-\nu^2)] \quad (10)$$

en donde I = factor de influencia = 1.2 para círculo
 = 0.6/F1o para rectángulo

Lo anterior se confirma con el análisis de Vesic (1961) para una viga infinitamente larga de base B, modulo elástico E_v e inercia I_v , caso en el cual el módulo de deformabilidad está dado por:

$$K = k_B = 0.65 * [(E*B^4)/(E_v*I_v)]^{(1/12)} * [E/(1-\nu^2)] \quad (11)$$

la cual en la mayoría de los casos se aproxima bastante a la expresión:

$$K = (1/2)*[E/(1-\nu^2)] \quad (11a)$$

4.0 MEDIO SEMI-INFINITO HETEROGENEO

Para este medio en el presente informe se presentan dos casos usuales: a) variación funcional de los parámetros elásticos con profundidad y b) materiales en capas.

4.1.- Variación Funcional de Parámetros Elásticos

A) Variación Lineal

El caso de variación lineal creciente con profundidad ha sido elegantemente resuelto por Gibson (1974), para el caso en el cual los parámetros elásticos varían :

$$G(z) = G(0) + m \cdot z \quad (12a)$$

$$v = \text{constante} \quad (12b)$$

en dónde

G	= módulo de rigidez = $E/[2 \cdot (1+v)]$ [F/L ²]
v	= relación de Poisson
z	= profundidad [L]
G(0)	= módulo de rigidez superficial [F/L ²]
m	= variación de G con z ($dG/dz = m > 0$) [F/L ³]

para el caso $v=0.5$ y $G(0) = 0$ y únicamente para este caso:

$$k = 2m \quad (13)$$

y tal vez es la única ocasión en que k puede identificarse con una propiedad del material.

B) Otras Variaciones

b1) Horvath (1983a y b), usando el continuo de Reissner, el cual asume $\sigma_x = \sigma_y = \tau_{xy} = 0$ y adicionando $e_x = e_y = \gamma_{xy} = 0$ (solo existen σ_z y e_z), las deformaciones varían de δ en la superficie a 0 a la profundidad H, y entonces, con estas restricciones, bastante irreales en concepto del Autor, llega a las siguientes expresiones para k:

- para $E = A = \text{constante}$

$$k = A/H = K/H \quad (14)$$

- para $E = A + B \cdot z$

$$k = B / \ln(1 + BH/A) \quad (15)$$

- para $E = A + B \cdot (z)^{0.5}$

$$k = B^2 / [B \cdot (H)^{0.5} - A \cdot \ln(1 + (B \cdot (H)^{0.5})/A)] \quad (16)$$

Nótese que para $A=0$ las expresiones (15) y (16) resultan en $k = 0$ (??) y para $B=0$ no revierten a la expresión (14).

b2) Holl (Poulos y Davis, 1974) calcula esfuerzos, pero no deformaciones, para un material en el cual:

$$E = E_0 \cdot (z)^j \quad (17)$$

4.2.- Material por Capas

Para este caso se asume adhesión perfecta entre las capas y que éstas están dispuestas horizontalmente con espesores constantes (h_i). El material de cada una de las capas se supone homogéneo, isotrópico y elástico, con parámetros E_i y ν_i , y la capa más inferior se supone semi-infinita.

A) Carga Circular

Para este caso y dado su interés en el caso de los pavimentos para vehículos, se han resuelto varios problemas, en especial con materiales más resistentes sobre otros más débiles.

Entre las soluciones se pueden mencionar (Poulos y Davis, 1974):

- a1) Dos capas :
 - Burmister (esfuerzos y deformaciones)
 - Fox (esfuerzos)
 - Thenn de Barros (deformaciones)
 - Ueshita y Meyerhof (módulo equivalente)
 - Gerrard (esfuerzos y deformaciones)

- a2) Tres capas :
 - Jones (esfuerzos-tablas)
 - Peattie (esfuerzos-gráficos)
 - Ueshita y Meyerhof (deformaciones-gráficos)
 - Thenn de Barros (deformaciones-tablas)

- a3) Procedimientos aproximados:
 - Steinbrenner (para carga rectangular)
 - Palmer y Barber (espesores equivalentes)
 - Odemark (módulos equivalentes-iterativo)
 - Ueshita y Meyerhof (factores de medio finito)
 - Vesic (factores de deformación)
 - Thenn de Barros (módulos equivalentes)

Debido a lo extenso de las soluciones y a que en cimentaciones lo usual no es el problema de carga circular, aunque en ocasiones se ha empleado como elemento de carga unitaria (Chang et al., 1980), se sigue con el caso de carga rectangular, sin detallar estas soluciones de carga circular, las cuales usualmente vienen solo en tablas o gráficos.

B) Carga Rectangular

b1) Método de Steinbrenner: Este procedimiento, ya mencionado parcialmente con anterioridad, para este caso parece que es el único método aplicable, por haber sido desarrollado específicamente para esta forma de carga, aunque se anota que su efectividad es mayor cuando los módulos decrecen con profundidad y por ésto y otras razones se considera un método aproximado (Poulos y Davis, 1974; Bowles, 1982). El método se puede aplicar iterativamente, y permite calcular las deformaciones de un gran número de capas:

La deformación en la esquina de un rectángulo ($B \times L$) esta dada por:

$$\delta)_{\text{esq.}} = [q \cdot B \cdot l_s] / [E / (1 - \nu^2)] \quad (18a)$$

Para la deformación entre la superficie y la profundidad z

$$I_s = I_{sh} = F_1 + [(1-2\nu)/(1-\nu)] * F_2 \quad (19a)$$

en donde $F_1 = (1/\pi) \{ \ln [(X+m)*(Y)/(m+J)] + m * \ln [(X+1)*R/(m(1+J))] \}$ (19b)

$$F_2 = (n/2\pi) * \arctan [m/(n*J)] \quad (19c)$$

y $X = (1 + m^2)^{(1/2)}$ (19d)

$$Y = (1 + n^2)^{(1/2)} \quad (19e)$$

$$R = (m^2 + n^2)^{(1/2)} \quad (19f)$$

$$J = (m^2 + n^2 + 1)^{(1/2)} \quad (19g)$$

$$m = L/B \quad (19h)$$

$$n = z/B \quad (19i)$$

para el caso $z \Rightarrow \infty$ $F_1 = F_{1o}$ $F_2 = 0$
 $z = 0$ $F_1 = 0$ $F_2 = 0$

Para deformación entre la profundidad z e infinito se tiene:

$$I_s = I_{sz} = F_3 - [(1-2\nu)/(1-\nu)] * F_2 \quad (20a)$$

en donde $F_3 = (1/\pi) * \{ \ln [(m+J)/Y] + m * \ln [(1+J)/R] \}$ (20b)

$$= (1/2\pi) * \{ \ln [(J+m)/(J-m)] + m * \ln [(J+1)/(J-1)] \} \text{ (Harr, 1966)} \quad (20b)$$

y el resto de nomenclatura es igual al caso anterior.

Para el caso $z = 0$ $F_3 = F_{3o}$ $F_2 = 0$
 $z \Rightarrow \infty$ $F_3 = 0$ $F_2 = 0$

y en todos los casos $F_1 + F_3 = F_{1o}$ (21)

Para las otras deformaciones:

$$\delta \text{ centro} = 2 \delta \text{ esquina} \quad (22a)$$

$$\delta \text{ promedio flexible} = 0.848 \delta \text{ centro} \quad (22b)$$

$$\delta \text{ promedio rígido} = 0.833 \delta \text{ centro} \quad (22c)$$

Con el método aplicado sucesivamente a las diferentes capas, es posible, por superposición, hallar las deformaciones superficiales y por consiguiente el módulo promedio de deformabilidad K.

b2) Métodos Aproximados

Estos se pueden aplicar en conjunto con el método anterior, para simplificar en algo los cálculos. (Poulos y Davis, 1974):

Espesor Equivalente (Palmer y Barber):

Las i capas superiores (de 1 hasta n) se hacen de espesor equivalente H_{equiv} con las características del material subyacente semiinfinito o sea:

$$H_{equiv)o} = \sum \{ h_i * [E_i / (1-\nu_i^2)]^{(1/3)} \} / [E_o / (1-\nu_o^2)]^{(1/3)} \quad (23)$$

en este caso se pueden aplicar las ecuaciones del medio semi- infinito.

Módulo equivalente (Thenn de Barros):

Con una ecuación similar, las $i-1$ capas superiores se colocan con su espesor total H y un módulo equivalente:

$$(E \text{ equiv})^{(1/3)} = d \{h_i \cdot (E_i)^{(1/3)}\} / H \quad (24a)$$

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n \quad (24b)$$

en este caso se aplica el modelo de dos capas.

5.0.- MEDIO FINITO HOMOGENEO

Para este caso, de una capa sobre una base rígida, rugosa y correspondiente a la situación cuando el elemento está sobre una capa delgada de suelo, hay varias soluciones, presentadas en gráficos (Poulos y Davis, 1974), en especial las siguientes:

- Ueshita y Meyerhof (deformación vertical en esquina para $\nu=0$ a 0.5)
- Sovinc (esfuerzos y deformaciones en base lisa)

6.0 CONCLUSIONES GENERALES

6.1 Intervalo de Variación del Módulo de Reacción

Con este resumen de los principales métodos rápidos de cálculo de deformaciones, es posible evaluar aproximadamente el intervalo probable de variación de K para el problema de elementos circulares, cuadrados o rectangulares. Sin embargo, en todos los casos es posible aplicar modelos de elementos finitos bi y tridimensionales, los cuales pueden proveer resultados más exactos, pero cuyo costo es usualmente muy alto.

6.2.- Rigidez Relativa del Elemento Estructural

Con las dimensiones del elemento se puede aplicar el criterio de Gubernov-Possadov (Davis y Poulos, 1974; Zaman y Farouque, 1985).

Segun Gubernov-Possadov una placa rectangular sólida de dimensiones $B > L$, propiedades E_p y ν_p , y espesor t se puede considerar rígida si:

$$[E/(1-\nu^2)] < (16/3\pi) \cdot [(B/L)^{(1/2)}] \cdot [(t/B)^3] \cdot [E_p/(1-\nu_p^2)] \quad (25)$$

y si esto es así deben adoptarse los valores de K correspondientes.

6.3- Necesidad de Observación

La instrumentación y cuidadosa observación de cimientos existentes, respaldadas por ensayos adecuados de campo contribuirán a mejorar los modelos y a reducir los usualmente amplios intervalos que indicamos los geotecnistas para éste parámetro de cálculo estructural.

REFERENCIAS

- BOWLES, J.E. (1988).- Foundation Analysis and Design- 4rd. Ed.-1004 pp.- McGraw-Hill Book Co.
- CHANG,CH.S.; ADEGOKE, C.W.; SELIG, E.T. (1980).- GEOTRACK Model for Railroad Track Performance.- Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT11, Proc. Paper 15819, November 1980, pp. 1201-1217
- DAS, B.M. (1985).- Advanced Soil Mechanics.- 511 pp.- McGraw-Hill Book International Edition, 1985.
- GIBSON, R.E. (1974).- The Analytical Method in Soil Mechanics- 14th Rankine Lecture.- Geotechnique 24 No. 2, pp 113-140.
- HARR, M.E. (1966).- Foundations of Theoretical Soil Mechanics.- McGraw Hill Book Co.
- HORVATH, J.S. (1983a).- New Subgrade Model Applied to Mat Foundations.- Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. GT12, Proc. Paper 18437, December 1983, pp. 1567-1587.
- HORVATH, J.S. (1983b).- Modulus of Subgrade Reaction: New Perspective.- Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. GT12, Proc. Paper 18398, December 1983, pp.1591-1596.
- POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. (1974).- Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics.- 411 pp.- John Wiley & Sons. Inc
- TERZAGHI, K. (1955).- Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction.- Geotechnique, Vol. 5, No. 4, pp. 1011-1043, Dec. 1955.
- THOMPSON, M.R.; ROBNETT, Q.L. (1979).- Resilient Properties of Subgrade Soils.- Transportation Engineering Journal, ASCE, Vol.105 No. TE1, Proc. Paper 14293, January 1979, pp.71-89.
- VESIC, A. (1961).- Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid.- Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 87, No. EM2, pp. 35-53.
- ZAMAN, M.M.; FARUQUE, M.O. (1985).- A Variational Approach for the Analysis of Square and Rectangular Plates Resting in Smooth Contact with an Isotropic Elastic Halfspace.- Soils and Foundations.- Vol 25 No. 1, March, 1985, pp. 15-26

Sismos cercanos y amenaza sísmica para Bogotá

ALVARO J. GONZALEZ G.

-Ingeniero Civil U.N., M.Sc., DIC

-Gerente- Análisis Geotécnicos Colombianos AGC Ltda.

-Profesor Asociado-Facultad de Ingeniería- Universidad Nacional - Bogotá

-Ingeniero Asesor en Geotecnia

RESUMEN

El estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C. previó tres (3) fuentes sismogénicas principales para la ciudad: cercana, intermedia y lejana. En este artículo se presenta la influencia histórica de las tres fuentes sismogénicas mencionadas, la proporción en que deberían considerarse en la amenaza sísmica para la ciudad y la gran influencia, casi obvia, de los sismos cercanos, la cual no se observa claramente en los análisis efectuados hasta ahora para la Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C.

1.0 INTRODUCCION

Con motivo de la revisión de la Microzonificación Sísmica para Bogotá D.C., la Dirección Distrital de Prevención y Atención de Emergencias DPAE, encargó a la Sociedad Colombiana de Geotecnia, un modelo geotécnico dinámico de los suelos de Bogotá, análisis bidimensionales dinámicos de cuatro (4) secciones en dirección oriente-occidente; obtención de espectros (para las cinco (5) zonas de Microzonificación y las tres (3) fuentes sismogénicas principales: cercana, intermedia y lejana) y una propuesta de espectros de diseño

Como parte de la elaboración de la propuesta de espectros de diseño, encargada por la SCG al Autor, se hizo un análisis de las fuentes sismogénicas cercanas, con base en el registro histórico nacional (INGEOMINAS, 2006).

2.0 FUENTES DE INFORMACION

2.1 ESTUDIO DE MICROZONIFICACIÓN DE BOGOTÁ (INGEOMINAS-UNIANDES-1997)

Este estudio (EMZSB) previó los siguientes niveles de aceleración horizontal (Ah/g) a nivel de roca para un período de retorno de 475 años ($P_{exc}=10\%$ en 50 años-compatible con la Norma Sismo Resistente NSR-98):

Tabla 2.1- Características de Fuentes

TIPO DE FUENTE	Ah/g ROCA	DISTANCIA	FUENTE
CERCANA	0.250	15 a 20 km	Indeterminada
INTERMEDIA	0.200	60 km	Falla Frontal de la Cordillera Oriental
LEJANA	0.038	400 km	Zona de Subducción del Pacífico

Las aceleraciones asignadas a cada fuente fueron producto, aparentemente, de:

1. Para la Fuente Lejana, similitud de distancia y tipo de fuente (subducción) con el Sismo de Michoacán de 19 de Septiembre de 1985 que afectó gravemente a Ciudad de México. De hecho todos los acelerogramas de entrada de fuente lejana usados para los análisis bidimensionales fueron de registros de este sismo en Ciudad de Mexico.
2. Para la Fuente Intermedia, el estudio de amenaza con un radio de 200km con el método línea-fuente, como aceleración máxima en roca y con predominancia de la Falla Frontal de la Cordillera Oriental
3. Para la Fuente Cercana, estimación cualitativa, de aceleración predominante

Con estas aceleraciones se escogieron, aparentemente sin un análisis profundo, tres acelerogramas para diseño.

- a. Acelerograma de Sismo de Ciudad de Mexico de 1985 para la Fuente Lejana
- b. Acelerograma de Sismo de Tauramena (1995), registro de Estación El Rosal modificado con funciones de Green, el cual ha tenido muchas críticas.
- c. Acelerograma de Sismo de Loma Prieta (1984), Estación Corralitos, también criticado.

Con la combinación simple, aparentemente relativamente subjetiva, de estos acelerogramas se obtuvieron los espectros de diseño para las diferentes zonas

2.2 CATÁLOGO DE SISMOS DE COLOMBIA (INGEOMINAS)- 1566-ENERO DE 2006

Obtenido por el Autor en varias épocas

2.3 REFERENCIAS A SISMOS HISTORICOS

Hay numerosas publicaciones, algunas de las cuales se indican al final en REFERENCIAS. Cabe destacar la clásica del Padre Jesús Emilio Ramírez, en buena hora reeditada y actualizada por el Instituto Geofísico de la Universidad Javeriana (2004), las numerosas del Dr. Armando Espinosa y las profundamente analizadas de la Dra. Cristina Dimaté.

2.4 MANEJO DE LA INFORMACIÓN

Para procesar la información del Catálogo General, se hizo lo siguiente:

- a) Se usó el Catálogo Sísmico de Colombia, en la versión que posee el Autor para $M_s > 3$, con 11,976 registros desde 1541 hasta Enero de 2006. Todos los datos se aceptan como ciertos.
- b) Con los valores de localización de epicentros del catálogo (Latitud °N y Longitud °W), se estimó aproximadamente la distancia D en kilómetros de los epicentros a Bogota (Observatorio Astronómico Nacional - Latitud 04°35'56.57''N; Longitud 74°04'51.30''W), multiplicando la diferencia en grados por 111.111 km/°.
- c) Con los valores de Magnitud M_s del catálogo se estimó la aceleración en roca en Bogotá, empleando tres ecuaciones de atenuación, también usadas en la evaluación de amenaza nacional y de Bogotá: McGuire, Donovan 2 y Donovan 1:

$$\begin{array}{lll} \text{McGuire:} & a/g = (472/981) \exp (0.64M_s) (D+25)^{-1.30} & (1) \\ \text{Donovan2:} & a/g = (1080/981) \exp (0.50M_s) (D+25)^{-1.32} & (2) \\ \text{Donovan1:} & a/g = (1320/981) \exp (0.58M_s) (D+25)^{-1.52} & (3) \end{array}$$

Se prefirió usar las ecuaciones Donovan2 y Donovan1, dado que la ecuación Donovan2 provee datos más conservativos, mientras que la ecuación Donovan1 se acerca a un promedio, de los resultados obtenidos de una calibración aproximada del Sismo de Tauramena de 1995, hecha por el Autor hace algunos años (Figura 1). Adicionalmente la ecuación de McGuire es para distancias focales (D_f), lo que hace que al emplearla con distancias epicentrales (D_e) se sobre-estimen los valores de aceleración ($D_e < D_f$). Para este artículo se emplean los resultados obtenidos con la ecuación Donovan 1, que es la misma usada en el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia -EGASC (AIS-INGEOMINAS- 1996)

- d) Con la expresión de McGuire de atenuación de velocidad sísmica V se estimaron valores de Intensidad de Mercalli Modificada IMM.

$$\begin{array}{lll} \text{McGuire:} & V \text{ (cm/s)} = 5.64 \exp (0.92M_s) (D+25)^{-1.20} & (4) \\ & \text{IMM} = \log (14 v) / \log (2) & (5) \end{array}$$

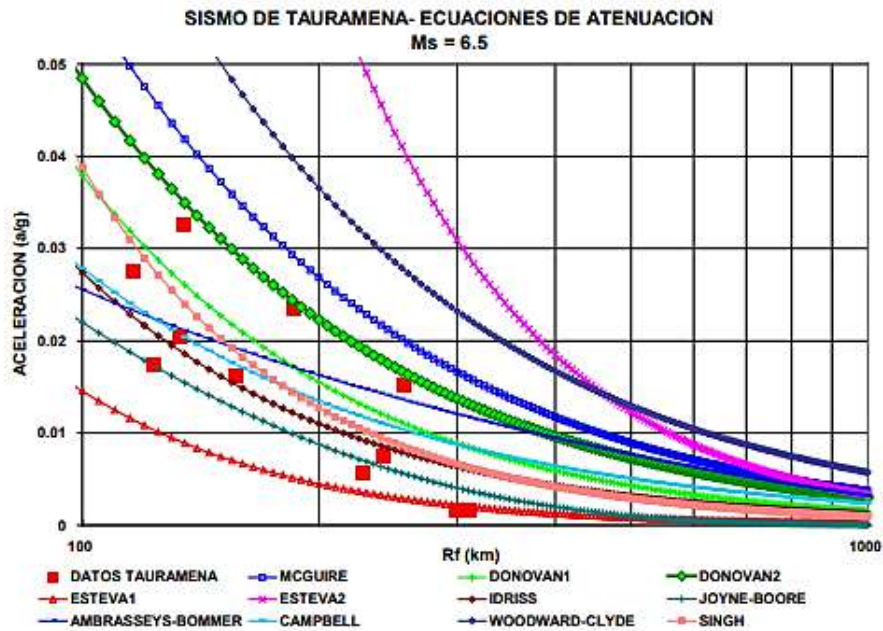


Figura 1- Calibración Aproximada- Sismo de Tauramena (1995)

3.0 SISMOS HISTORICOS SIGNIFICATIVOS

3.1 CARACTERISTICAS DE SISMOS HISTORICOS IMPORTANTES Y ACELERACIONES

El Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá (EMZSB), en su aparte 1.2.1 indica los sismos que se han sentido en la ciudad con intensidad MM- VI o superior en el período 1500-1994, así (Tabla 1.3 modificada del EMZSB) :

Tabla 3.1- Sismos Históricos con Intensidad IMM > VI

INTENSIDAD	FECHAS	No DE EVENTOS
IX	1644-Mar	1
VIII	1785, 1827, 1917	3
VII	1743, 1826, 1923, 1967-Feb	4
VI	1616, 1644-Ene, 1928, 1967-Jul, 1979-Nov	5

Los detalles de los anteriores 13 sismos, tomados del Catálogo Nacional, las aceleraciones estimadas y la adición de 4 eventos, en azul los 2 posteriores a 1994, son:

Tabla 3.2- Sismos Históricos con Intensidad IMM > VI

AÑO	MES	DIA	F	LAT (°)	LONG (°)	PROF (km)	Ms	D epic (km)	ADonv1 (g)	ADonv2 (g)	VMcGuire (cm/s)	IMM	EPICENTRO
1616	2	0	C	5.00	-74.00		5.7	45.4	0.057	0.069	6.48	6.5	Cajicá
1644	1	16	L	7.40	-72.70		7.0	347.0	0.010	0.015	2.91	5.3	Pamplona
1644	3	16	C	4.44	-74.08		7.0	17.4	0.262	0.259	39.35	9.1	Chipaque
1646	4	3	I	5.70	-73.00		6.3	171.4	0.017	0.024	3.29	5.5	Sogamoso
1743	10	18	C	4.40	-73.90		6.3	29.9	0.118	0.130	15.17	7.7	Chingaza 1
1785	7	12	C	4.70	-73.80		7.0	33.2	0.162	0.171	26.95	8.6	Chingaza 2
1826	6	18	C	4.80	-73.90		6.3	30.0	0.117	0.129	15.12	7.7	Sopó
1827	11	16	L	1.90	-75.90		7.7	361.6	0.014	0.020	5.29	6.2	Timaná
1917	8	31	C	4.26	-74.15		7.3	38.4	0.169	0.177	32	8.8	Sumapaz
1923	12	22	I	4.40	-73.20		6.3	100.3	0.034	0.044	5.63	6.3	Paretebueno
1928	11	1	L	5.50	-71.50		5.7	303.7	0.005	0.009	1.02	3.8	Casanare
1966	9	4	C	4.57	-74.12	9	4.4	5.4	0.096	0.110	5.37	6.2	Tunjuelo
1967	2	9	I	2.93	-74.83	36	6.8	203.3	0.018	0.025	4.35	5.9	Huila
1967	7	29	L	6.84	-73.09	160	6.0	272.2	0.008	0.012	1.52	4.4	Nido B/ga
1979	11	23	L	4.81	-76.20	105	6.7	236.6	0.014	0.020	3.37	5.6	Manizales
1992	10	18	L	7.15	-76.84	10	7.3	417.5	0.009	0.014	3.11	5.4	Murindó 2
1995	1	19	I	5.00	-72.90	0	6.6	138.6	0.027	0.036	5.39	6.2	Tauramena

En esta Tabla 3.2 se han adicionado el sismo del Tunjuelo de 1966, local y relativamente desconocido, el sismo del Huila de Febrero de 1967 (sentido más fuerte que el de Julio de 1967 del Nido de Bucaramanga, del cual, sin embargo se tiene uno de los primeros registros acelerográficos en la ciudad), el sismo de Murindó (1992) y el sismo de Tauramena (1995), los cuales también se sintieron en algunas partes de la ciudad con intensidad IMM > 6

De los 17 eventos de la Tabla 3.2, siete (7- 41%) corresponden a fuentes cercanas (De < 50km). Se anota además que sismos muy importantes, como los de Tumaco en 1906 (Ms=8.2) y 1979 (Ms=7.7), el de Páez de 1994 (Ms=6.6), el del Eje Cafetero de 1999 (Ms=6.1) y el de Pizarro de 2004 (Ms=6.7), aparentemente no se sintieron en Bogotá con intensidad IMM > 6.

3.2 DESCRIPCIÓN DE ALGUNOS SISMOS HISTORICOS SIGNIFICATIVOS

En primera instancia se describen los tres sismos más fuertes sentidos en Bogotá D.C.:

3.2.1 Sismo del Tunjuelo de Marzo 16 de 1644

De los anteriores sismos, se cree que el más destructivo fué este sismo, identificado en forma relativamente reciente por el geólogo Armando Espinosa (Espinosa, 1994a). Con Donovan 1, para Ms=7.0 y una distancia epicentral de 17.4km, se estima una aceleración en roca en Bogotá de 0.262g. En ese evento, con epicentro aparente cerca de Chipaque, se presentaron múltiples fenómenos que lo catalogan como de intensidad MSK = 9 (Figura 2) :

- Rotura del terreno en la Quebrada La Honda, cerca de Chipaque, posible epicentro del temblor
- Licuación de depósitos aluviales del Río Tunjuelo
- Daños a la Iglesia del Tunjuelo, con rotura de pilas de mármol
- Gran deslizamiento y represamiento del Río Bogotá cerca al Salto de Tequendama
- Caída de grandes piedras en Usme y otros sitios cercanos.
- Sin embargo, la pequeña aldea de Santa Fé de Bogotá sufrió daños fuertes, pero no destrucción.

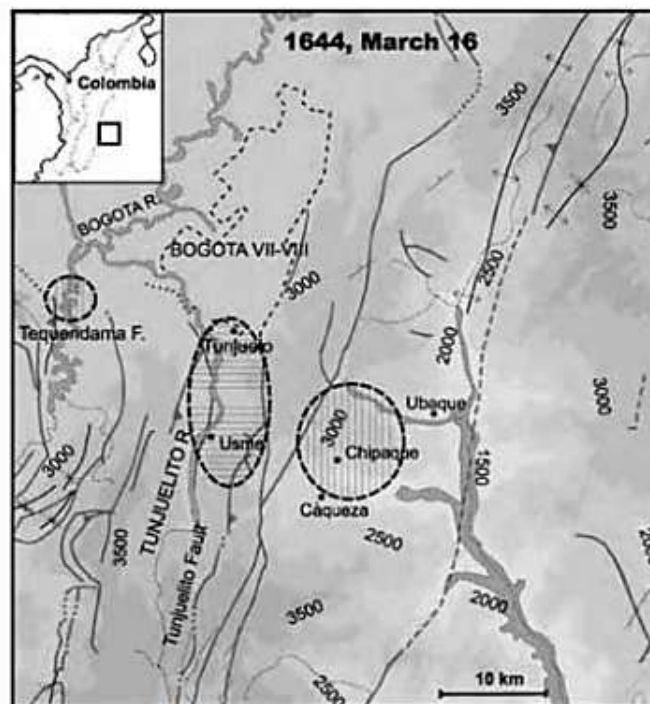


Figura 2- Zonas de Afectación del Sismo de 1644- En achurado vertical: caídas de rocas y deslizamientos; en achurado horizontal: licuación- Tomada de Dimaté et al (2005), a su vez adaptada de Espinosa (1994a)

3.2.2 Sismo de Agosto 31 de 1917

La descripción de los efectos de este sismo, con un evento fuerte precedente el 29 de Agosto y epicentro aparente en el Páramo de Sumapaz, se toma de Dimaté et al (2006) (Figura 3).y de Ramírez (1975). Con Donovan 1, para $M_s=7.3$ y una distancia epicentral de 38.4km, se estima una aceleración en roca en Bogotá de 0.169g :

- d) 50 casas totalmente destruidas
- e) 400 casas derrumbadas
- f) 6 muertos y 12 heridos
- g) Por cuarta vez se cayó la Iglesia del Cerro de Guadalupe (las otras 3 fueron en 1743, 1785 y 1827)
- h) Daños importantes en la Iglesia de Lourdes (caída de la torre principal), la catedral, el Edificio Liévano, el Hospital San Juan de Dios, otros edificios gubernamentales y bastantes edificaciones privadas
- i) Muchos habitantes de Bogotá salieron a la calle y pernoctaron allí
- j) Destructivo también en Nazareth, Fosca, Cáqueza, Ubaque, Pasca, Soacha y Madrid
- k) Daños también reportados en Facatativá, Fusagasugá y Villavicencio.

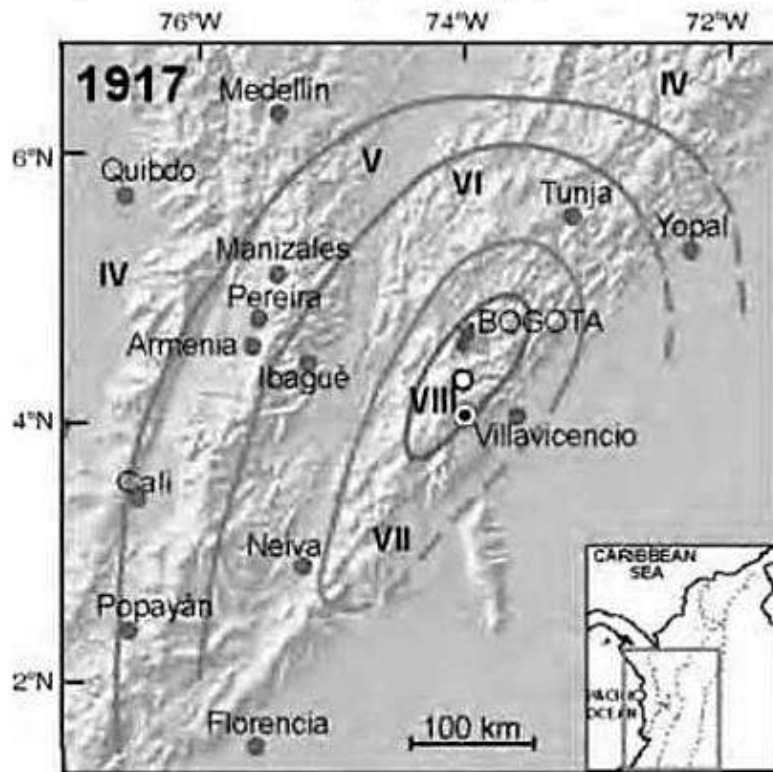


Figura 3- Isosistas del Sismo de 1917- Tomada de Dimaté et al (2005), a su vez adaptada de Alvarez (1987)

3.2.3 Sismo de Julio 12 de 1785

La descripción de los efectos de este sismo en la ciudad, con epicentro aparente en el páramo de Chingaza, son tomados de Dimaté et al (2006), Ramírez (1975) y Espinosa (2004). Con Donovan 1, para $M_s=7.0$ y una distancia epicentral de 33.2km, se estima una aceleración en roca en Bogotá de 0.162g. Este evento dió lugar al periódico "Aviso del Terremoto" :

- a) Daños muy graves en 10 edificaciones religiosas (colapso de las iglesias de Santo Domingo y cerro de Guadalupe, iglesias de Cota, Cajicá y Chía)

- b) Daños intermedios en otras 8 edificaciones, incluidas la Catedral, la Capilla del Sagrario, convento de San Francisco, Palacio del Virrey y dos cárceles.
- c) Daños graves en iglesias de Soacha, Engativá, Fontibón, Facatativá, Fómeque, Cajicá, Guateque, Tunja y Pasca.
- d) Tuvo intensidad VI hasta sitios tan lejanos como Popayán y Pasto
- e) Muchos habitantes salieron de Santafé de Bogotá hacia el campo y sólo retornaron cuando cesaron las réplicas.

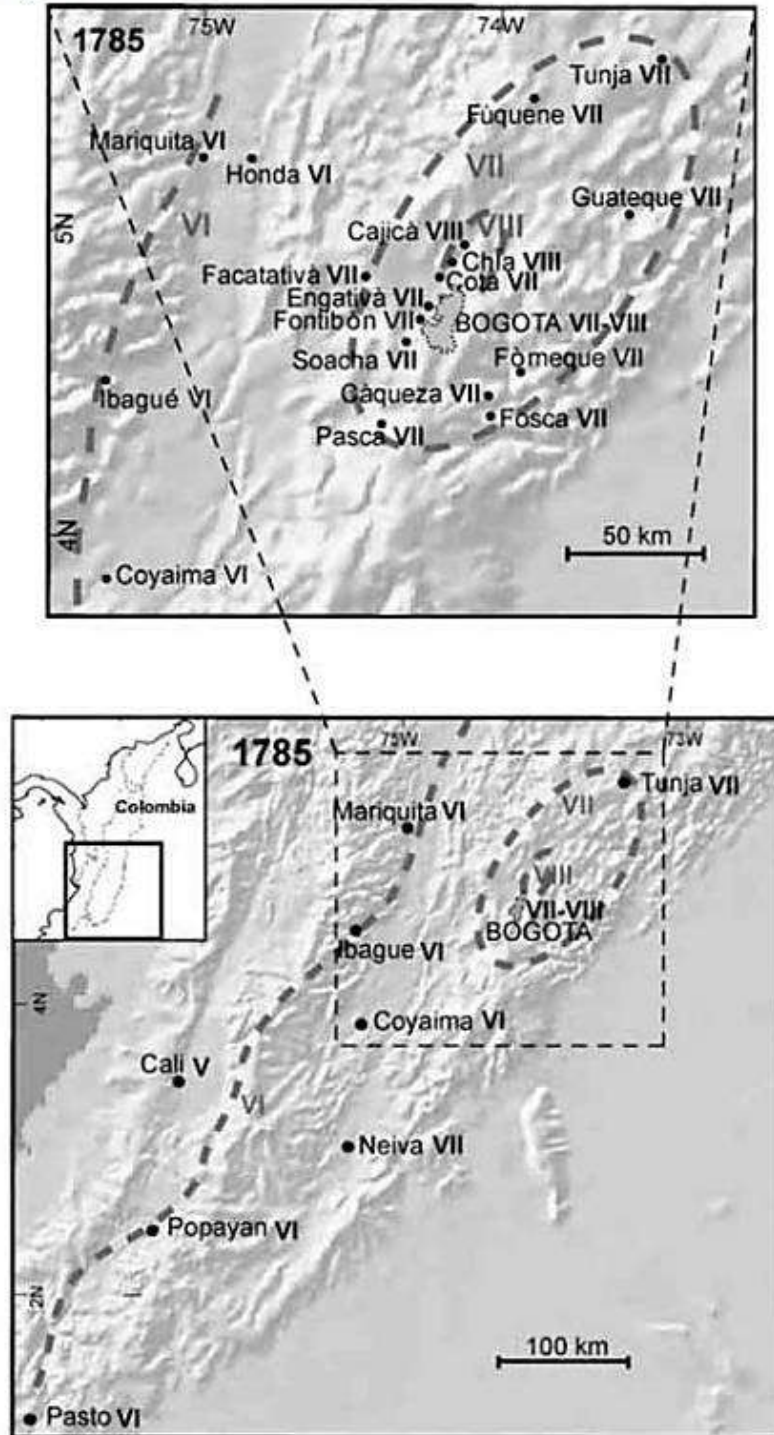


Figura 4- Intensidades del Sismo de 1785- Tomada de Dimaté et al (2005), a su vez adaptada de Alvarez (1987)

Para el resto de sismos anteriores a 1966, se remite al lector a la referencias. Ahora se describen dos sismos relativamente recientes

3.2.4 Sismo de Septiembre 4 de 1966

Este sismo, a pesar de ser relativamente reciente no ha sido estudiado en profundidad, por lo que no se tienen mapas de isosistas. Con Donovan 1, para $M_s=4.4$ y una distancia epicentral de 5.4km, se estima una aceleración en roca en Bogotá de 0.096g. La descripción se toma de una cita del padre J. R. Goberna, en Ramirez (1975), la cual se transcribe en su totalidad:

"Casi sin previo aviso se presentó el temblor del 4 de septiembre a las 5 y cuarto de la tarde. Su epicentro estuvo ido a unos 10 kilómetros al sur de Bogotá y su foco fue superficial, habiendo tenido una profundidad de sólo unos silómetros; su intensidad llegó a 7 en la escala internacional de 1 a 12 dentro de una pequeña zona entre Bogotá y Usme, la cual se hallan situados los barrios Barranquillita y Santa Librada, que fueron los más gravemente perjudicados. En ellos las víctimas fueron 6 muertos y unos 30 heridos; más de 200 casas quedaron total o parcialmente averiadas. La ciudad de Bogotá sufrió unos momentos de pánico, pero los daños fueron relativamente pequeños, reduciéndose en su mayoría a varios muros tumbados, algunas paredes y torres agrietadas y cornisas dañadas. Por desprendimiento de ladrillos o materiales sueltos hubo que lamentar dos muertos haciendo un total de ocho. Algunas otras ciudades de la parte meridional de la Sabana sufrieron también pequeños daños en varios edificios; en otras regiones más lejanas tanto hacia el sur como hacia el oriente y el occidente de Bogotá, como Villavicencio, Girardot, etc., se sintió el temblor, pero no se experimentaron daños considerables (Informe sismológico de las estaciones colombianas de Bogotá, Fúquene, Chinchiná y Galerazamba durante el año 1966. Manuscrito, p. 4).

3.2.5 Sismo de Octubre 1 de 2005

Un evento cercano reciente ocurrió cerca al Río Tunjuelo en Oct-01-2005, pero por tener magnitud $M_L = 2.9 < 3.0$ ($D_e = 7.74\text{Km}$ - a/g $DV_1 = 0.036$), no aparece en el Catálogo (Fig 5)

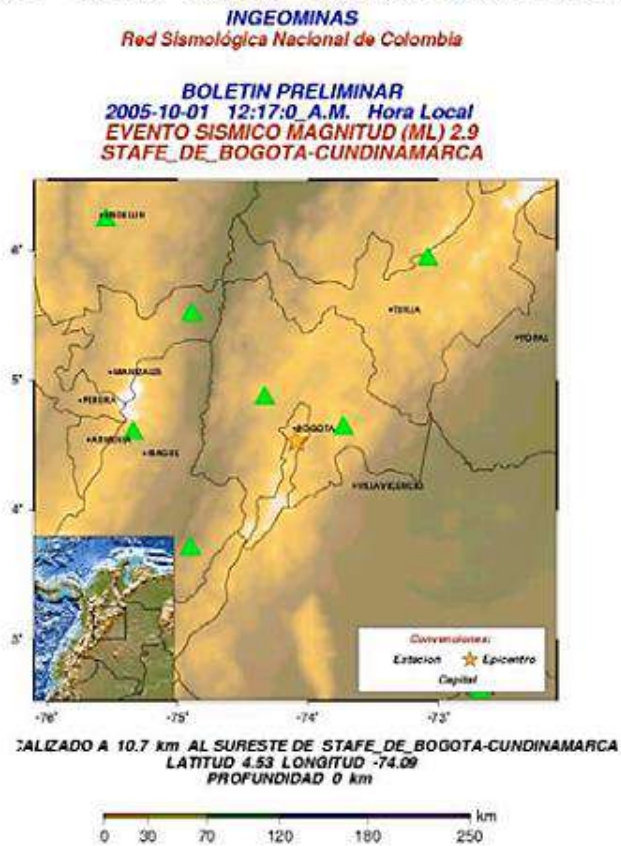


Figura 5- Sismo de 2005- Tomada de INGEOMINAS (2005)

4.0 ANALISIS DE SISMOS CERCANOS

4.1 ANALISIS DE MAGNITUDES

De los 12,168 datos del Catálogo Nacional, 112 (0.935%) corresponden a sismos cercanos (De < 50km); 1358 (10.412%) a sismos intermedios (50km < De < 250km) y el resto, 10,617 (88.652%) a sismos lejanos (De > 250km).

Con los 112 datos de sismos cercanos, $D_{promedio}=18.608\text{km}$ a la Ciudad de Bogota y las magnitudes M_s reportadas se encontró la siguiente relación de Gutenberg-Richter (Figura 6):

$$N = 972.81103 \exp (-0.911135 M_s) \quad (6)$$

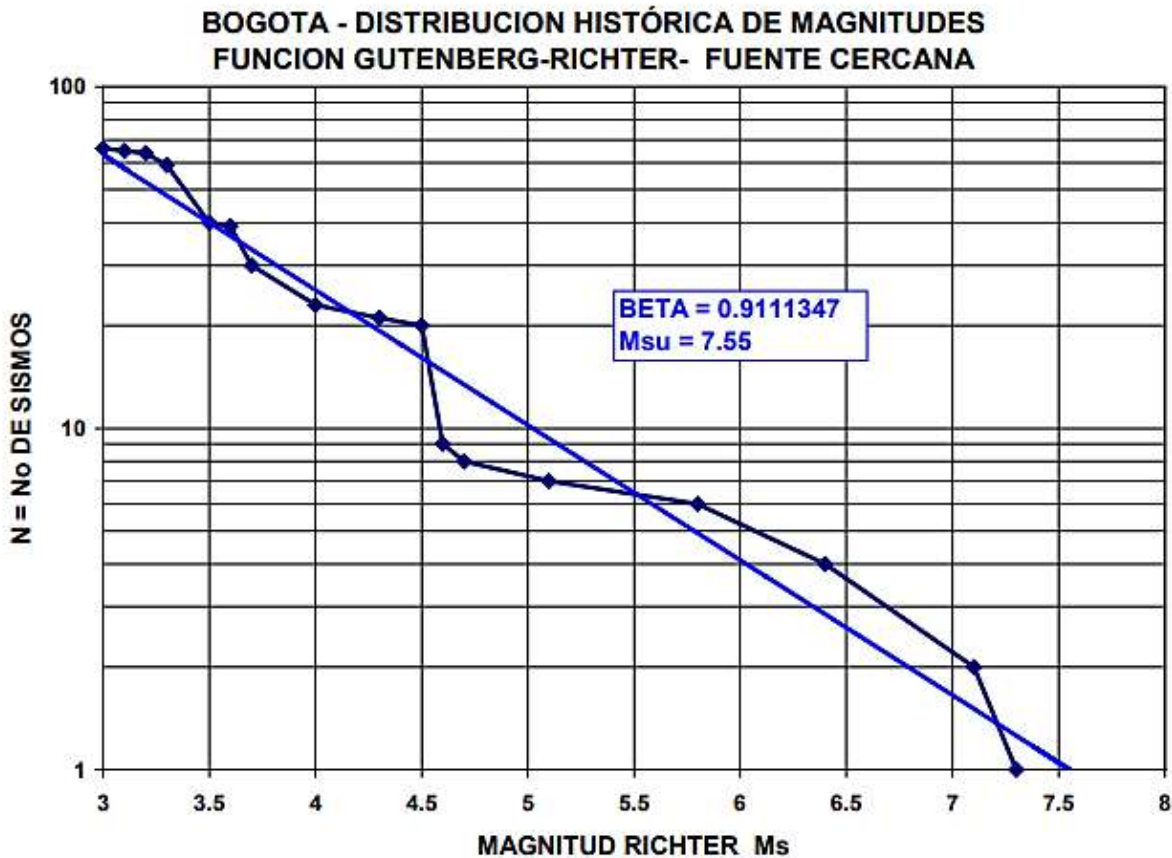


Figura 6- Registro Histórico- Gutenberg-Richter- Amenaza Sísmica Cercana para Bogotá

De estos datos se obtiene para la Fuente Cercana:

$$f = 0.240343 \text{ sismos/año } M_s > 3.0$$

$$\beta = 0.911135$$

$$M_{su} = 7.55$$

4.2 ANALISIS DE ACELERACIONES

De los 11,976 datos de aceleraciones calculados para Bogotá con la ecuación Donovan 1, también es posible hallar los máximos anuales lo cual resulta en 210 datos, de los cuales 52 (24.762%) corresponden a sismos cercanos, 62 (29.524%) a sismos intermedios y 96 (45.714%) a sismos lejanos. Sin embargo, sólo hay 31 valores (14.762%) de aceleración superiores a 0.04g, de los cuales 29 (93.5% de 31) corresponden a sismos cercanos (Figura 7)

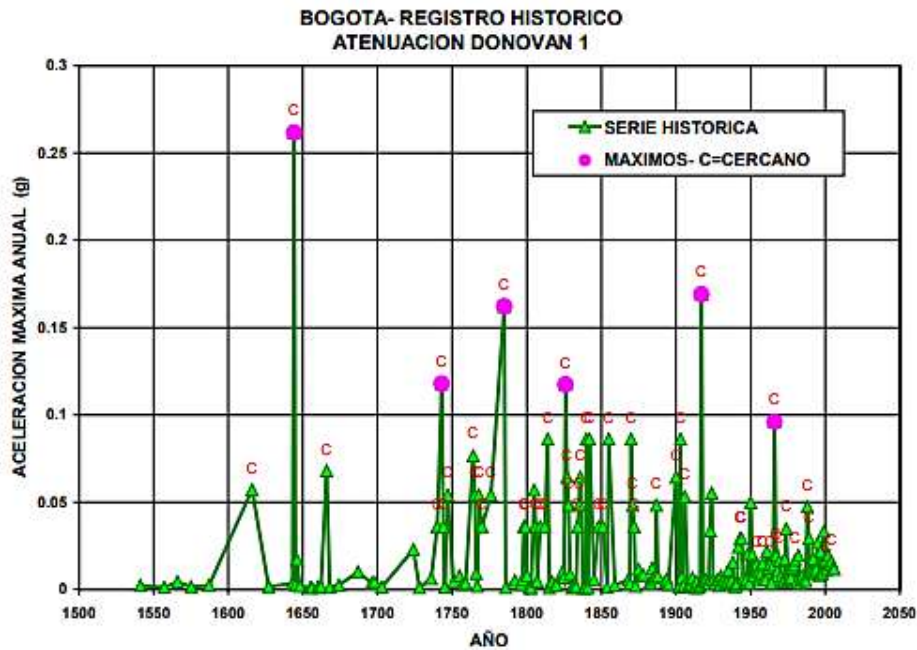


Figura 7- Registro Histórico- Aceleraciones Máximas Anuales para Bogotá

Con los 52 valores de máximos anuales de fuentes cercanas es posible hallar, por medio de análisis con distribución Log-Gumbel, la siguiente relación entre aceleración en roca y período de retorno (Figura 8):

$$Tr \text{ (años)} = 0.00015325 (Ar/g)^{-1.96138} \quad (\text{para } Ar > 0.05g) \quad (7)$$

Con todos los 112 datos de fuente cercana, y también con análisis Log-Gumbel, se halla la siguiente relación entre aceleración en roca y período de retorno (Figura 8):

$$Tr \text{ (años)} = 0.00010265 (Ar/g)^{-2.16394} \quad (\text{para } Ar > 0.03g) \quad (8)$$

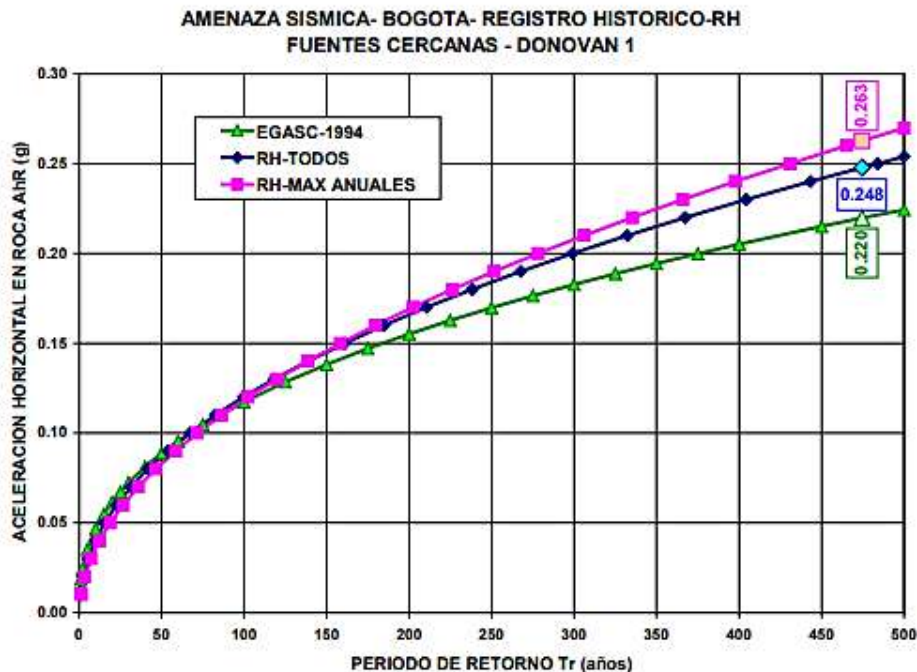


Figura 8- Registro Histórico- Amenaza Sísmica para Bogotá- Fuentes Cercanas

De estas curvas se aprecia que, para fuente cercana y período de retorno de 474.56 años:

- Las aceleraciones son superiores a las del EGASC-96 (0.220g): 0.248g para el análisis con todos los datos y 0.263g para el análisis con los máximos anuales que sean cercanos, lo cual era de esperarse.
- Con estos valores de aceleración, es aceptable el valor de 0.25g adoptado por el Estudio de Microzonificación como valor de diseño para la fuente cercana,

5.0 PROPORCION DE AMENAZA ENTRE LAS DIFERENTES FUENTES

Con los datos del registro histórico y análisis adicionales, que no se presentan, se llegó a la conclusión que la proporción de amenaza sísmica para Bogotá, consideradas tanto la probabilidad de afectación de la ciudad por un sismo de cada una de las fuentes, como la probabilidad de ocurrencia de un sismo en cada una de las fuentes, es la siguiente (Figura 9)

FUENTE CERCANA	= 68.0%
FUENTE INTERMEDIA	= 24.0%
FUENTE LEJANA	= 8.0%

BOGOTA - PROPORCION DE AMENAZA SISMICA - Td = 50 AÑOS DATOS RECOMENDADOS POR FUENTE

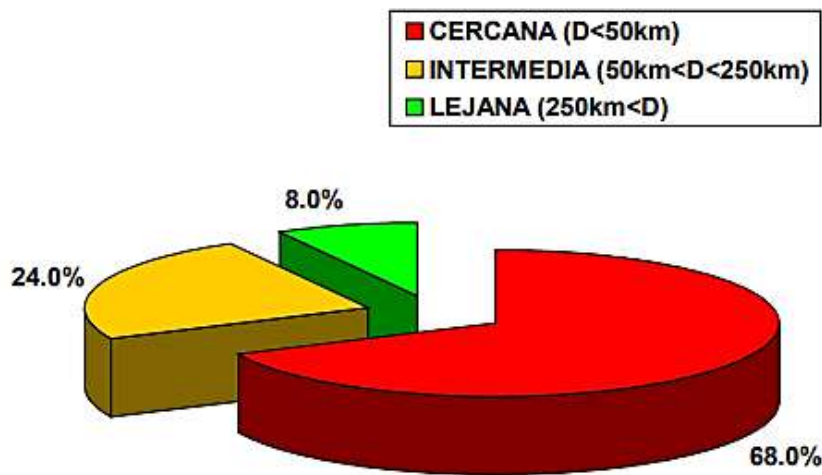


Figura 9- Bogotá- Proporción de Amenaza Sísmica paa cada una de la Fuentes

Esta proporción de amenaza sísmica debe reflejarse en los espectros de diseño. lo cual fue la propuesta del Autor y de la Sociedad Colombiana de Geotecnia a la DPAE, propuesta que se encuentra en estudio.

6.0 CONCLUSIONES

- La gran mayoría de los sismos destructivos que han ocurrido en Bogotá D.C., corresponden a distancias epicentrales (D_e) inferiores a 50km, o lo mismo, a fuentes cercanas, pues de los 14 sismos sentidos en la ciudad con $IMM > 6$, los 7 más fuertes (50%), con aceleraciones superiores a 0.05g, corresponden a fuentes cercanas
- Por su ubicación dispersa (Figura 10), estos sismos no es posible asignarlos a una misma falla, por lo que se dificulta su consideración en estimativos de amenaza con los modelos

de línea-fuente o área-fuente, que es como se han hecho corrientemente casi todos los estudios de amenaza sísmica

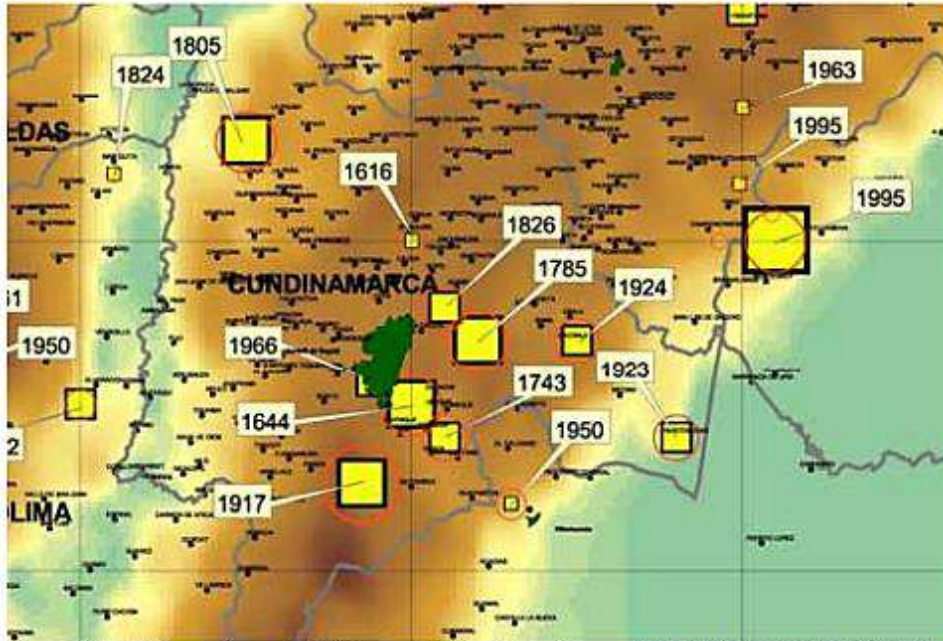


Figura 10- Bogotá- Epicentros de Sismos Significativos (INGEOMINAS, 2000)

- C) Según los análisis estadísticos y probabilísticos realizados en el estudio principal (González, 2007), con el registro histórico de sismos en Colombia hasta Enero de 2006, las fuentes sísmicas cercanas dominan el comportamiento de la amenaza sísmica para la ciudad de Bogotá
- D) Lo anterior también está indicado en el Estudio de Microzonificación Sísmica (aparte 1.2.1.1), en relación a los sismos históricos significativos:

“...Estos (epicentros) están localizados sin excepción en la Cordillera Oriental, tomando como límites de ésta el Valle del Magdalena y el Piedemonte Llanero. Zonas sismogénicas importantes a escala de los Andes colombianos, como la falla de Romeral en la Cordillera Central y las de la Cordillera Occidental no han sido significativas durante el período histórico pues los sismos generados en ellas no han producido intensidades altas en el área de Santa Fe de Bogotá.....La zona de la fosa de subducción del Pacífico, la cual ha producido una alta sismicidad en el siglo XX, tampoco ha sido significativa....El norte de la Cordillera Oriental, zona de los Santanderes, aunque muy activo en el período histórico, tampoco ha generado eventos destructores en Santa Fe de Bogotá”

- E) Con toda esta evidencia, los espectros sísmicos de diseño para la ciudad de Bogotá deben reflejar su realidad sismo-tectónica reflejada en casi 500 años de historia
- F) Aunque el futuro no es predecible y eventos inesperados a nivel global o aún cósmico, puedan cambiar la tendencia histórica, se estima que ésta no se alterará drásticamente en el futuro mediano.
- G) Aunque ya hay estudios detallados de sismicidad histórica (p. ej. Espinosa, 1994; Dimaté et al., 2005) y estudios iniciales de neotectónica en el EMZSB, se requieren estudios muy profundos sobre la tectónica y sismicidad en un radio de 50km alrededor de la ciudad: con levantamiento muy detallado de los fallamientos cercanos, identificación de los mecanismos de los sismos que se han producido y de la neotectónica de la región, con proyectos similares al realizado recientemente por INGEOMINAS para la Falla de Ibagué, incluyendo dataciones.

Bogotá D.C., Octubre 2007

REFERENCIAS

AIS-INGEOMINAS (1996) - *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia* - EGASC- 254pp- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - Santafé de Bogotá, 1996

DIMATE, C; RIVERA, L; CISTERNAS, A. (2005)- *Re-visiting large historical earthquakes in the Colombian Eastern Cordillera*- Journal of Seismology- Vol 9 - 1-22- Springer-Verlag, 2005

DIMATE, C.; ARCILA, M (2006)- *Amenaza Sísmica sobre Bogotá: Leyenda o Realidad?*- Revista Innovación y Ciencia- Vol XIII- No 6.- pp 11-15- Asociación Colombiana para el Avance de la Ciencia, Bogotá- 2006

ESPINOSA, A. (1994a)- *El terremoto del Tunjuelo (1644, marzo 16) y sus efectos geotécnicos en la zona epicentral*- Revista de Ingeominas No 4.- INGEOMINAS, Bogotá

ESPINOSA, A. (1994b)- *Sismicidad Histórica de Santafé de Bogotá y su Área, 1500-1994- Informe para el Proyecto de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá*- INGEOMINAS, Cali- 35pp.

ESPINOSA, A. (2004)- *Historia Sísmica de Colombia (1550-1830)- Primera Entrega*- Archivo Adobe PDF- 295 pp- Enero 2004

GONZALEZ, A.J. (2007)- *Revisión de la Microzonificación Sísmica de Bogotá- Analisis Dinamico Bidimensional- Obtencion de Espectros de Diseño*- Informe 48pp- para la Sociedad Colombiana de Geotecnia y la Dirección de Prevención y Atención de Emergencias de Bogotá

INGEOMINAS (2000)- *Mapa de Grandes Sismos en Colombia- 1566-1999- 1: 2'000.000*- INGEOMINAS- Subdirección de Geofísica

INGEOMINAS(2005)- Red Sismológica Nacional -
<http://tms.ingecominas.gov.co/tmsingecominas/ModuloPublicacionPortal/publicacionPortal.asp>

INGEOMINAS-UNIANDES (1997). - *Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá* - EMZSB - 1 Vol.- 130pp - 3 planos - Bogotá, 1997

RAMIREZ, J.E. (1975)- *Historia de los Terremotos en Colombia*- 2a Edición- 250pp- IGAC- Bogotá

RAMIREZ, J.E.- IGUJ (2004)- *Actualización de la Historia de los Terremotos en Colombia*- Instituto Geofísico - Universidad Javeriana (IGUJ)- 186pp- Editorial Pontificia Universidad Javeriana- Bogotá.

Factores de Seguridad, ¿por qué tantos?

ALVARO J. GONZALEZ G.

Ingeniero Civil U.N., M.Sc., DIC

Gerente- Análisis Geotécnicos Colombianos AGC Ltda.

Profesor Asociado-Facultad de Ingeniería- Universidad Nacional - Bogotá, Colombia

Presidente- Sociedad Colombiana de Geotecnia

aijon@cable.net.co

RESUMEN

En la práctica general de la Ingeniería y en todos sus Códigos se emplean Factores de Seguridad F_s que tienen como objetivo final, no siempre explícito, tanto evitar la falla de los elementos diseñados y construídos, como tender a su optimización.

Sin embargo los Factores de Seguridad, a pesar de ser adimensionales, no son unívocos, tienen incertidumbres y entonces, dependiendo del problema y de la variable de control escogida, pueden surgir diferentes valores del Factor de Seguridad F_s , los cuales debe asegurarse que sean coherentes y que realmente aseguren la intención de seguridad y optimización de las obras.

Se presentan los conceptos de Factor de Seguridad Básico y de Factor de Seguridad Indirecto y, por medio de un ejemplo se demuestra que los dos pueden ser muy diferentes y que, para tener el mismo nivel de seguridad, deberían establecerse relaciones entre estos dos Factores.

1.0 FACTOR DE INGENIERÍA O DE SEGURIDAD

1.1 EL CONCEPTO

El concepto de Factor de Seguridad nace de la necesidad tanto de proveer seguridad a las obras y elementos diseñados y construídos, como de optimizar los mismos. (González, 1974, 1992, 1999, 2006)

En un sistema de ingeniería (obra) S de vida proyectada I , y compuesto de diferentes componentes C_i , el Ingeniero estudia la componente C_k , que influye más en el comportamiento de S para unas condiciones dadas. Para ésto escoge un parámetro X que cree va a representar más fielmente el comportamiento de C_k para este caso dado, y procede a evaluar valores numéricos de X . Considera sus posibilidades de control y medida de X , y también reconoce que X tiene ya un valor existente en el terreno y/o que está restringido bien sea por los procedimientos constructivos disponibles o por reglamentaciones existentes.

Con una simplificación el Ingeniero está interesado en cuatro valores particulares de X para $t < T$:

- X_f = valor de X asociado con la falla de C_k y/o de S
- X_{act} = valor de X actuante o que va a actuar en la obra = X_a
- X_{opt} = valor óptimo de X (para obtener economía)
- X_o = valor existente o limitante de X .

El Ingeniero se da cuenta que sus análisis y estimativos numéricos son el fruto de una gran simplificación y que no corresponden totalmente al comportamiento presente y tal vez menos al

futuro de C_k y por consiguiente de S . Pero a pesar de todas las incertidumbres y limitaciones debe llegar al valor:

X_d = valor de X que será realmente usado para que C_k y S cumplan su propósito.

El llegar a este valor X_d es el producto del ciclo de ingeniería y será traducido en mayor o menor grado en una acción física generalmente irreversible, aunque no inmodificable.

En Ingeniería Civil, en general, X_f y X_{opt} se asocian con valores extremos de X que usualmente son máximos, mientras que $X_{act} = X_a$, puede provenir de acciones externas como cargas o descargas. Entonces para obtener X_d el ingeniero quisiera tener alguna función que relacionara X_f , X_{act} , X_{opt} y X_o , pero aún luego de las simplificaciones previas esto puede ser imposible, por consiguiente hay que poner énfasis en los requisitos y condiciones básicas.

$$X_d < X_f \quad (1)$$

$$X_d \geq X_a \quad (2)$$

$$X_d \equiv X \text{ óptima} \quad (3)$$

Asumiendo que $X_o < X_f$, que X_d se toma $X_d = X_a$ y si, como es usualmente el caso, $X_{opt} > X_f$, la condición de decisión ingenieril se reduce a:

$$X_d = X_a < X_f \quad (4)$$

En este punto, con el fin de eliminar la desigualdad, se apela a la función más elemental y se define X_d como una fracción de X_f .

$$\begin{aligned} X_a &= X_f / F_x & (0 < (1/F_x) < 1) & \quad (5a) \\ \text{o lo mismo} & F_x = X_f / X_a & (F_x > 1) & \quad (5b) \end{aligned}$$

Ya se ha simplificado el máximo, pero aún queda por determinar el valor de F_x o sea el factor de Ingeniería, necesario para enlazar la información y la acción física, propósito de la ingeniería. Como este factor se refiere usualmente a una falla y como falla está íntimamente asociada con la seguridad, como ya se vió, el factor de ingeniería usualmente se denomina **Factor de Seguridad**, término que fue introducido tal vez por primera vez por Rankine (1858). Al definir valores de factores de seguridad, el ingeniero, por necesidad propia se ha autorestringido englobando en una sola cifra todas sus incertidumbres, los posibles errores, el verdadero margen de seguridad; y esta cifra adimensional, explícitamente y en forma final, debe permitir que sus obras se comporten óptimamente.

1.2 COMPONENTES DEL FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad F_s para el parámetro x se puede entonces definir como:

$$F_{sx} = X_f / X_a \quad (F_{sx} > 1) \quad (6)$$

Pero X_f ha sido estimada con base en simplificaciones y bajo incertidumbres y entonces el valor de X_a que defina el Ingeniero, por razones similares, va a ser diferente del que realmente tenga en el terreno. Se aprecia entonces que lo que se necesita realmente es que (con subíndices v indicando valores verdaderos):

$$(F_{sx})_v = (X_f)_v / (X_a)_v > 1.0 \quad (7)$$

Si, en general $X_{ópt} > X_f$, entonces $(F_{sx})_v$ debe estar lo mas cerca de 1.0 aunque nunca llegue a este valor. En el caso de que $X_{ópt} < X_f$, entonces se adopta, $X_a = X_{ópt}$ y se estima que tan lejos se está de una condición de falla X_f . Luego se compara X_d con X_a para verificar $X_d \geq X_a$ o simplemente se adopta, desde un comienzo, $X_d = X_a$

En general, la información es muy imprecisa y limitada y en consecuencia se puede decir que:

$$X_f = I_f \cdot X_{fv} \quad (8)$$

$$X_a = I_a \cdot X_{av} \quad (9)$$

en donde I_f e I_a son factores de información ($I_f, I_a > 0$) y entonces:

$$F_{sx} = (I_f/I_a) \cdot (F_{sx})_v = I_x \cdot (F_{sx})_v \quad (10)$$

en donde I_x = índice para información perfecta

Los componentes de I_x pueden agruparse en (Freudenthal, 1945):

$$\begin{aligned} \text{Ignorancia Subjetiva} &= f_i \\ \text{Incertidumbre Objetiva} &= f_o \end{aligned}$$

La Ignorancia Subjetiva (f_i) puede provenir principalmente de: (1) la insuficiente generalidad de las relaciones usadas, (2) la inapropiada utilización de modelos, (3) la no pertinencia de aplicación de métodos, etc y es la componente más difícil de evaluar.

Mientras que la Incertidumbre Objetiva (f_o) puede residir en: (1) aleatoriedad natural de propiedades, (2) variaciones espaciales y temporales de las mismas, (3) insuficiencia de series de datos apropiados, etc

Pero en todo caso se puede decir que:

$$I_x = f_i \cdot f_o \quad (11)$$

y en general $I_x = \Pi(f_{ix}) \quad (12)$

Se aprecia, de la relación (10) $F_{sx} = I_x \cdot (F_{sx})_v$, que:

- a) Cuando $F_x > 1$, no necesariamente debe suceder que $(F_x)_v$ sea o no mayor o menor que 1.0.
- b) Pero cuando una falla ocurre:

$$(F_{sx})_v = 1 \text{ y } F_{sx} = I_x \quad (13)$$

y entonces es posible una evaluación del estado de conocimiento. De ahí la importancia del análisis de las fallas de las obras y, en lo posible, de hacer pruebas de carga a las mismas, que son las oportunidades de calibración de F_x .

- c) El parámetro X_f debe ser pertinente al fenómeno en estudio y esto no lo puede cubrir F_x . Se debe entender el comportamiento del componente C y de la obra S y que el factor X_f sea el que realmente controla este comportamiento. Se puede tener $(F_{sx})_v > 1$, pero si el fenómeno de falla lo controla otro parámetro Z_f , y éste no ha sido analizado adecuadamente, con estudiar, evaluar, analizar y controlar X_f no se va a evitar la falla.
- d) Si X_f es pertinente, dependiente de las condiciones, la obra S aun puede fallar de diferentes maneras y quedaría por definir el Modo de Falla. Entonces puede haber tantos valores de F_{sx} y de I_x como modos de falla se puedan presentar
- e) X_f también puede variar con el tiempo y en consecuencia, si F_{sx} , como es lo común, se adopta como fijo, I_x y $(F_{sx})_v$ también van a variar temporalmente.

1.3 FACTOR DE SEGURIDAD EN INGENIERIA CIVIL

En Ingeniería Civil normalmente la variable X_f se asocia a la Resistencia R y la variables X_d y X_a a la Demanda D o sea a niveles de carga. Además R y D se expresan en las mismas unidades.

Entonces $F_s = R / D \quad (14)$

1.4 ALGUNAS PROPIEDADES DEL FACTOR DE SEGURIDAD F_s

1.4.1 Dimensiones

Dado que R y D están dados en las mismas unidades, necesariamente **F_s es adimensional**.

1.4.2 Certidumbre

Como se ha expresado en 1.2, aunque se use un valor predeterminado de F_s , el valor de F_s **realmente tiene muchas incertidumbres** en relación al valor real F_s v).

1.4.3 Límites

Dado que R y D son positivos, el factor de seguridad tiene que ser positivo **$F_s > 0.0$** . Además, dependiendo del problema o del material que se trate, tiene otros límites, dados por los límites físicos de R y D.

1.4.4 Control de Deformaciones

El Factor de Seguridad permite controlar indirectamente las deformaciones, dado que normalmente las relaciones esfuerzo-deformación son directamente proporcionales (Figura 01)

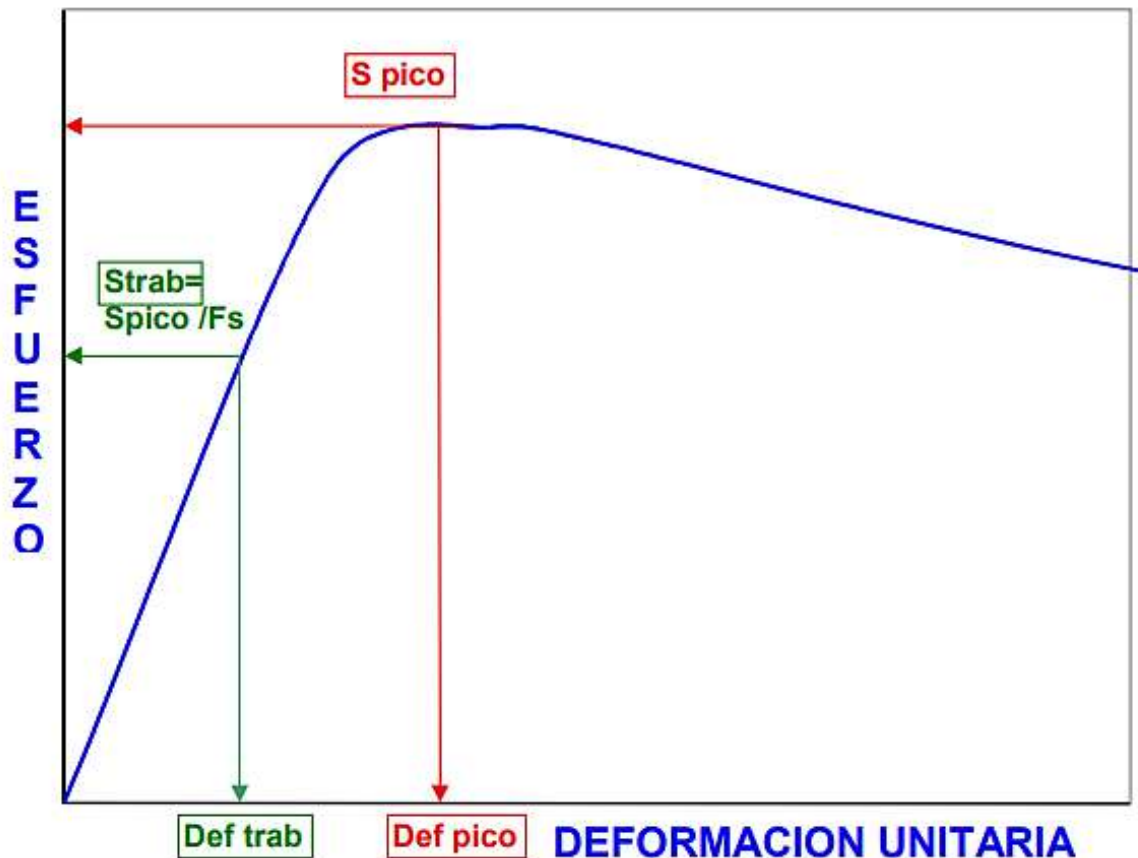


Figura 01- Control de Deformaciones con el Factor de Seguridad

1.4.5 Estimación de Probabilidades de Falla (p.ej. Harr, 1987; Sánchez, 2005)

Hay una relación inversa entre el Factor de Seguridad F_s y la Probabilidad de Falla P_f , la cual permite estimar estas últimas (Figura 02), dado que:

$$P_f = P (R < D) = P (F_s < 1) \quad (15)$$

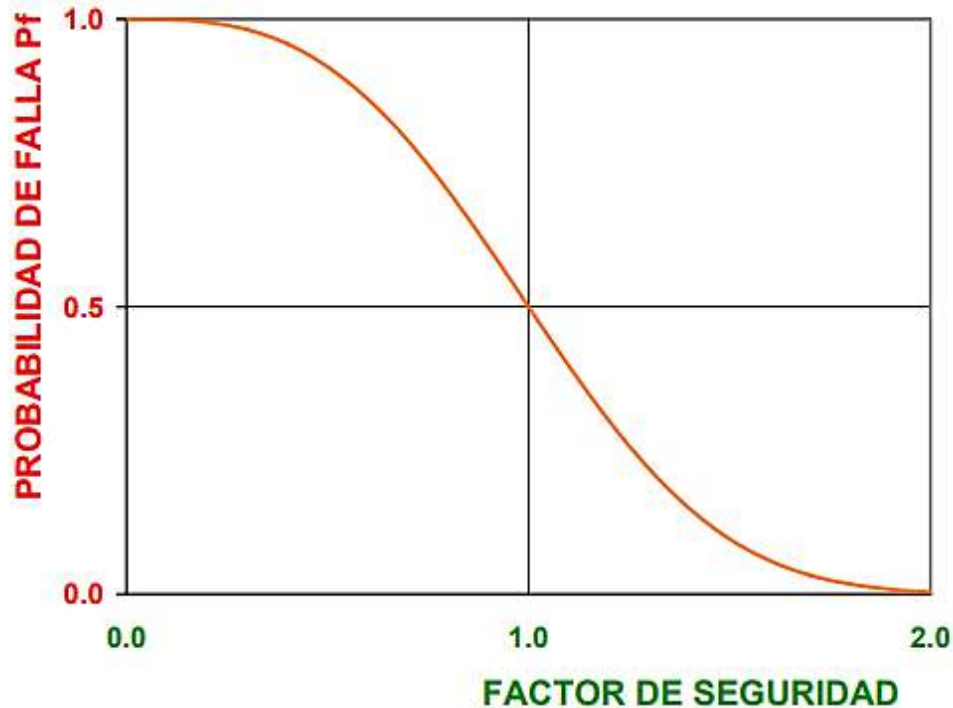


Figura 02- Relación entre Factor de Seguridad F_s y Probabilidad de Falla P_f

En esta relación, que no es la distribución estadística de F_s , hay siempre dos puntos conocidos:

Si $F_s = 0.0$ $R = 0$ y la falla es cierta $P_f = 1.0 = 100\%$

Si $F_s = 1.0$ $R = D$ y hay tanta probabilidad que haya falla como que no: $P_f = 0.5 = 50\%$

1.4.6 Unicidad

El Factor de Seguridad **no es único ni unívoco**. A pesar de ser adimensional, no es el mismo aplicado a diferentes parámetros P . Tampoco los niveles de seguridad son necesariamente iguales para iguales factores de seguridad aplicados a diferentes parámetros y que describan el mismo problema o fenómeno.

ESTE ES EL TEMA PRINCIPAL DE ESTE ARTÍCULO

2.0 FACTORES DE SEGURIDAD BASICOS E INDIRECTOS EN GEOTECNIA

2.1 FACTORES DE SEGURIDAD BÁSICOS E INDIRECTOS

Si el parámetro X_f es la variable independiente principal de otros parámetros dependientes Y_{fi} :

$$Y_{f1}, Y_{f2}, Y_{f3}, \dots, Y_{fi} = f (X_f) \quad (16)$$

Entonces, en general, y dependiendo de las funciones $f()$,

$$F_{yi} = Y_{fi} / Y_{di} \neq F_x = X_f / X_d \quad (17)$$

En consecuencia, los factores F_{yi} y F_x son diferentes y si X_f es el parámetro básico del cual depende realmente la condición de falla, entonces:

$$F_x = X_f / X_d = \text{Factor de seguridad básico o directo}$$

$$F_{yi} = Y_{fi} / Y_{di} = \text{Factores de seguridad dependientes o indirectos}$$

2.2 FACTOR DE SEGURIDAD BASICO EN GEOTECNIA

Desde el punto de vista de ingeniería, los materiales sólidos, pueden agruparse en: metálicos, polímeros y cerámicos, siendo respectivamente el acero, la madera y el concreto algunos ejemplos comunes. Los materiales metálicos tienen muy alta resistencia a la tracción y a la compresión, los polímeros algo menos, pero los materiales cerámicos, muy abundantes y económicos, dentro de los cuales se encuentran los materiales térreos, suelos y rocas, se caracterizan por su alta resistencia a la compresión pero muy baja resistencia a la tracción. Es ésta la razón de los materiales reforzados (concreto reforzado, gaviones, tierra reforzada, etc)

Por otro lado todos los materiales sólidos se rompen o fallan debido únicamente a dos tipos de esfuerzo: de tracción σ_t y cortante τ , y todos los modos de falla comunes (compresión, flexión, torsión, etc) pueden explicarse solamente con éstos dos tipos de esfuerzo (Figura 03)

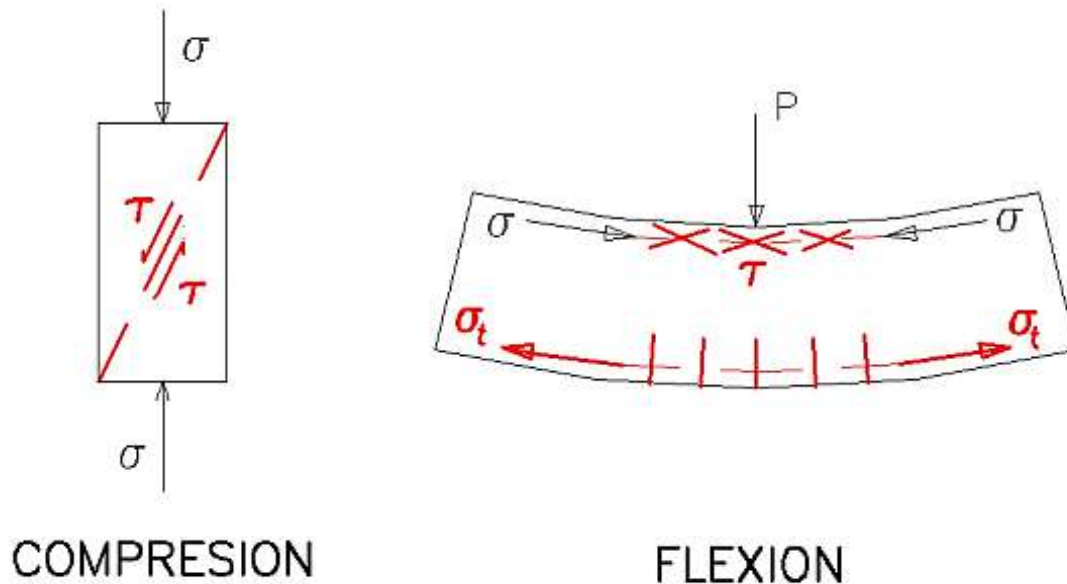


Figura 03- Roturas de Sólidos por Cortante y Tracción

Entonces, dado que los materiales térreos tienen baja resistencia a tracción, el parámetro responsable de la rotura o falla es el ESFUERZO CORTANTE y en consecuencia, en Geotecnia, el FACTOR DE SEGURIDAD BASICO F_{SB} viene definido como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla τ_f y el esfuerzo cortante actuante τ_A

$$F_{SB} = \tau_f / \tau_A \quad (18)$$

Adicionalmente, en Ingeniería Geotécnica el esfuerzo cortante a la falla τ_F se expresa usualmente con el Criterio de Mohr-Coulomb, en términos de esfuerzos efectivos:

$$\tau_F = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (19)$$

en la cual τ_F = esfuerzo cortante a la falla
 c' = intercepto efectivo de cohesión
 ϕ' = ángulo de fricción efectivo
 σ' = esfuerzo normal efectivo
 $\sigma' = \sigma - u_F$

$$(20)$$

y σ = esfuerzo normal total
 u_F = presión de fluidos o presión de poros
 $= u_W$ = presión de líquido (agua) para materiales saturados
 $= u_A$ = presión de gas (aire) para materiales secos

Entonces, el esfuerzo cortante actuante τ_A , igual al esfuerzo cortante de trabajo o de diseño τ_D está dado por:

$$\tau_A = \tau_D = (c' + \sigma' \tan \phi') / F_{SB} \quad (21)$$

Es conveniente observar que F_{SB} afecta por igual a c' y a $\tan \phi'$, variables que usualmente no son independientes entre sí, y que no es totalmente lícito colocar factores diferentes para cada uno de ellos (c' y $\tan \phi'$)

Para el caso especial de materiales cohesivos saturados y sin fisuración, se presenta un comportamiento aparente de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos totales, en el cual

c = intercepto de cohesión total = s_U
 ϕ = ángulo de fricción total = $\phi_U = 0.0$

y entonces $\tau_F = s_U$ = resistencia no drenada

$$\tau_A = \tau_D = s_U / F_{SB} \quad (22)$$

La resistencia no drenada s_U , como es un comportamiento aparente de materiales cohesivos saturados y no fisurados, se debería usar sólo para casos de análisis en carga vertical (cimentaciones). En taludes, aun cuando puede resultar en valores de F_s similares a los de esfuerzos efectivos, las superficies potenciales de falla son incorrectas y en problemas de empujes o de descargas, las soluciones son a todas luces incorrectas (González, 1991)

2.3 FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS EN GEOTECNIA

Aunque el factor de seguridad básico es el ya mencionado de relación de esfuerzos cortantes, en la práctica general se presentan toda suerte de factores indirectos, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes;

a) En taludes:

$$F_{sh} = H_{\text{máx}} / H \quad \text{para } \beta = \text{constante}$$

$$F_{sb} = \beta_{\text{máx}} / \beta \quad \text{para } H = \text{constante}$$

En los cuales H = altura de talud; β = ángulo de inclinación del talud

b) En estructuras de contención

Para volteo $F_{sv} = M_{resistente} / M_{actuante}$

En este caso no intervienen los esfuerzos cortantes, sino lo que se desea realmente es evitar tracciones en la interfaz cemento/suelo, para lo cual, racionalmente, lo que se debe usar es el concepto de núcleo de esfuerzos en función de la excentricidad e y la dimensión en el sentido que actúan los momentos B , comunmente así:

$$\begin{aligned} e/B &< 1/6 \text{ para condiciones estáticas} \\ e/B &< 1/4 \text{ para condiciones pseudoestáticas} \end{aligned}$$

c) En cimentaciones

En cimientos superficiales y en capacidad de punta de pilotes, para la capacidad portante q en términos de esfuerzo normal y Q en términos de fuerza.

normalmente usado como $F_{sq} = q_{ult} / q_{trab} = Q_{ult} / Q_{trab}$
 $F_{sq} > 2.0$ a 3.0

Dado que F_{sq} es de los Factores Indirectos más comunes y por ser un tema adecuado para este Encuentro se tratará en detalle para un ejemplo de cimiento superficial.

3.0 FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS DE CAPACIDAD PORTANTE EN CIMIENTOS SUPERFICIALES

Se tratará, COMO EJEMPLO, sólo el caso de un cimiento simple con ancho B , longitud L y profundidad D , con las siguientes características:

- a) Cimientos superficiales: $D/B < 1$
- b) Cimientos corridos: $B/L \Rightarrow 0$
- c) Suelo homogéneo, isotrópico, seco y horizontal con peso unitario γ
- d) Criterio de falla de Mohr-Coulomb $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$
- e) Carga vertical concéntrica (no hay momentos ni carga horizontal)
- f) No se emplea corrección por compresibilidad del suelo

Para este caso la capacidad portante límite de falla q_{ult} está dada por (p.ej. Vesic, 1975):

$$q_{ult} = q N_q + \gamma B / 2 N_\gamma + c' N_c \quad (23)$$

con $q = \gamma D \quad (25)$

$$N_q = [\tan^2(\pi/4 + \phi'/2)] \exp(\pi \tan \phi') = K_p \exp(\pi \tan \phi') \quad (26)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi' \text{ (González, 1987)} \quad (27)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (28)$$

Como puede apreciarse claramente, q_{ult} es una función altamente no lineal de $\tan \phi'$ y por consiguiente F_{sq} tiene que ser necesariamente diferente de F_{SB}

En rigor, la que debe evaluarse es la capacidad portante última neta q_{ultn} dada por:

$$q_{ultn} = q_{ultn} - q = q (N_q - 1) + \gamma B / 2 N_\gamma + c' N_c \quad (29)$$

reemplazando las ecuaciones (25) a (28) en la ecuación (29) se tiene:

$$q_{ultn} = q_{ultn} - q = \gamma D N_c \tan \phi' + \gamma B N_c \tan^2 \phi' + c' N_c \quad (30)$$

y dividiendo toda la ecuación por γB , se obtiene la ecuación adimensional (González, 1987):

$$(q_{ultn} / \gamma B) = N_c [N_d \tan \phi' + \tan^2 \phi' + N_b] \quad (31)$$

en la cual

$$N_c = N_c \text{ de ecuación 28}$$

$$N_d = D / B$$

$$N_b = c' / \gamma B$$

Entonces

$$F_{sq} = q_{ultn} / q_{trabn} \quad (32)$$

en la cual

$$q_{ultn} \text{ se calcula con } \tau_F = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{Ec. 19})$$

$$q_{trabn} \text{ se calcula con } \tau_D = (c' + \sigma' \tan \phi') / F_{SB} \quad (\text{Ec. 21})$$

Adoptando en la ecuación (21) un valor mínimo de F_{SB} de F_{SBM} :

$$F_{SBM} = 1.50$$

es posible obtener valores de F_{sq} mínimos F_{sqm} que sean compatibles con F_{SBM}

Se calculan valores de F_{sqm} para:

$$1^\circ \leq \phi' \leq 50^\circ$$

$$0 \leq N_d \leq 1.0$$

$$0 \leq N_b \leq 10, 0$$

los cuales se presentan en forma gráfica en el Apéndice (Figuras A1 a A12), dos de las cuales se presentan como Figura 04 (Figura A2- $N_d = D/B = 0.2$) y Figura 05 (Figura A8- $N_b = c' / \gamma B = 0.5$) y de todas ellas puede deducirse:

- F_{sqm} puede tener valores entre 1.50 ($\phi' = 1^\circ$) y 9.34 ($\phi' = 50^\circ$, $N_d = 0.0$, $N_b = 0.0$), TODOS PARA EL MISMO VALOR DE F_{SBM} DE 1.5
- F_{sqm} aumenta exponencialmente con ϕ'
- F_{sqm} tiende a un solo valor a medida que se reduce ϕ'
- F_{sqm} se reduce a medida que aumentan $N_d = D/B$ y/o $N_b = c' / \gamma B$
- En este ejemplo, para $N_b > 1.0$ y $\phi' < 35^\circ$, el factor $N_d = D/B$ deja de tener gran influencia
- En consecuencia, no es posible el establecimiento de un solo valor de F_{sqm} que satisfaga en todos los casos el valor de F_{SBM}

**FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
 PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_d = D/B = 0.2$**

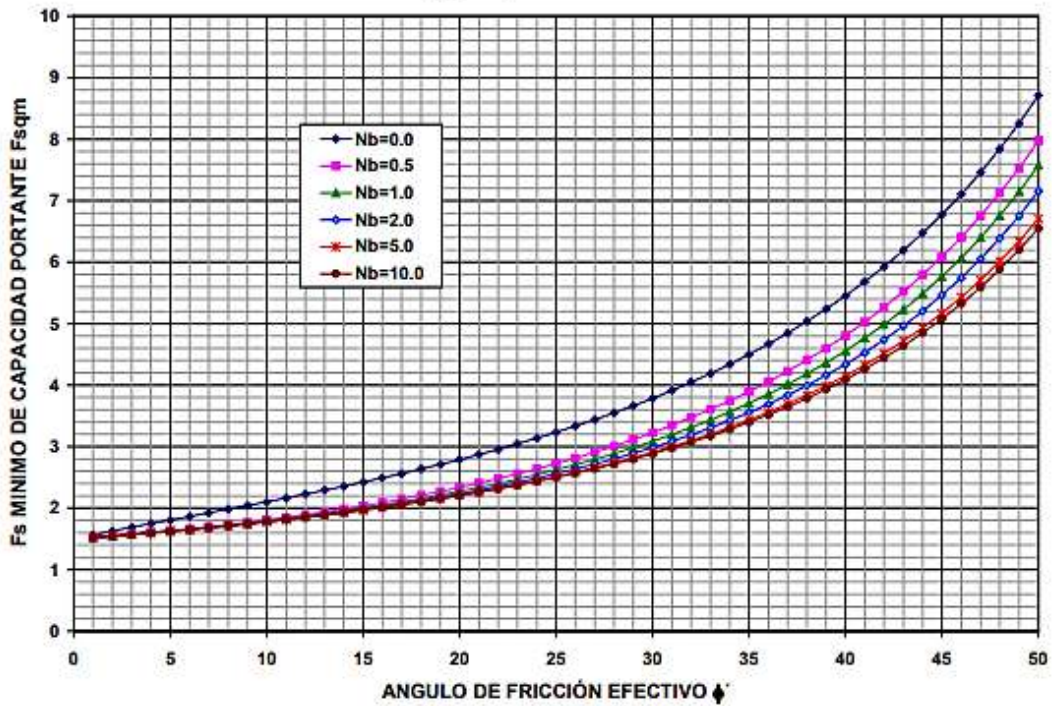


Figura 04- Valores de F_{sqm} para $N_d = D/B = 0.2$

**FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
 PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_b = c'/\gamma B = 0.5$**

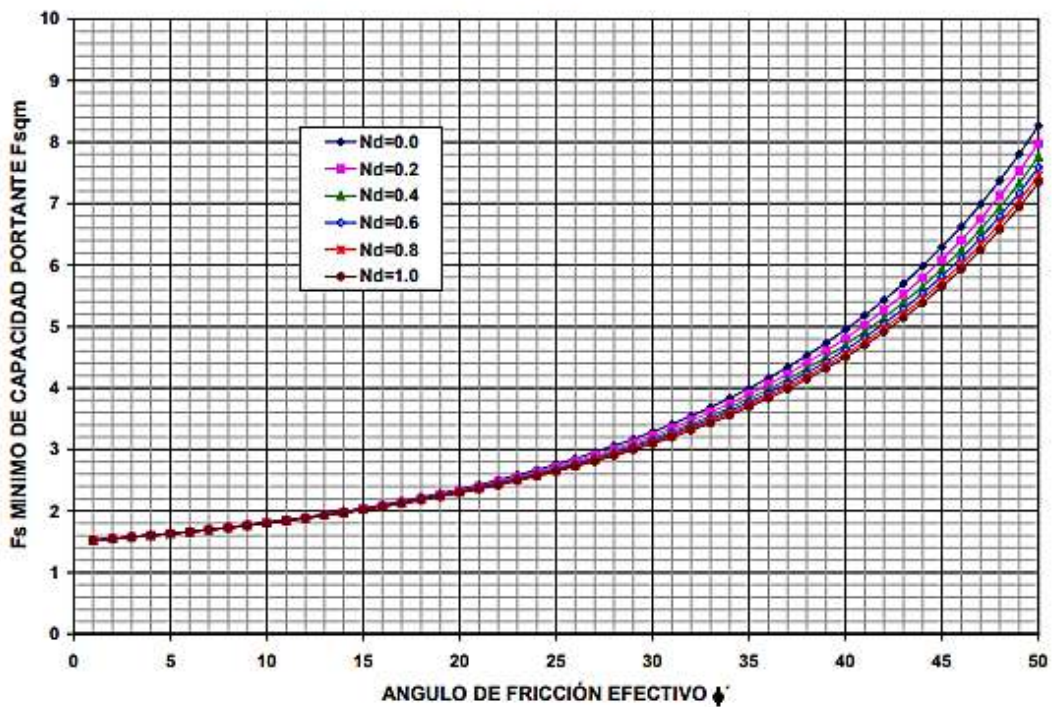


Figura 05- Valores de F_{sqm} para $N_b = c'/\gamma B = 0.5$

4.0 CONCLUSIONES

- A) El concepto de Factor de Seguridad F_s nace de la necesidad tanto de proveer seguridad a las obras y elementos diseñados y construídos, como de optimizar los mismos.
- B) El Factor de Seguridad F_s es adimensional y positivo; tiene incertidumbres y límites y permite tanto el control indirecto de deformaciones como la estimación de probabilidades de falla.
- C) El Factor de Seguridad F_s , a pesar de ser adimensional, no es unívoco ni universal. Puede haber numerosas definiciones del mismo, dependiendo del problema, el modo de falla y la variable que se use para su definición. Esta es la razón por la cual hay tantos F_s .
- D) En general, en Ingeniería Civil el Factor de Seguridad se define como la relación entre Resistencia R y Demanda D
- E) Para tener un nivel de seguridad homogéneo es indispensable definir un Factor de Seguridad Básico F_{SB} , calculado con la variable de la cual dependa realmente la falla o rotura del elemento al cual se aplica.
- F) Los materiales sólidos sólo pueden fallar o romperse por esfuerzos de tracción o de corte.
- G) En los materiales térreos, de baja resistencia a la tracción, el esfuerzo que realmente define la falla es el esfuerzo cortante.
- H) En consecuencia en Geotecnia, el Factor de Seguridad Básico F_{SB} se define como la relación entre esfuerzos cortantes últimos o resistentes ($R = \tau_F$) y los esfuerzos cortantes actuantes o de diseño ($D = \tau_A = \tau_D$).
- I) En Geotecnia, como en otras ramas de ingeniería, hay numerosos Factores de Seguridad Indirectos, los cuales deberían ser estrictamente compatibles con un Factor de Seguridad Básico F_{SB} uniforme.
- J) Se presenta un ejemplo de capacidad portante de un cimiento sencillo, en donde se demuestra que para un Factor de Seguridad Básico Mínimo F_{SBM} de 1.5, el Factor de Seguridad Indirecto Mínimo de Capacidad Portante F_{sqm} tiene una alta variabilidad para diferentes condiciones de resistencia del suelo y de profundidad del cimiento. SE ADVIERTE QUE ESTE ES SOLO UN EJEMPLO Y QUE LOS RESULTADOS SON SOLO APLICABLES A ESTE Y NO PUEDEN GENERALIZARSE.

5.0 RECOMENDACIÓN GENERAL

Dada la alta variabilidad demostrada de los Factores de Seguridad Indirectos y que no resultaría práctico ni económico hacer cálculos de relaciones entre $F_{sIndirecto}$ y F_{SB} para todos los casos, es recomendable entonces hacer los cálculos directamente con la Ecuación 21, u otra aplicable, de valores reducidos de resistencia de los materiales térreos

ALVARO J. GONZALEZ G.
Bogotá, Mayo de 2009

REFERENCIAS:

- FREUDENTHAL, A.M. (1945)-** *The Safety of Structures* - Proceedings ASCE- Vol.71 pp.1157-1191.
- GONZALEZ G., A.J. (1974)-** *Safety Factors: A Conceptual Review* - Tesis M.Sc.- Imperial College of Science and Technology, University of London, Londres, 1974
- GONZALEZ, A.J. (1987)-** *Capacidad Portante Crítica en Cimientos Superficiales* - Ingeniería e Investigación No. 14, pp. 3-9 - Fac. Ing. U.Nal, 1987- . también en III Simposio Colombiano de Geotecnia - SCG- Bogotá, 1978.
- GONZALEZ, A.J. (1991)-** *Comportamiento de Excavaciones y Métodos de Análisis-* Primer Encuentro de Ingenieros de Suelos y Estructuras –Escuela Colombiana de Ingeniería- Septiembre 4 a 6 de 1991
- GONZALEZ G., A.J. (1992)-** *Evaluación de Riesgo en Geotecnia* - IV Conferencia Gustavo Maldonado L. - VII Jornadas Geotécnicas - SCI - Bogotá, Octubre 1992.
- GONZALEZ G., A.J. (1999)-** *Riesgos en Obras de Infraestructura* - CPC - 2o. Seminario - Controles en los Procesos Constructivos de las Obras Civiles - Gobernación del Valle -PNUD - Junio, 1999- Vol. 1 - pp. 19-32
- GONZALEZ G., A.J. (2006)-** *El Uso de Factores de Carga y Resistencia (LRF) en Geotecnia* - Cuarto Encuentro de Ingenieros de Suelos y Estructuras –Escuela Colombiana de Ingeniería- Mayo de 2006
- HARR, M.E. (1987)-** *Reliability Based Design in Civil Engineering* - 290pp.- McGraw Hill
- RANKINE, W.J.M. (1858)-** *A Manual of Applied Mechanics-* 3rd. Ed.- Charles Griffin & Co., London, 1864
- SANCHEZ S., M (2005)-** *Introducción a la Confiabilidad y Evaluación de Riesgos* - Ediciones Uniandes- 467pp- Bogotá
- VESIC, A. (1975)-** *Bearing Capacity of Shallow Foundations-* Capítulo 3 - Foundation Engineering Handbook, Winterkorn & Fang, 1st Ed.- pp 121-147 - Van Nostrand, N.Y

ALVARO J. GONZALEZ G.

Ingeniero Civil U.N., M.Sc., DIC

Gerente- Análisis Geotécnicos Colombianos AGC Ltda.

Profesor Asociado-Facultad de Ingeniería- Universidad Nacional - Bogotá, Colombia

Presidente- Sociedad Colombiana de Geotecnia

ajgon@cable.net.co

APENDICE - EJEMPLO

**VARIACION DEL FACTOR INDIRECTO DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD
PORTANTE F_{sqm} PARA DIFERENTES CONDICIONES**

Y QUE SEA EQUIVALENTE A UN FACTOR DE SEGURIDAD BASICO

$$F_{SBM} = 1.50$$

**FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_d = D/B = 0.0$**

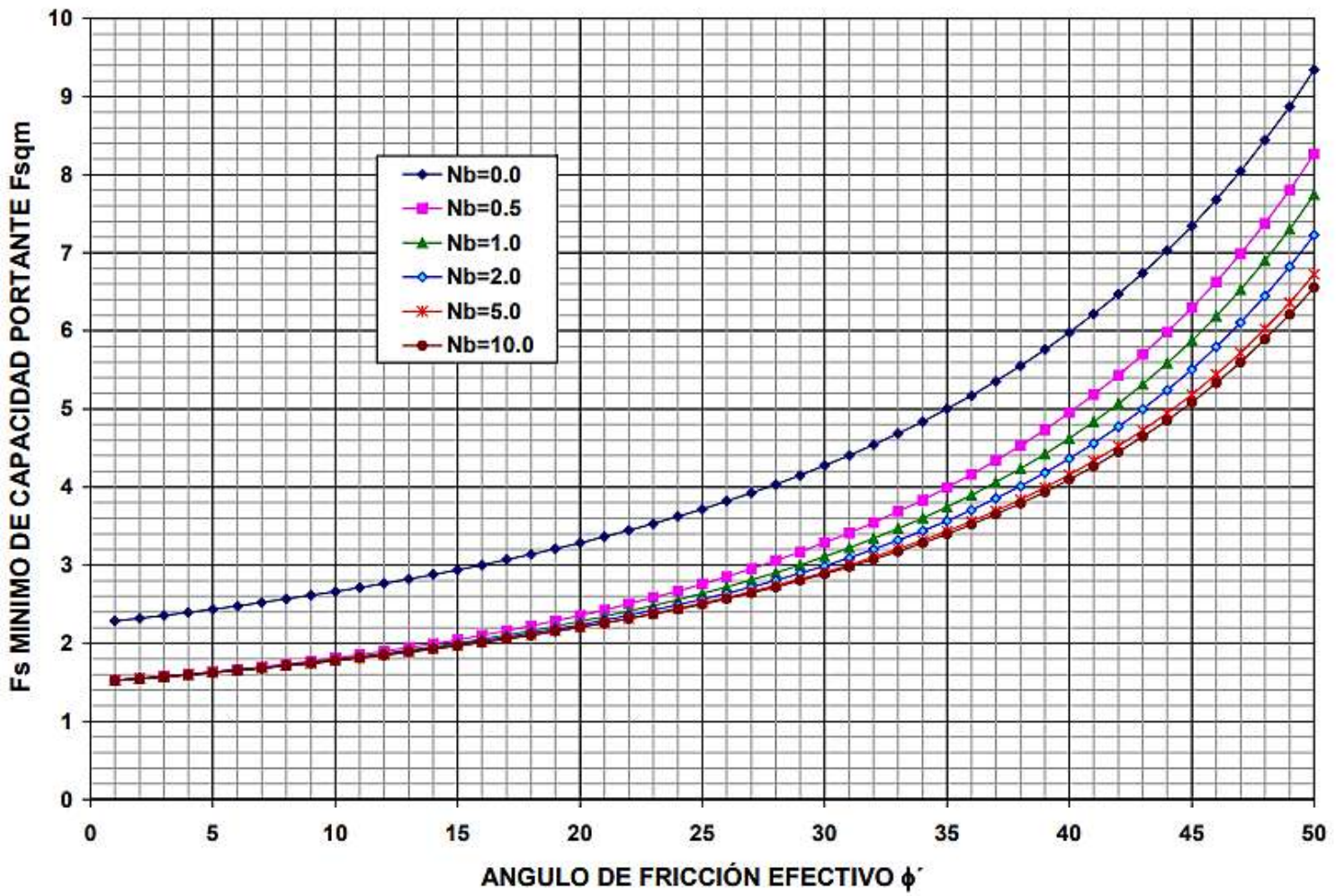


FIGURA A1- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_d = D/B = 0.0$

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_d = D/B = 0.4$

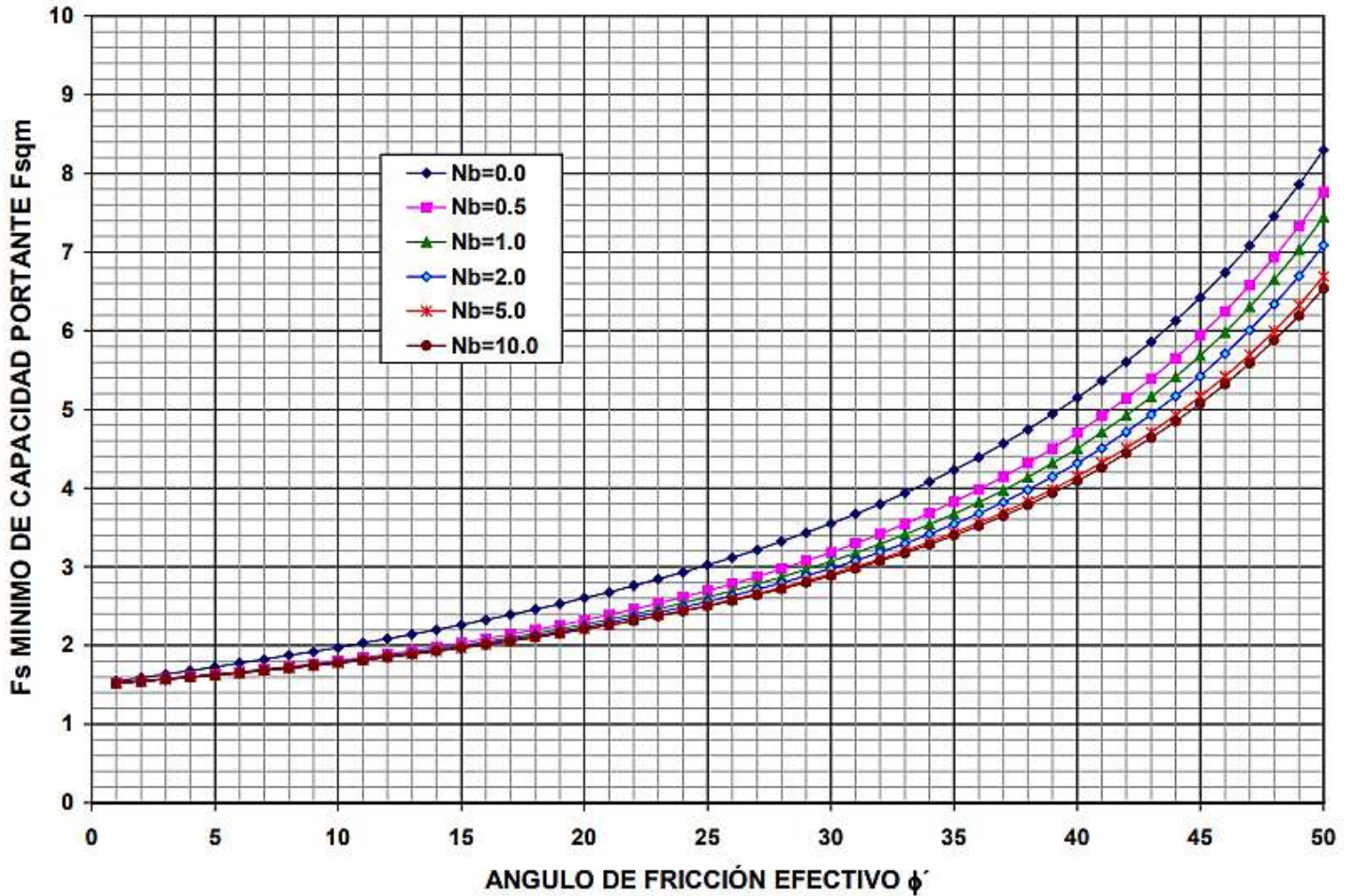


FIGURA A3- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_d = D/B = 0.4$

**FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_d = D/B = 0.6$**

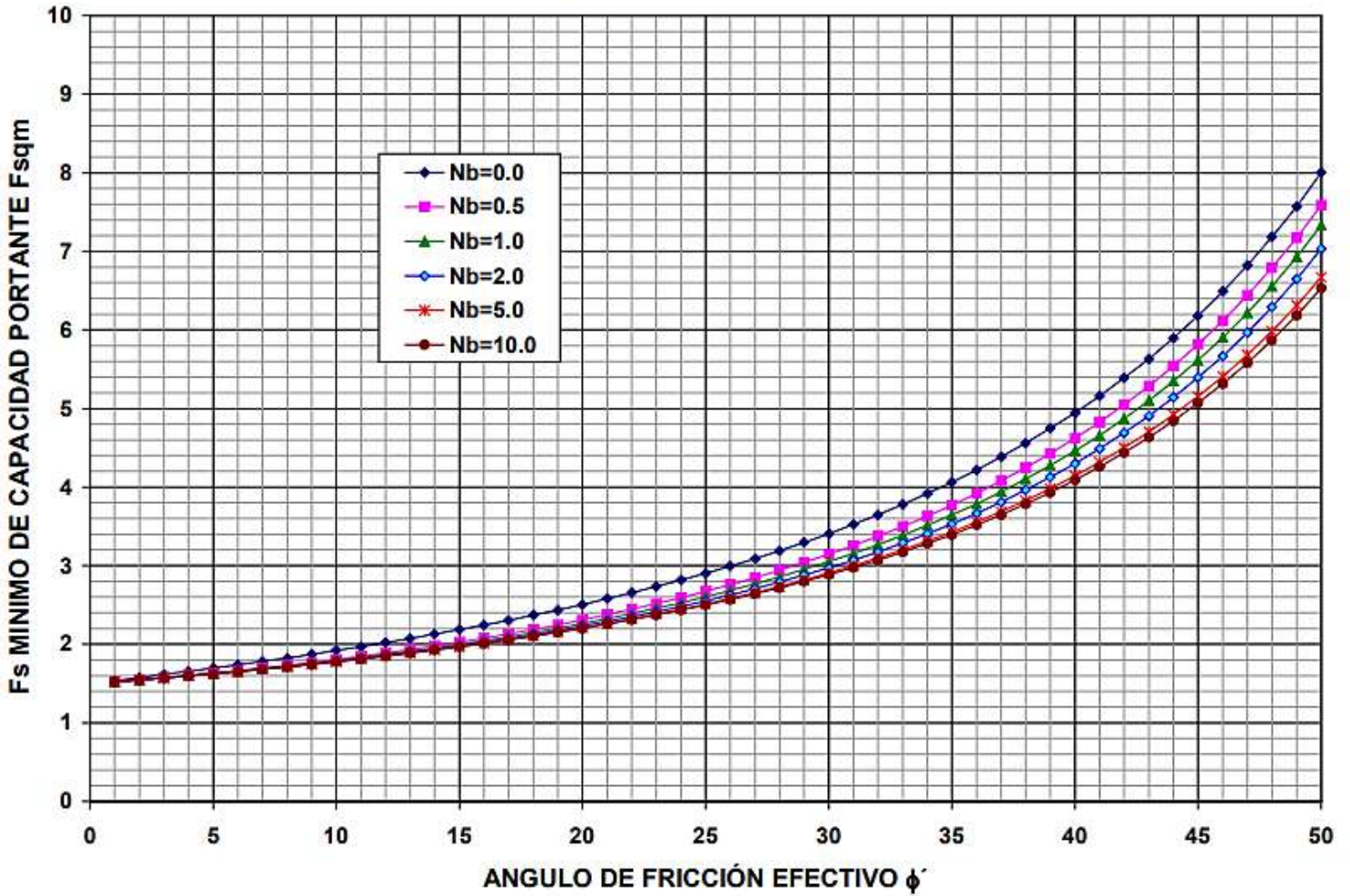


FIGURA A4- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_d = D/B = 0.6$

**FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_d = D/B = 0.8$**

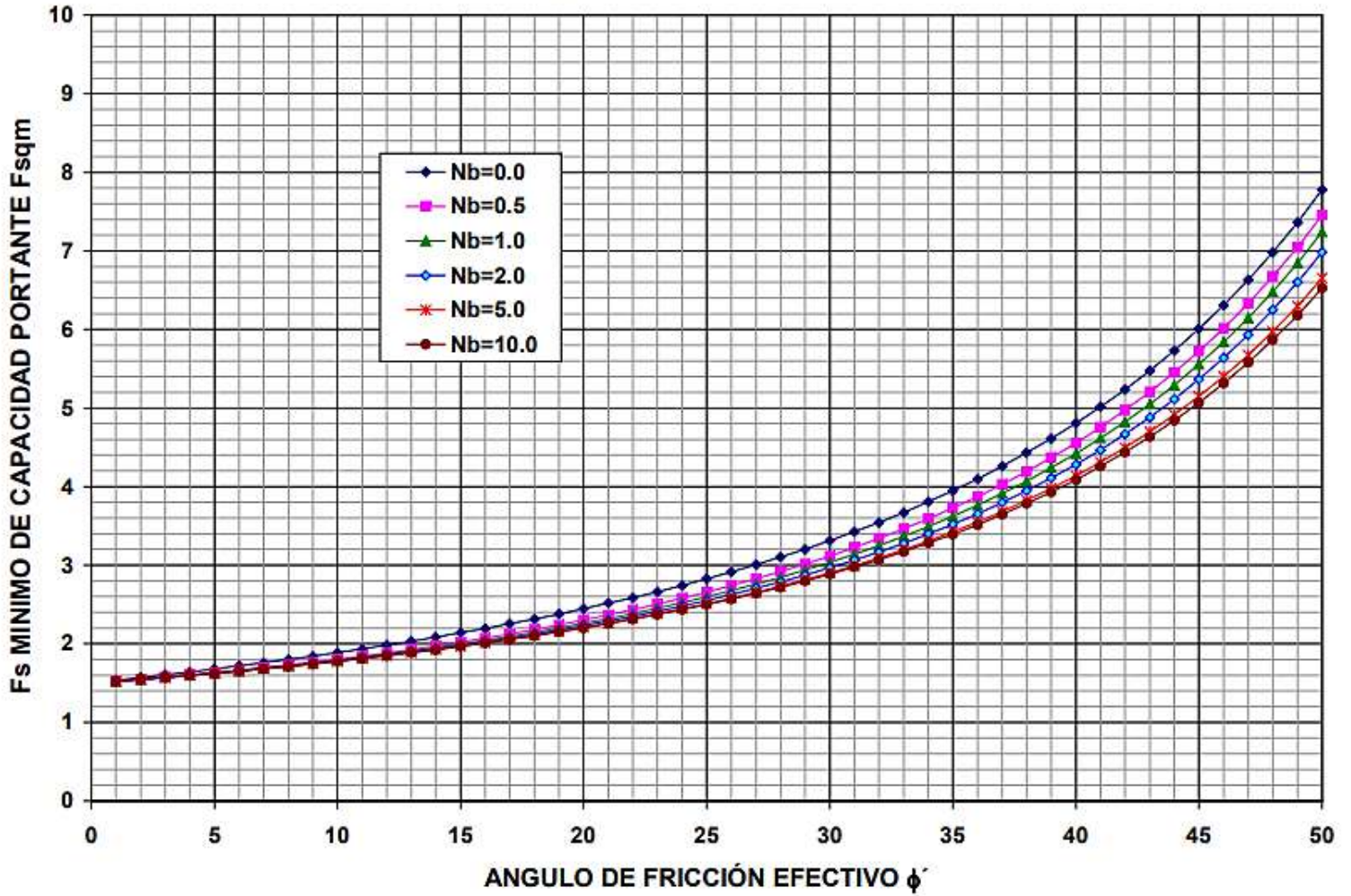


FIGURA A5- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_d = D/B = 0.8$

**FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_d = D/B = 1.0$**

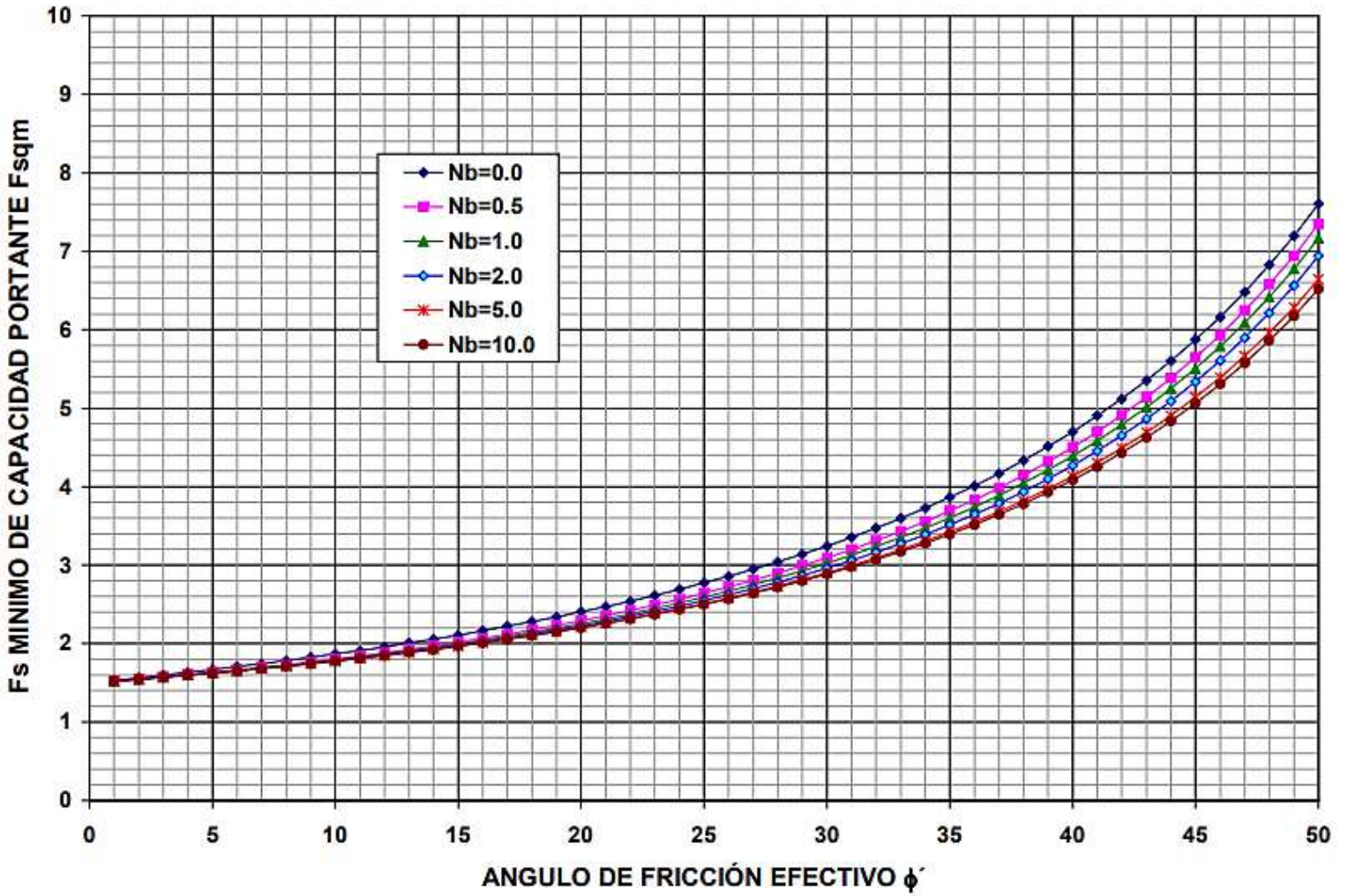


FIGURA A6- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_d = D/B = 1.0$

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_b = c'/\gamma B = 0.0$

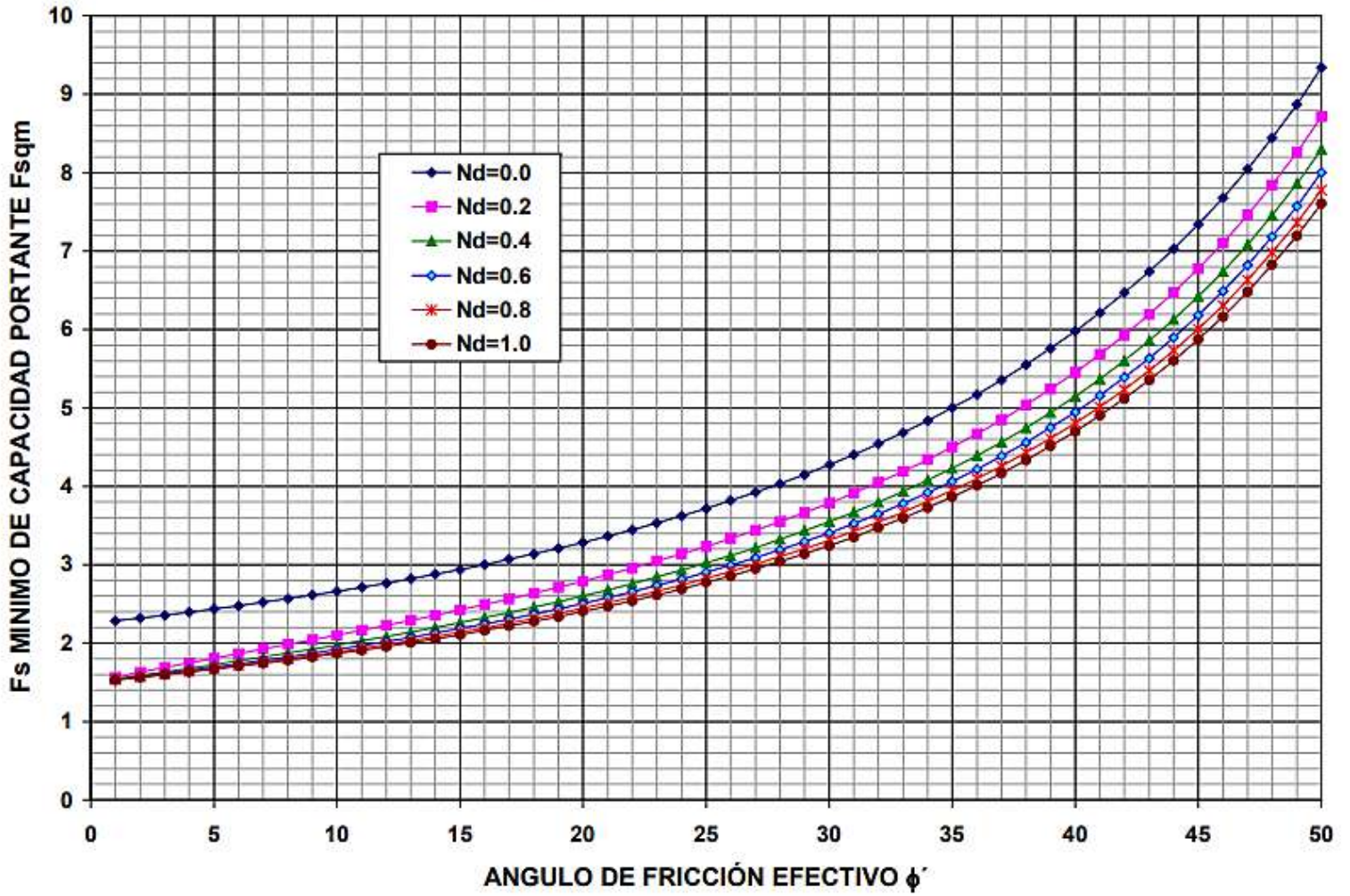


FIGURA A7- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_b = c'/\gamma B = 0.0$

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_b = c'/\gamma B = 0.5$

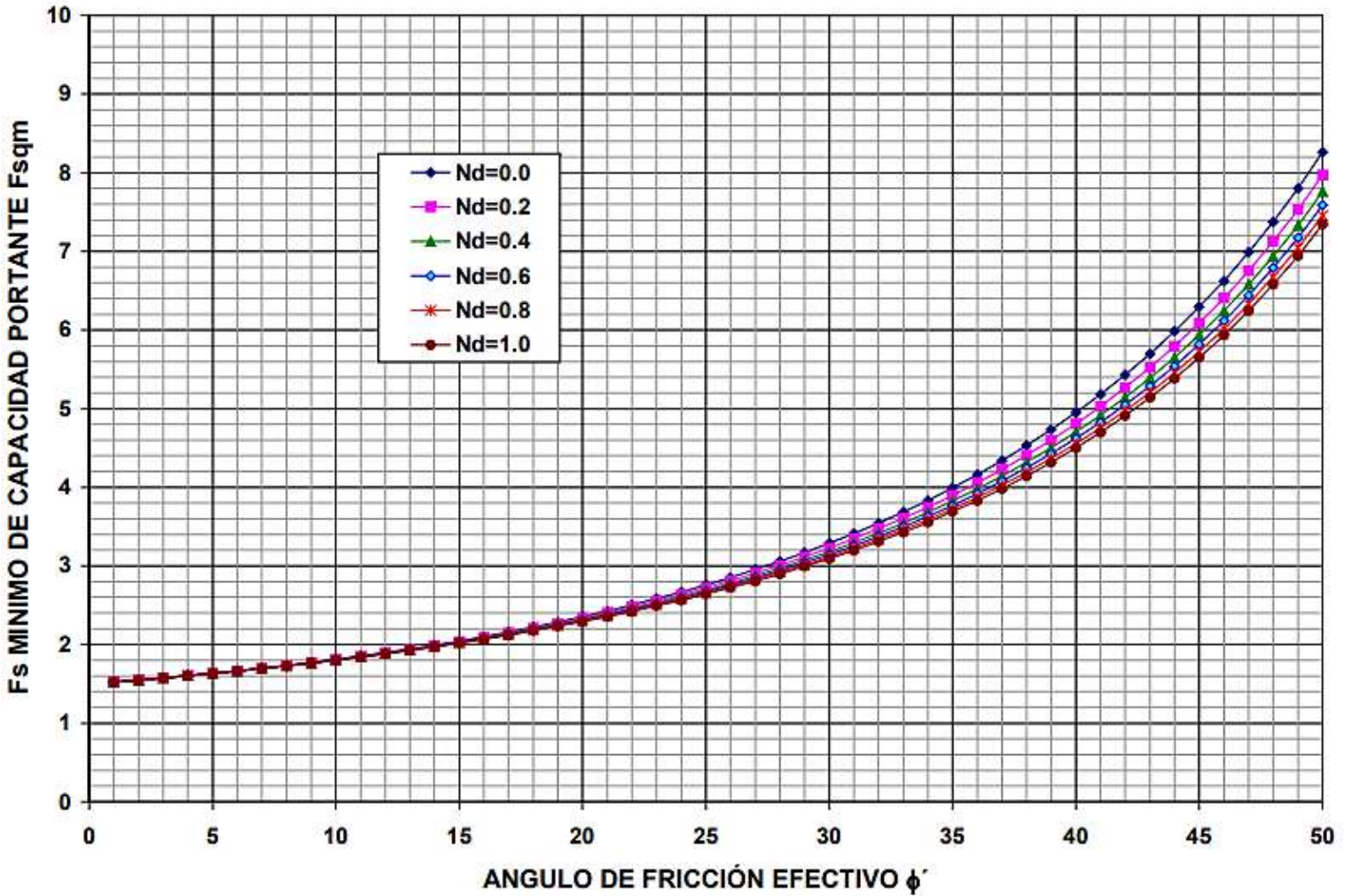


FIGURA A8- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_b = c'/\gamma B = 0.5$

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_b = c'/\gamma B = 1.0$

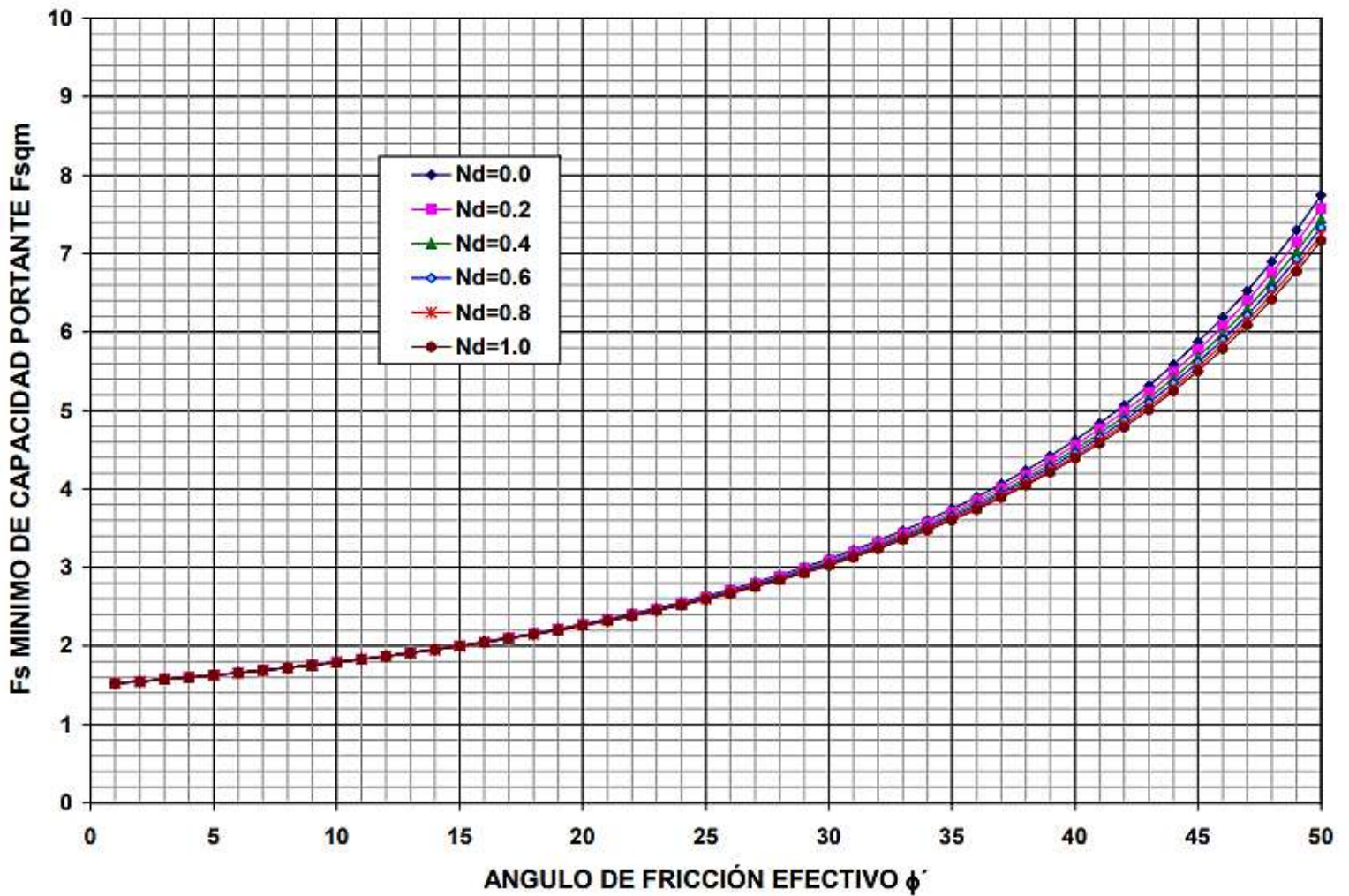


FIGURA A9- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_b = c'/\gamma B = 1.0$

**FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_b = c'/\gamma B = 2.0$**

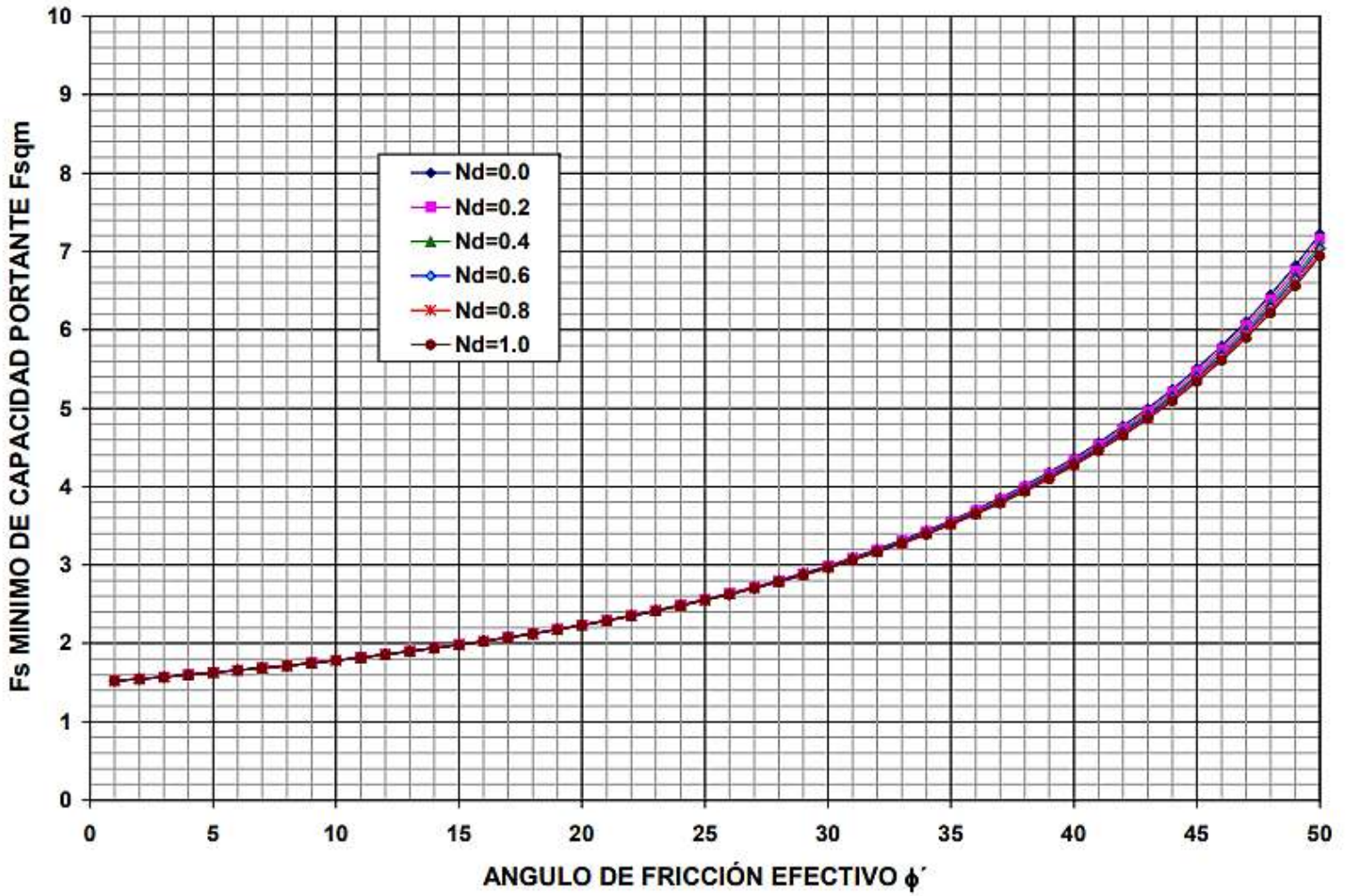


FIGURA A10- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_b = c'/\gamma B = 2.0$

**FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_b = c'/\gamma B = 5.0$**

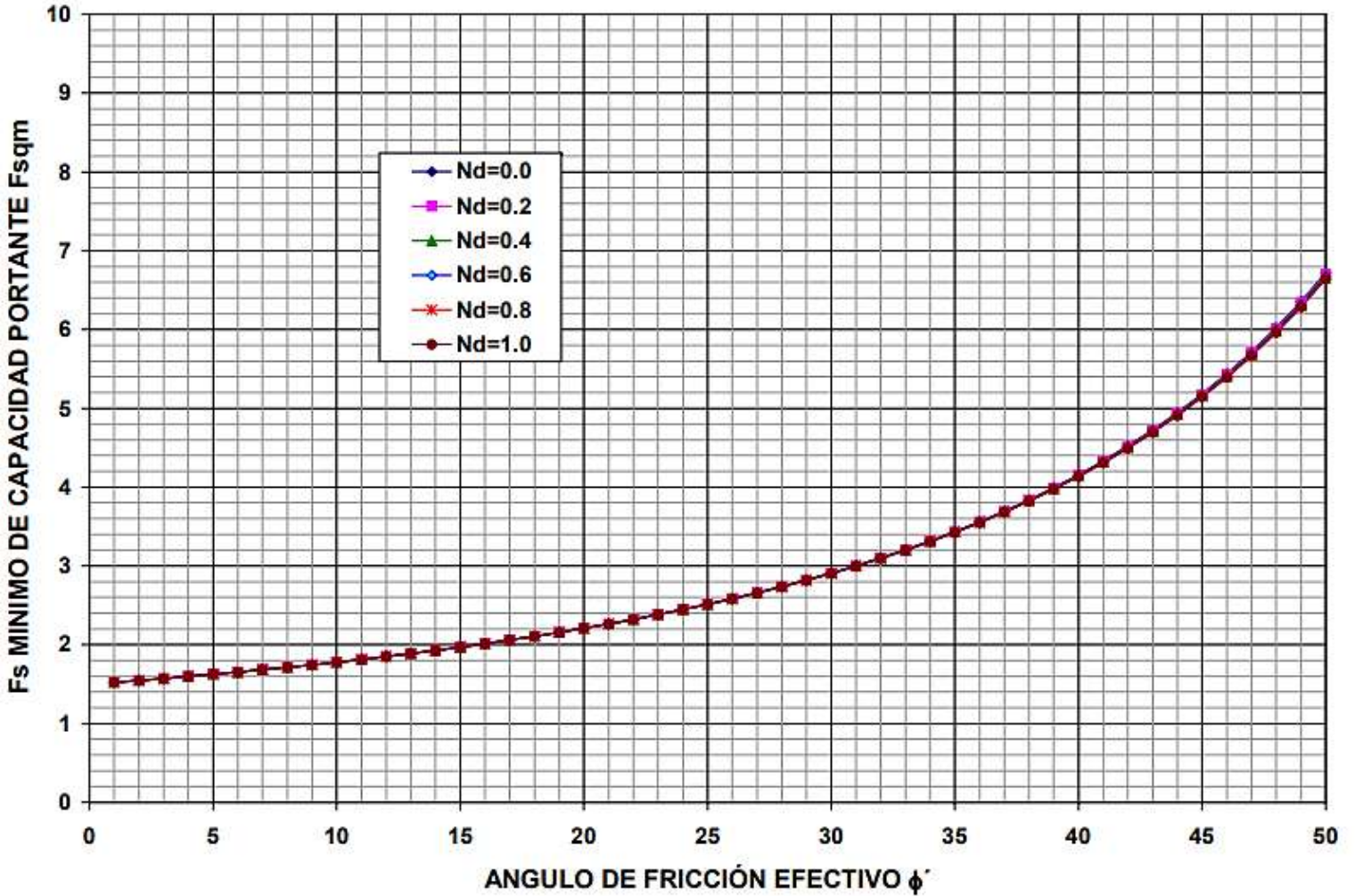


FIGURA A11- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_b = c'/\gamma B = 5.0$

**FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_b = c'/\gamma B = 10.0$**

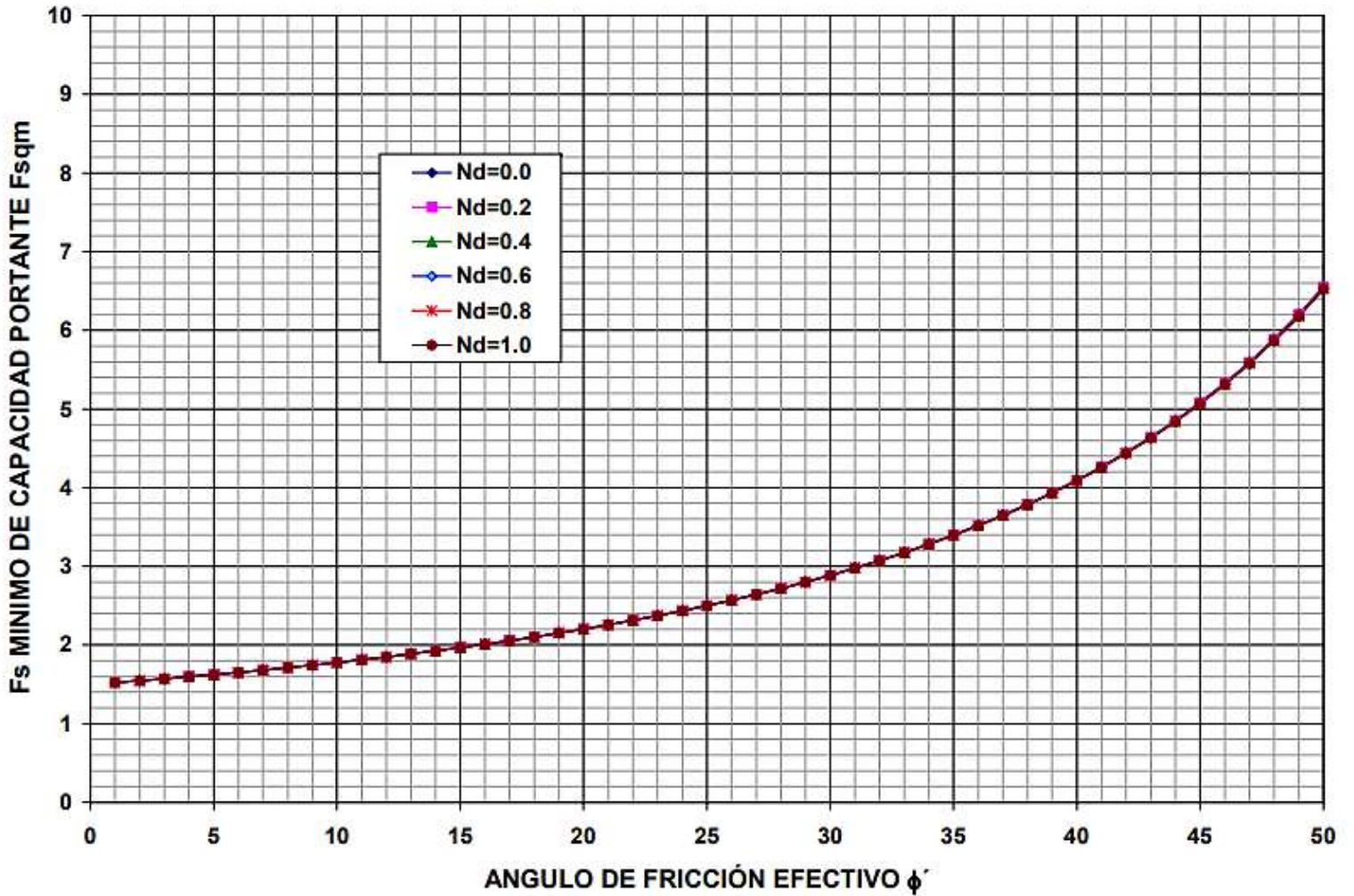


FIGURA A12- VALORES DE F_{sqm} PARA $N_b = c'/\gamma B = 10.0$

Un método aproximado para estimar la capacidad de carga vertical de pilotes en roca

Alvaro J. González García

Profesor Asociado y Catedrático Emérito - Facultad de Ingeniería-Universidad Nacional del Colombia – Bogotá, Colombia (ajgonzalezga@unal.edu.co)

Consultor en Geotecnia y Gerente de AGC Ltda- Bogotá, Colombia (ajgonzgz@gmail.com)

RESUMEN

Se presenta un método aproximado para estimar la capacidad de carga vertical de pilotes en roca. El macizo rocoso se considera como un medio continuo, al cual puede aplicarse la envolvente de falla de Hoek-Brown (p.ej. Hoek et al., 2002), la cual se transforma en una envolvente curva $\tau - \sigma'$ y se emplea un módulo de deformación E_m estimado con la formulación de Hoek-Diederichs (Hoek y Diederichs, 2006). Para obtener parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb se usa la resistencia equivalente tangente ($\tan \phi' = d\tau / d\sigma'$; $c' = \tau - \sigma' \tan \phi'$) con $\tan \phi'$ y c' variables con el esfuerzo normal efectivo σ' . Con los parámetros de Mohr-Coulomb del macizo rocoso, su módulo de deformabilidad y el método de Vesic (1977), se estiman las resistencias de punta y del vástago del pilote. Con un ejemplo, se hacen comparaciones con otros métodos, especialmente el de Serrano y Olalla (2004) y algunos de los métodos que se presentan en Wyllie (1999) y también en Zhang (2004). Se concluye que el método propuesto es aceptable y se indican algunas recomendaciones para su uso.

ABSTRACT

An approximate method to estimate vertical load capacity of piles in rock is presented. It considers the rock mass as a continuum described by the Hoek-Brown strength envelope (Hoek & Brown, 1980, Hoek et al, 2002), transformed to a $\tau - \sigma'$ curved envelope, and with a deformation modulus estimated by the Hoek & Diederichs formulation (Hoek & Diederichs, 2006). To obtain equivalent Mohr-Coulomb parameters, the equivalent tangent strength ($\tan \phi' = d\tau / d\sigma'$; $c' = \tau - \sigma' \tan \phi'$) is used, with $\tan \phi'$ and c' variable with normal effective stress σ' . With the rock mass Mohr-Coulomb parameters, its modulus and the Vesic method (Vesic, 1977) pile shaft and end point resistances are evaluated. With an example, comparisons are made with other methods, especially those of Serrano & Olalla (2004) and some of the methods presented in Wyllie (1999) and also in Zhang (2004). It is concluded that the proposed method is acceptable and recommendations are presented for its use.

1.0 MACIZO ROCOSO COMO MEDIO CONTINUO- CRITERIO DE HOEK-BROWN

Aunque los macizos rocosos usualmente son medios discontinuos, en muchos casos se pueden considerar como medios continuos y entonces es aplicable el criterio de falla de Hoek-Brown (Hoek y Brown, 1980; Hoek et al, 2002), con los criterios establecidos por los mismos autores y mostrados en la Figura 1, en la cual la ecuación 1 tiene el mismo número en este artículo y la ecuación 5a que se refiere la Figura 1, es la ecuación 1 con $a = 0.5$.

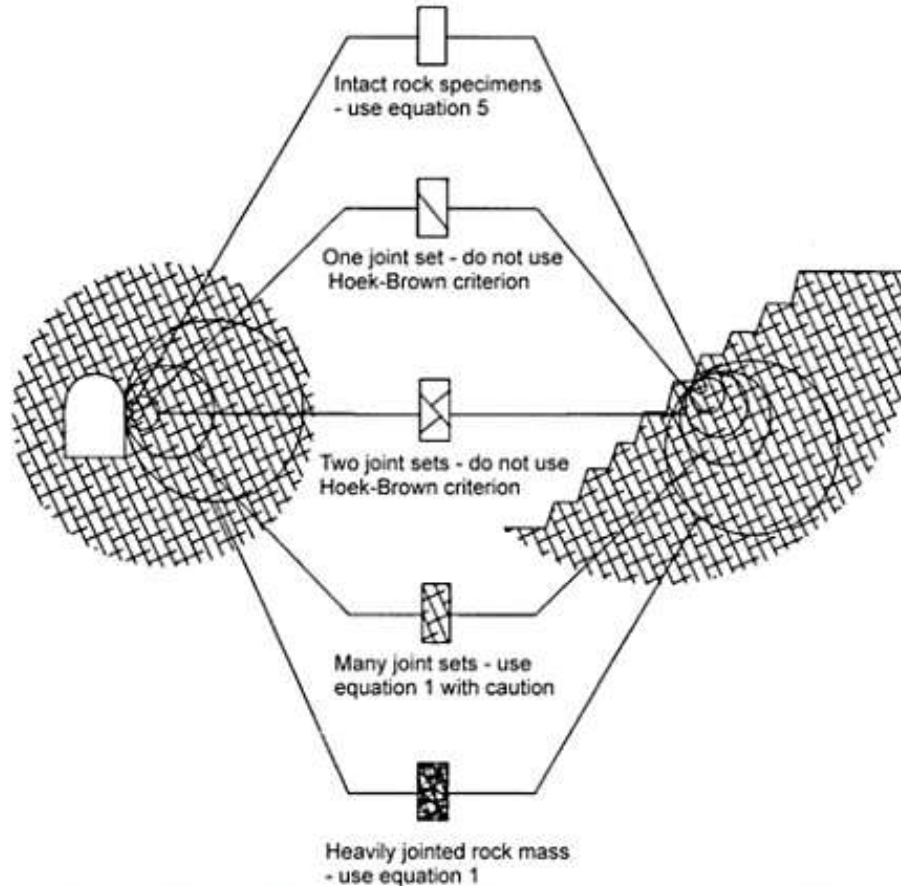


Figura 1: Aplicabilidad del Criterio de Falla de Hoek-Brown (Hoek, 2007)

El criterio de falla de Hoek-Brown, en su último desarrollo, se expresa como (Hoek et al, 2002):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} [m (\sigma'_3 / \sigma_{ci}) + s]^a \quad (1)$$

en la cual:

σ'_1 = esfuerzo efectivo principal mayor

σ'_3 = esfuerzo efectivo principal menor

m = parámetro semiempírico

$$= m_i \exp[(100-GSI) / (28 - 14D)] \quad (2)$$

m_i = parámetro semiempírico m para roca intacta (material rocoso)

σ_{ci} = resistencia a la compresión inconfiada de roca intacta

$$s = \text{parámetro semiempírico} = \exp[(100-GSI) / (9 - 3D)]; 0.0 < s \leq 1.0 \quad (3)$$

$$a = \text{exponente} = (1/2) + (1/6) [\exp(-GSI/15) - \exp(-20/3)] \quad (4)$$

GSI = Índice Geológico de Resistencia (Geological Strength Index ; $0 < \text{GSI} \leq 100$)

D = parámetro de perturbación o daño [0.0 (sin daño) $\leq D \leq 1.0$ (daño máximo)]

De este criterio se deduce

$$\sigma_c = \text{resistencia a la compresión} = s^a \sigma_{ci} \quad (5)$$

$$\sigma_t = \text{resistencia a la tracción} = -(s/m) \sigma_{ci} \quad (6)$$

En la Figura 2 se presentan algunos ejemplos de este criterio, los cuales están presentados en función de los esfuerzos principales σ'_1 y σ'_3 , en forma adimensional (Hoek y Brown, 1980)

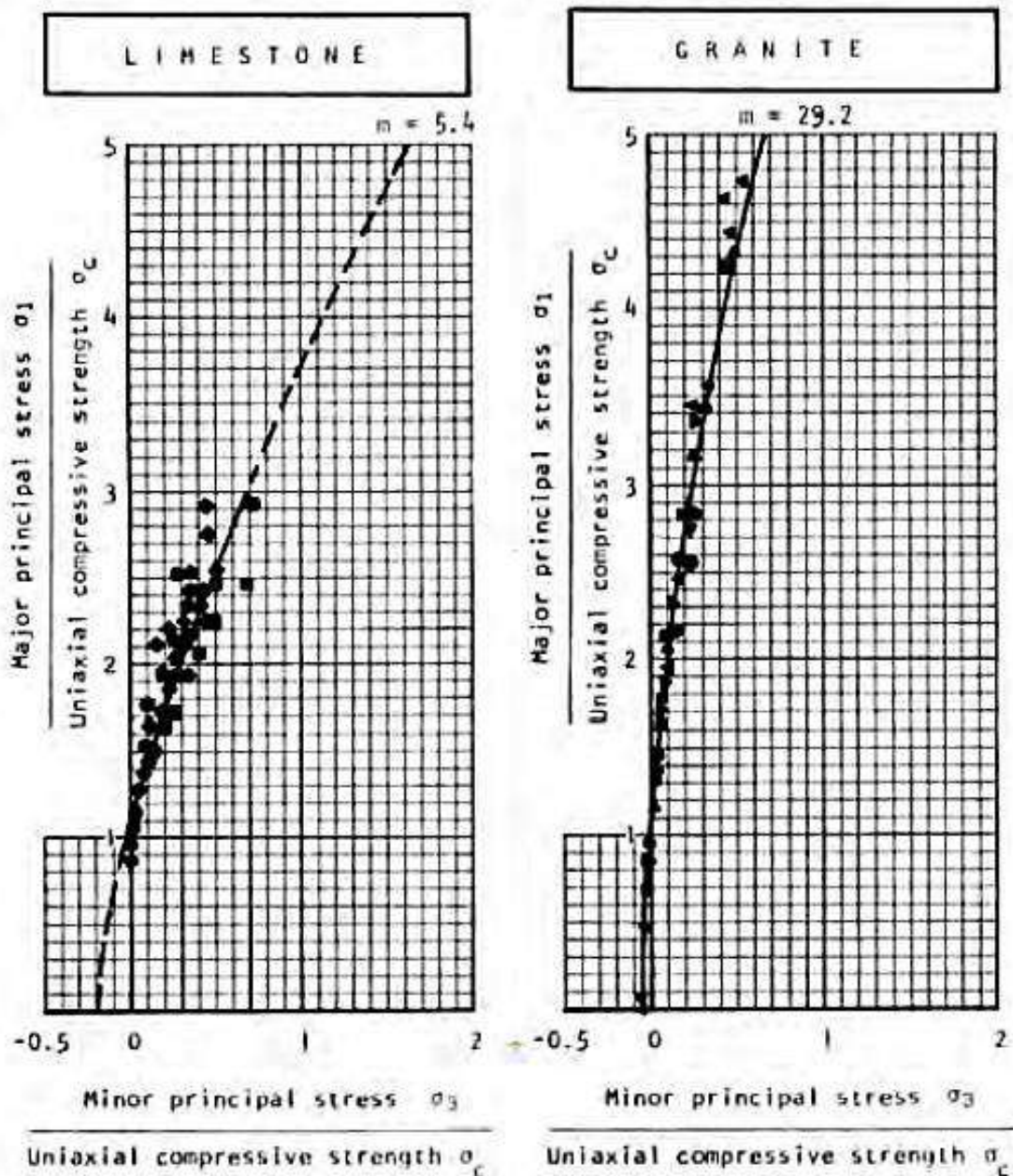


Figura 2: Ejemplos de Criterio de Hoek-Brown (Hoek y Brown, 1980)

Para los parámetros m_i y σ_{ci} , Hoek aconseja que se hallen por medio de ensayos triaxiales (Hoek, 2007), pero también se pueden deducir con ensayos más sencillos como ensayos dobles de compresión confinada σ_c y de tracción indirecta (brasileño) σ_{tb} en varias muestras (González, 2011). Como guía Hoek (2007) suministra tablas para la estimación de σ_c y m_i . (Figuras 3 y 4).

Table 2: Field estimates of uniaxial compressive strength.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

* Grade according to Brown (1981).

** Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Figura 3: Estimación del parámetro σ_c para materiales rocosos (Hoek, 2007)

Table 3: Values of the constant m_i for intact rock, by rock group. Note that values in parenthesis are estimates.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
Organic					Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5	Granodiorite (29 ± 3)	
		Dark	Gabbro 27 ± 3	Dolerite (16 ± 5)	Norite 20 ± 5	
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5)	Dacite (25 ± 3)	Obsidian (19 ± 3)
				Andesite 25 ± 5	Basalt (25 ± 5)	
	Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)		

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

**These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Figura 4: Estimación del parámetro m_i para materiales rocosos (Hoek, 2007)

En cuanto a los parámetros GSI y D, éstos se presentan en las Figuras 5 y 6 (Hoek, 2007)

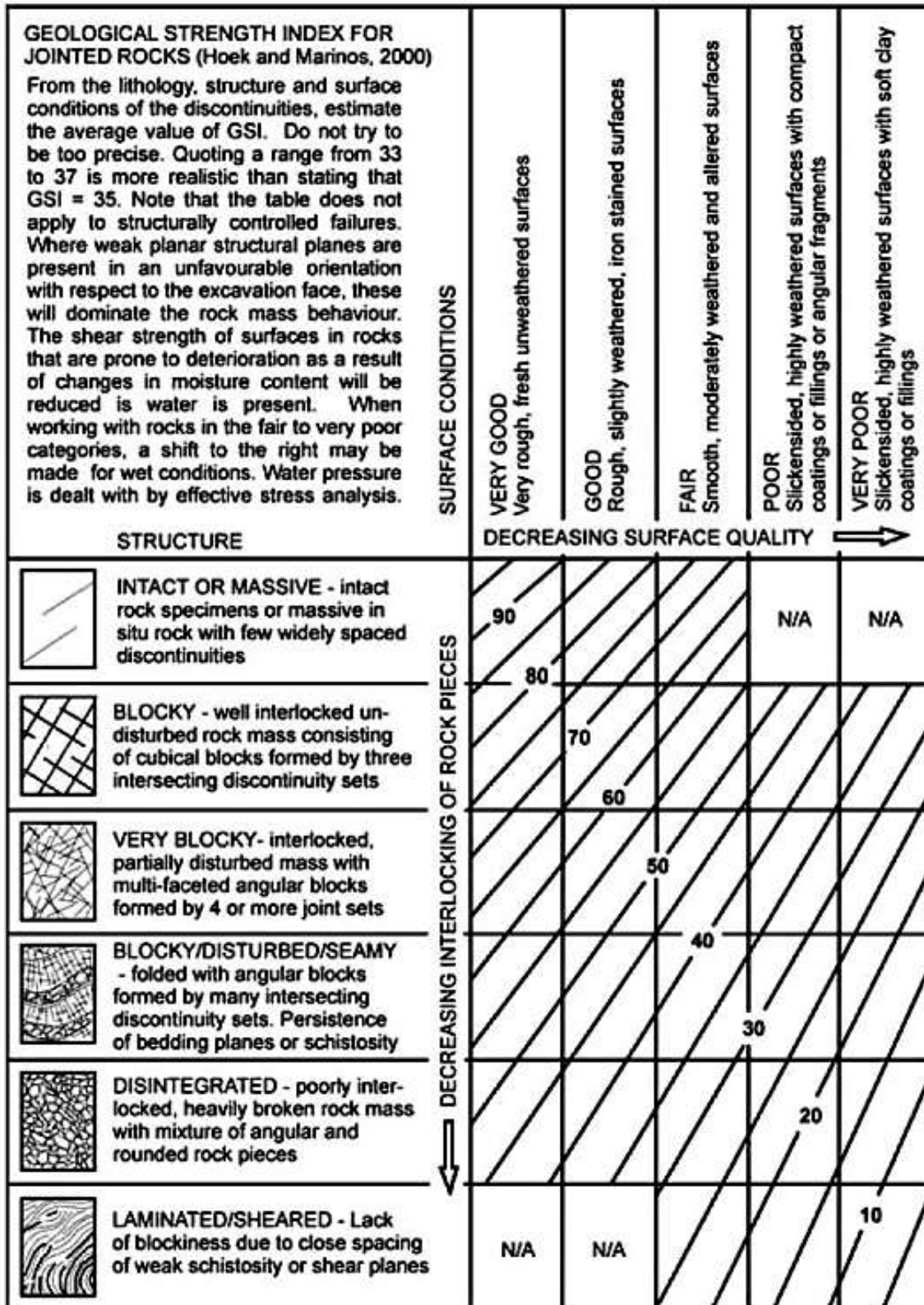


Figura 5: Estimación del parámetro GSI para macizos rocosos (Hoek, 2007)

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

Figura 6: Estimación del parámetro D para macizos rocosos (Hoek, 2007)

La explicación en más detalle de este popular criterio de falla está por fuera del objeto de este artículo, pero hay abundantes referencias en la literatura técnica (Hoek y Brown, 1980; Hoek, 1983; Hoek et al, 2002; Hoek, 2007; Hoek y Marinis, 2007; etc). Por otro lado, la mayor parte de los artículos del Prof. Evert Hoek se encuentran en Internet en la página de ROCSCIENCE: www.rocscience.com/education/hoek_s_corner

2.0 PARÁMETROS EQUIVALENTES DE MOHR-COULOMB PARA CRITERIO DE FALLA DE HOEK-BROWN

El criterio de falla más empleado en geotecnia es el lineal de Mohr-Coulomb, expresado como:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (7)$$

en la cual:

τ_f = esfuerzo cortante a la falla

σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de falla

c' = intercepto de cohesión

ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna

2.1 Transformación de Envolvente de Esfuerzos Principales Efectivos a Envolvente de Esfuerzo Cortante τ vs Esfuerzo Normal Efectivo σ'

Para transformar la envolvente de Hoek Brown, en términos de esfuerzos principales efectivos, a una envolvente no lineal, en términos de esfuerzo cortante y normal efectivo en el plano de falla, existen varios métodos, de los cuales el Autor presenta dos de ellos. En rigor todos estos métodos se basan en encontrar la envolvente de una familia de círculos en el diagrama $\tau - \sigma'$, método del cálculo diferencial explicado en varios libros (p.ej. Granville, 1963), mientras que Hoek (1983, 2007) se refiere a Balmer, quien en 1952 lo resolvió para la envolvente de Mohr-Coulomb.

2.1.1 Método de Bray

Este método se presenta en Hoek (1983) y los cálculos, para $a = 0.5$, son como sigue:

a) Con diferentes valores del esfuerzo efectivo normal σ' se calculan

$$h = 1 + [16 (m \sigma' + s \sigma_{ci}) / (3 m^2 \sigma_{ci})] \quad (8)$$

$$\theta = \{90^\circ + \arctan [1 / (h^3 - 1)^{0.5}]\} / 3 \quad (9)$$

$$\phi'_i = \arctan [1 / (4h \cos^2 \theta - 1)^{0.5}] = \arctan (d\tau / d\sigma') \quad (10)$$

b) Con los valores obtenidos de ϕ'_i se calcula τ

$$\tau = (\cot \phi'_i - \cos \phi'_i) m^2 \sigma_{ci} / 8 \quad (11)$$

2.1.2 Método de Serrano y Olalla (1994)

Estos Autores definen dos parámetros básicos y también trabajan con $a = 0.5$:

$$\beta = m \sigma_{ci} / 8 \quad (12)$$

$$\zeta = 8 s / m^2 \quad (13)$$

Y con las definiciones de esfuerzos medios de Lambe

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2 = \text{esfuerzo normal promedio} \quad (14)$$

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2 = \text{esfuerzo cortante para } p' \quad (15)$$

la ecuación (1) se expresa adimensionalmente como

$$q / \beta = \{2 [(p' / \beta) + \zeta] + 1\}^{0.5} - 1 \quad (16)$$

y sabiendo que

$$\sigma' = p' - q \operatorname{seno} \rho \quad (17)$$

$$\tau = q \operatorname{cos} \rho \quad (18)$$

$$dq / dp' = \operatorname{seno} \rho \quad (19)$$

a) Con varios valores de esfuerzo normal σ' se adopta

$$\sigma'_{\circ} = \sigma' / \beta + \zeta \quad (20)$$

b) Se calcula el ángulo tangente a la envolvente $\rho = \arctan (d\tau / d\sigma')$ (21)

$$\operatorname{seno} \rho = (1 + 2/3 \sigma'_{\circ}) [\operatorname{seno} (\lambda - 30^{\circ}) + 0.5] \quad (22)$$

con $\lambda = 2/3 \operatorname{arcseno} [(1 + 2/3 \sigma'_{\circ})^{-1.5}]$ (23)

c) Con ρ y β , el esfuerzo cortante τ se calcula como

$$\tau = \beta \operatorname{seno} 2\rho (1 - \operatorname{seno} \rho) / (1 - \operatorname{cos} 2\rho) \quad (24)$$

También resulta que $\sigma' = \beta \{ \zeta + [(\operatorname{seno} \rho + \operatorname{cos} 2\rho) (1 - \operatorname{seno} \rho) / (1 - \operatorname{cos} 2\rho)] \}$ (25)

Estos autores han empleado la envolvente de Hoek-Brown para el cálculo de capacidad portante de cimientos superficiales (Serrano y Olalla, 1994, 1996, 1998a, 1998b, 2000), de pilotes (Serrano y Olalla, 2002a, 2002b, 2004) y de anclajes (Serrano y Olalla, 1999), entre otros.

2.2 Parámetros de Mohr-Coulomb para Envolvente $\tau - \sigma'$ No Lineal

Una vez obtenidos los pares de valores de τ y σ' , se requiere hallar los valores de los parámetros de Mohr-Coulomb, c' y $\tan \phi'$.

2.2.1 Parámetros Constantes Promedio

En este método hay que escoger el intervalo de esfuerzos normales que se van a presentar en el problema por resolver, asunto que no es nada fácil de determinar previamente.

Por ejemplo, Hoek et al (2002), proponen una recta promedio en el diagrama σ'_1 vs σ'_3 balanceando áreas de la curva por encima y por debajo de la envolvente recta y obtienen las ecuaciones de la Figura 7, las cuales resultan en valores de c' y ϕ' para diseño para el intervalo $\sigma'_1 < \sigma'_3 < \sigma'_{3\text{máx}}$. Adicionalmente, incorporan el parámetro σ'_{cm} como resistencia global del macizo rocoso, para ayudar a fijar límites apropiados para $\sigma'_{3\text{máx}}$.

Se aclara que en esta Figura 7: $m_b = m$ de este artículo y $\sigma'_{3n} = \sigma'_3 / \sigma_{ci}$

Hoek et al (2002), aconsejan los siguientes límites para túneles y taludes, pero no lo hacen para cimentaciones someras o profundas:

Para túneles $(\sigma'_{3\text{máx}} / \sigma'_{cm}) = 0.47 (\sigma'_{cm} / \gamma H)^{-0.94}$ (26)

Para taludes $(\sigma'_{3\text{máx}} / \sigma'_{cm}) = 0.72 (\sigma'_{cm} / \gamma H)^{-0.91}$ (27)

En las cuales

γ = peso unitario del macizo rocoso

H= profundidad para túneles; altura para taludes

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] (m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

Figura 7: Ecuaciones para Parámetros de Mohr-Coulomb (Hoek et al, 2002)

También es posible hacer una regresión lineal τ vs σ' para el intervalo $\sigma'_{\min} < \sigma' < \sigma'_{\max}$, la cual resulta en los parámetros c' y $\tan \phi'$, para ese intervalo de interés de σ' .

2.2.2 Parámetros Variables con Esfuerzos

Dado que, para valores promedio constantes de c' y $\tan \phi'$, inevitablemente hay intervalos de esfuerzo normal σ' en los cuales se subestima o se sobre-estima la resistencia τ_f , para cimentaciones, el Autor prefiere emplear como parámetros de diseño c' y $\tan \phi'$ variables con el esfuerzo normal σ' .

a) Parámetros tangentes con métodos de Bray y de Serrano y Olalla (1994)

En cualquier envolvente curvilínea $\tau = f(\sigma')$, los parámetros tangentes se definen como:

$$\tan \phi'_t = d\tau / d\sigma' \quad (28)$$

$$c'_t = \tau - \sigma' \tan \phi' \quad (29)$$

Dado que $\phi'_t = \phi'_i$ (de Bray- ecuación 10) = ρ (de Serrano y Olalla- ecuación 21), es posible con las formulaciones de 2.1 aplicar directamente las ecuaciones 28 y 29 sin necesidad de hacer una regresión no lineal.

b) Parámetros tangentes con regresión $\tau - \sigma'$

Con los valores de τ y σ' hallados en 2.1 también es posible hacer regresiones con funciones no lineales de varios tipos y una función útil es la potencial, con parámetros A y b ($b \leq 1.0$)

$$\tau_f = A (\sigma' - \sigma t)^b \quad (30)$$

Para la cual $\tan \phi'_t = Ab (\sigma' - \sigma t)^{(b-1)} = (b \tau_f) / (\sigma' - \sigma t) \quad (31)$

$$c'_t = [1 - (b \sigma') / (\sigma' - \sigma t)] \quad (32)$$

Para facilidad de cálculo se pueden hacer regresiones adicionales $\tan \phi'_t = g(\sigma')$ y $c'_t = j(\sigma')$

c) Parámetros secantes

En este caso: $\tan \phi'_{eq} = \tau / \sigma'$ (33)

$$c'_{eq} = 0.0 \quad (34)$$

Para el caso de la envolvente potencial $\tau_f = A (\sigma' - \sigma_t)^b$

$$\tan \phi'_{eq} = A \sigma'^{(b-1)} [1 - \sigma_t / \sigma']^b \quad (35)$$

Y para el modelo de Serrano y Olalla (1994)

$$\tan \phi'_{eq} = \text{seno } 2\rho / (\zeta + \text{seno } \rho + \cos 2\rho) \quad (36)$$

Es de advertir que para este método de parámetro secante ($\tan \phi'_{eq}$), para esfuerzo normal nulo ($\sigma' = 0.0$) se presenta una discontinuidad (para $\phi'_{eq} = 90^\circ$, $\tan \phi'_{eq} \rightarrow \infty$) y para σ' negativos ($\sigma' < 0.0$) también resultan $\tan \phi'_{eq}$ negativas, todo lo cual puede no ser aplicable en algunos casos.

Adicionalmente resulta interesante que, para resistencia a la tracción nula ($\sigma'_t = 0.0$) y para el caso de la envolvente potencial (ecuación 31)

$$\tan \phi'_t = b \tan \phi'_{eq} \quad (37)$$

2.3 Ejemplo

Se presenta un ejemplo, con un macizo rocoso muy fracturado de filitas paleozoicas de la Cordillera Oriental de Colombia, macizo que se empleará en este artículo, siempre con $a = 0.5$

Roca:	Filitas paleozoicas muy fracturadas
Peso Unitario	$\gamma = 28 \text{ kN/m}^3$
Resistencia intacta	$\sigma_{ci} = 99.6 \text{ MPa}$ (estimada de ensayos de laboratorio)
Parámetro intacto	$m_i = 4.75$ (estimado de ensayos de laboratorio)
Calificación	GSI = 25 (estimado de datos de campo y laboratorio)
Parámetro de Daño	$D = 1.0$ (cerca de un talud en una vía con voladuras sin gran control)
Para el macizo:	$m = 0.022393$ $s = 3.7267 \text{ E-}06$ $\sigma_t = -16.575 \text{ kPa}$ $\sigma_c = 192.273 \text{ kPa}$

En la Figura 8 se presentan, con escala distorsionada en τ , las envolventes $\tau - \sigma'$ y las regresiones potencial y lineal. Se observa:

- Los valores de esfuerzo cortante son idénticos para los métodos de Bray y de Serrano y Olalla
- La regresión potencial, a pesar de tener un índice de regresión $r^2 = 0.9985$, no sigue fielmente la envolvente deducida
- La regresión lineal se aparta más de la envolvente ($r^2 = 0.9721$) y sobre-estima grandemente la resistencia para $\sigma' < 0$. En este caso puede convenir más una función bilineal.

En la Figura 9 se presenta la variación de $\tan \phi'_t$ con σ' , donde se aprecia una relación inversa de tipo hiperbólico y en la Figura 10 se muestra la variación de c'_t con σ' , la cual tiene una relación directa de tipo parabólico, salvo para $\sigma' < 0$, dónde existe una tendencia ascendente, pues teóricamente, para $\sigma' = \sigma_t$, $c'_t \rightarrow \infty$.

Finalmente, en la Figura 11 se presenta la variación de $\tan \phi'_{eq}$ con σ' , en la cual se aprecia la discontinuidad de la función para $\sigma' = 0$ y los valores negativos de $\tan \phi'_{eq}$ con $\sigma' < 0$.

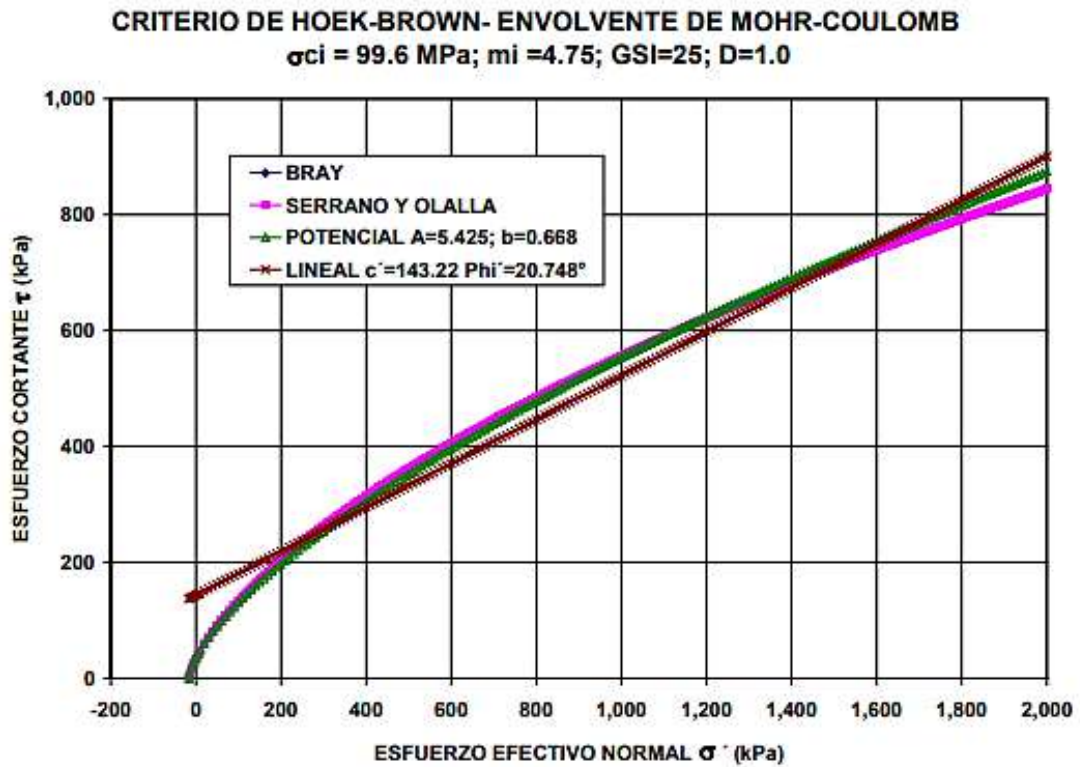


Figura 8: Ejemplo- Criterio de Hoek-Brown – Envoltente de Mohr-Coulomb

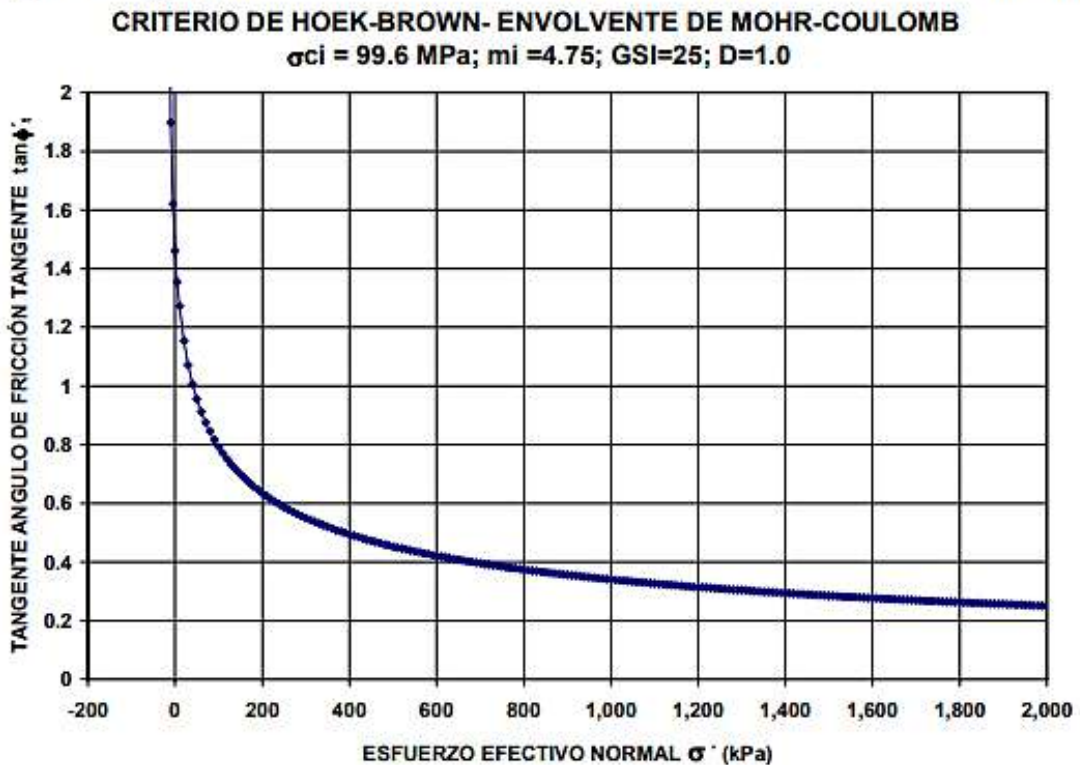


Figura 9: Ejemplo- Criterio de Hoek-Brown – Variación de Angulo de Fricción Tangente

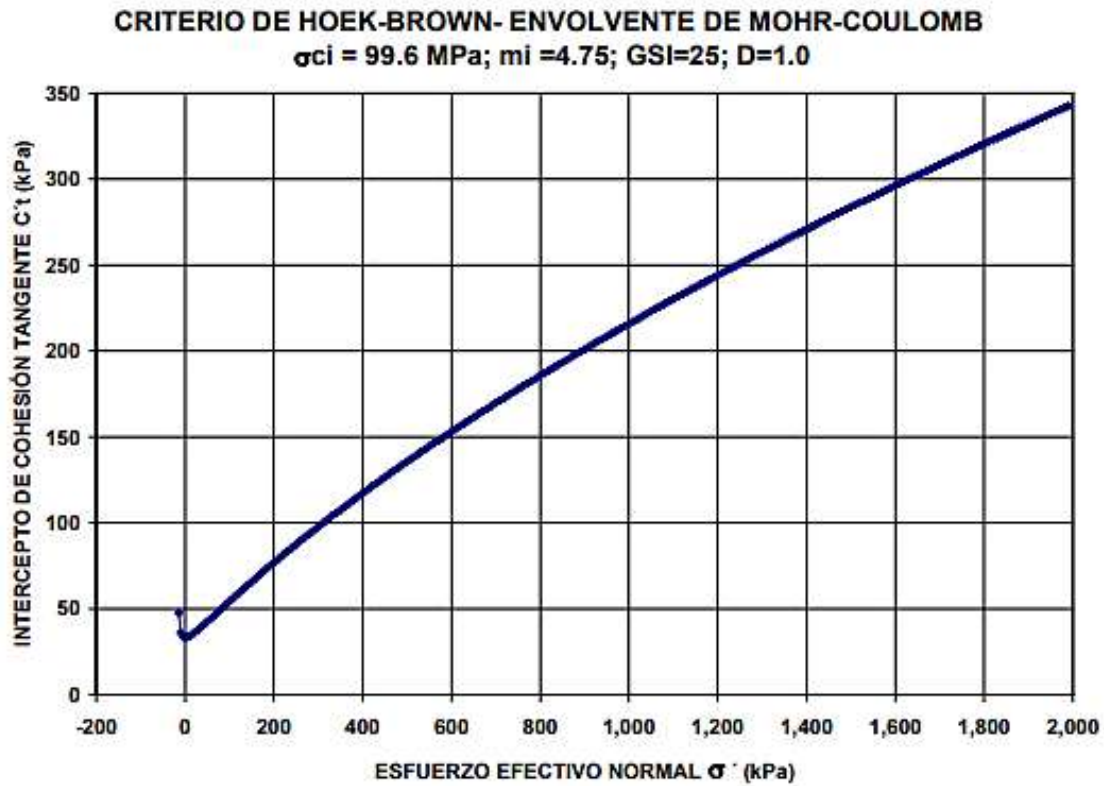


Figura 10: Ejemplo- Criterio de Hoek-Brown – Variación de Cohesión Tangente

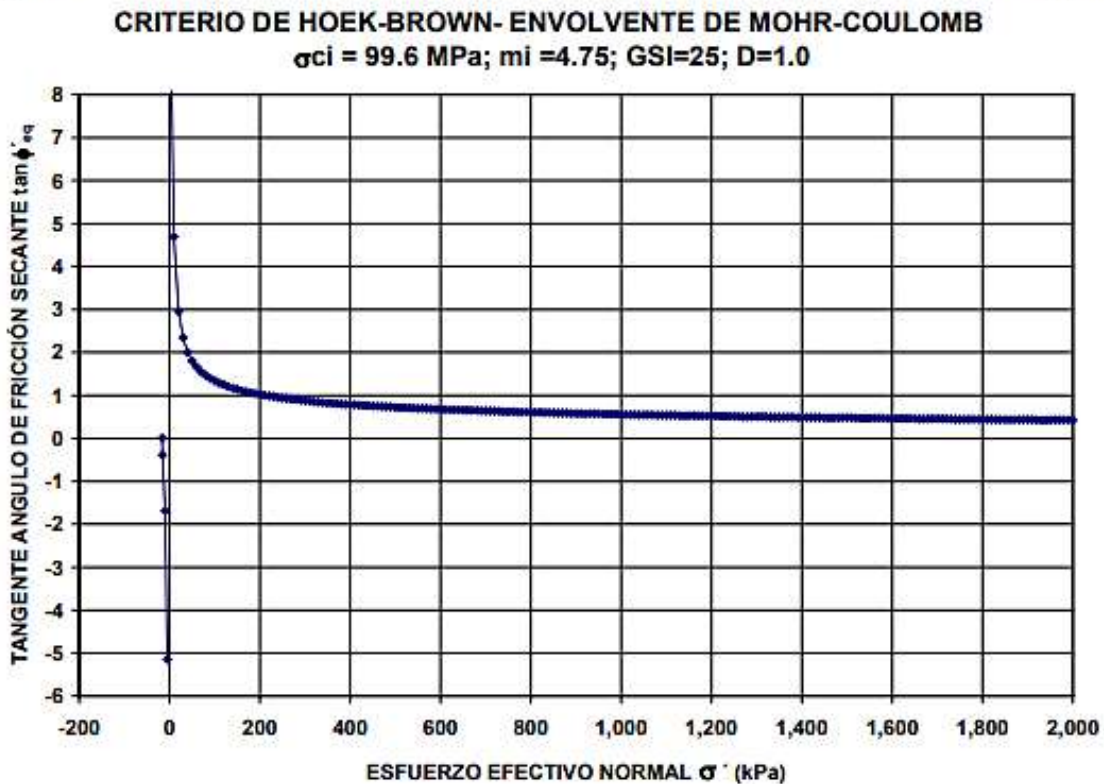


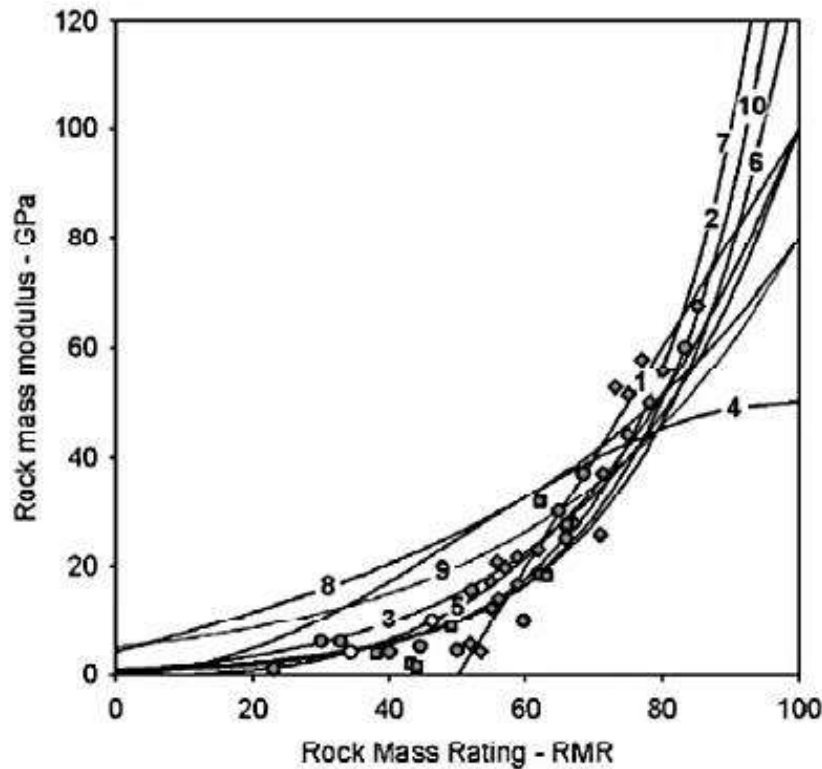
Figura 11: Ejemplo- Criterio de Hoek-Brown – Variación de Angulo de Fricción Secante

3.0 PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

Estos parámetros han tenido variadas versiones y correlaciones con parámetros de clasificación de los macixos rocosos

3.1 Módulo de Deformabilidad del Macizo Rocosos Em

Para éste parámetro se han presentado varias correlaciones, las cuales se resumen en la Figura 12, tomada de Hoek y Diederichs (2006)



●	Field data	Serafim and Pereira [4]
◆	Field data	Bieniawski [5]
■	Field data	Stephens and Banks [6]
1	$E_m = 2RMR - 100$	Bieniawski [5]
2	$E_m = 10^{(RMR/10)^{0.4}}$	Serafim and Pereira [4]
3	$E_m = E_i/100(0.0028RMR^2 + 0.9 \exp(RMR/22.82))$, $E_i = 50 \text{ GPa}$	Nicholson and Bieniawski [12]
4	$E_m = E_i(0.5(1 - \exp(-RMR/100)))^2$, $E_i = 50 \text{ GPa}$	Miri et al [9]
5	$E_m = 0.1(RMR/10)^3$	Read et al. [7]
6	$E_m = 10Q_c^{1/2}$ where $Q_c = Q\sigma_{ci}/100$, $\sigma_{ci} = 100 \text{ MPa}$	Barton [8]
7	$E_m = (1 - D/2)\sqrt{\sigma_{ci}/100} \times 10^{(RMR/10)^{0.4}}$, $D = 0$, $\sigma_{ci} = 100 \text{ MPa}$	Hoek et al. [13]
8	$E_m = E_i(s^a)^{0.8}$, $E_i = 50 \text{ GPa}$, $s = \exp((GSI - 100)/9)$, $a = 1/2 + 1/6(\exp(-GSI/15) - \exp(-20/3))$, $GSI = RMR$	Sonmez et al. [10]
9	$E_m = E_i s^{1/3}$, $E_i = 50 \text{ GPa}$, $s = \exp((GSI - 100)/9)$	Carvalho [11]
10	$E_m = 7(\pm 3)\sqrt{Q}$, $Q = 10((RMR - 44)/21)$	Diederichs and Kaiser [14]

Figura 12: Módulo de Macizos Rocosos (modificada de Hoek y Diederichs, 2006)

Como se aprecia de esta Figura 12:

- La variabilidad de estimativos de E_m con RMR es bastante alta
- Se presentan todo tipo de funciones, desde lineales hasta otras muy complejas
- El Autor anota que la mayoría de los datos de campo corresponden a mediciones en túneles

El Autor usa en este artículo las ecuaciones de Hoek y Diederichs (2006)

$$Em = 100,000 (1 - D/2) / \{1 + \exp [(75+25D-GSI)/11]\} \quad (38)$$

$$(Em/ Ei) - 0.02 = (1 - D/2) / \{1 + \exp [(60+15D-GSI)/11]\} \quad (39)$$

en las cuales:

Em = módulo de deformación del macizo rocoso (MPa)

GSI = Índice Geológico de Resistencia (Geological Strength Index ; $0 < GSI \leq 100$)

D = parámetro de perturbación o daño [0.0 (sin daño) $\leq D \leq 1.0$ (daño máximo)]

Ei = MR σ_{ci}

MR = relación de módulo (Deere y Miller, 1966)- Figura 13

(40)

Table 8: Guidelines for the selection of modulus ratio (MR) values based on Deere (1968) and Palmstrom and Singh (2001)

	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 250-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250* Marls 150-200
		Carbonates	Crystalline Limestone 400-600	Sparitic Limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000	Dolomites 350-500
	Non-Clastic	Evaporites		Gypsum (350)**	Anhydrite (350)**	
		Organic				Chalk 1000+
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750*	
	Foliated*			Schists 250-1100*	Phyllites/Mica Schist 300-800*	Slates 400-600*
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite- 300-550 Granodiorite- 400-450	Diorite+ 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norte 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal		Porphyries (400)**		Diabase 300-350	Pegmatite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
			Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)**	Tuff 200-400

* Highly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.

+ Felsic Granitoids: Coarse Grained or Altered (high MR), fine grained (low MR).

** No data available, estimated on the basis of geological logic.

Figura 13: Valores Sugeridos de Relación de Módulo MR (Hoek, 2007)

El Autor estima que estas ecuaciones de Hoek y Diederichs (2006) son más representativas del comportamiento de los módulos de los macizos rocosos, ya que adoptan una variación sigmoïdal, que es más lógica para dichos macizos (Figura 14)

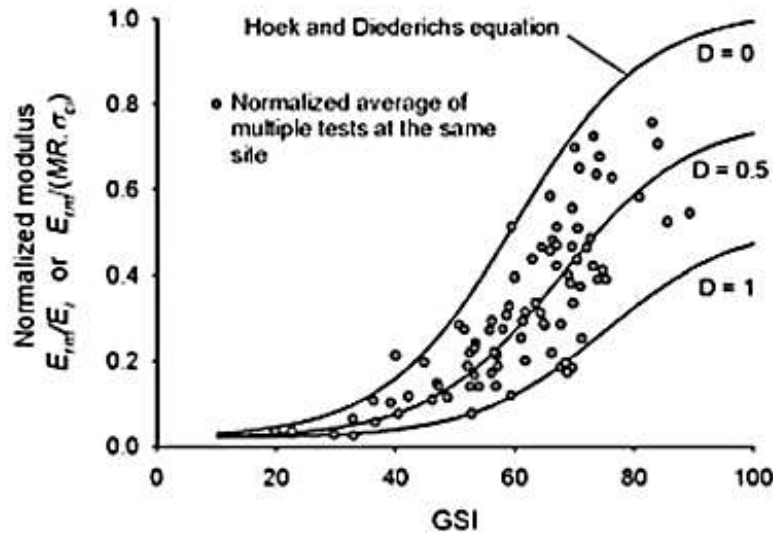


Figura 14: Variación Sigmoïdal de Módulo de Macizo Rocosos (Hoek, 2007)

Se anota que los valores de módulo de deformación de campo usadas en las correlaciones provienen principalmente de túneles o de ensayos de gatos en cámaras subterráneas, por lo que éstos módulos se acercan más a módulos de descarga (túneles) o de recarga (gatos) y pueden ser mayores que los módulos en primera carga. Tampoco esta formulación considera las variaciones de E_m con la presión de confinamiento, lo cual puede ser importante en cimentaciones con pilotes o caissons.

En relación con esta última variación de E_m con el esfuerzo, se puede calcular con :

$$E_m = E_o (\sigma'_3 / Pa)^n \tag{41}$$

Con el fin de evitar problemas para valores de esfuerzo de confinamiento σ'_3 negativos, que son posibles, se modifica la ecuación 41 así:

$$E_m = E_o [(\sigma'_3 - \sigma_t) / (Pa - \sigma_t)]^n \tag{42}$$

- En las cuales
- $E_o = E_m$ para $\sigma'_3 = Pa$
 - $Pa =$ presión atmosférica = 0.1MPa
 - $n =$ exponente empírico ($n < 1$)
 - $\sigma_t =$ resistencia a la tracción del macizo rocoso

3.2 Relación de Poisson

En cuanto a la Relación de Poisson del macizo rocoso ν_m , que es un parámetro realmente poco investigado (Gercek, 2007), se puede emplear la siguiente relación, en la cual se asume que a medida que aumenta la presión de confinamiento, se reduce la relación de Poisson ν en la misma proporción en que crece el módulo del macizo rocoso E_m (ecuación 42). pero con $\nu_m \leq 0.5$

$$\nu_m = \nu_o E_o / E_m \tag{43}$$

3.3 Ejemplo

Para el caso de la filita muy fracturada del ejemplo presentado en 2.3 se tiene:

Con GSI = 25; D= 1.0; MR = 300 (adoptado, entonces $E_i = 29.88$ GPa)

Se tiene: $E_m = 54.63$ MPa (ecuación 38)

$E_m = 754.53$ MPa (ecuación 39)

Se aprecia entonces que el módulo calculado con la ecuación 39 es del orden de 14 veces el calculado con la ecuación 38, situación que se presenta debido a un material rocoso muy resistente pero un macizo muy fracturado. Entonces queda la gran duda sobre cual valor usar para E_m , pero en principio el Autor, conservativamente, emplea el módulo más bajo..

Para apreciar el efecto del confinamiento en la rigidez se adopta $n = 0.2$ y $v_o = 0.35$. Si se acepta que el esfuerzo principal mayor σ'_1 es el esfuerzo vertical $\sigma'_v = \gamma Z$ ($\gamma = 28$ kN/m³ en el ejemplo), entonces el esfuerzo de confinamiento σ'_3 viene dado por:

$$\sigma'_3 = [v / (1 - v)] \sigma'_v \quad (44)$$

Dado que σ_3 es función de la relación de Poisson, la cual a su vez, por la ecuación 43 depende del esfuerzo de confinamiento, entonces se requiere iterar para hallar la variación de rigidez con profundidad, en la cual además se asume que los módulos obtenidos de GSI corresponden a confinamiento con la presión atmosférica y que el macizo rocoso está seco (Figura 15)

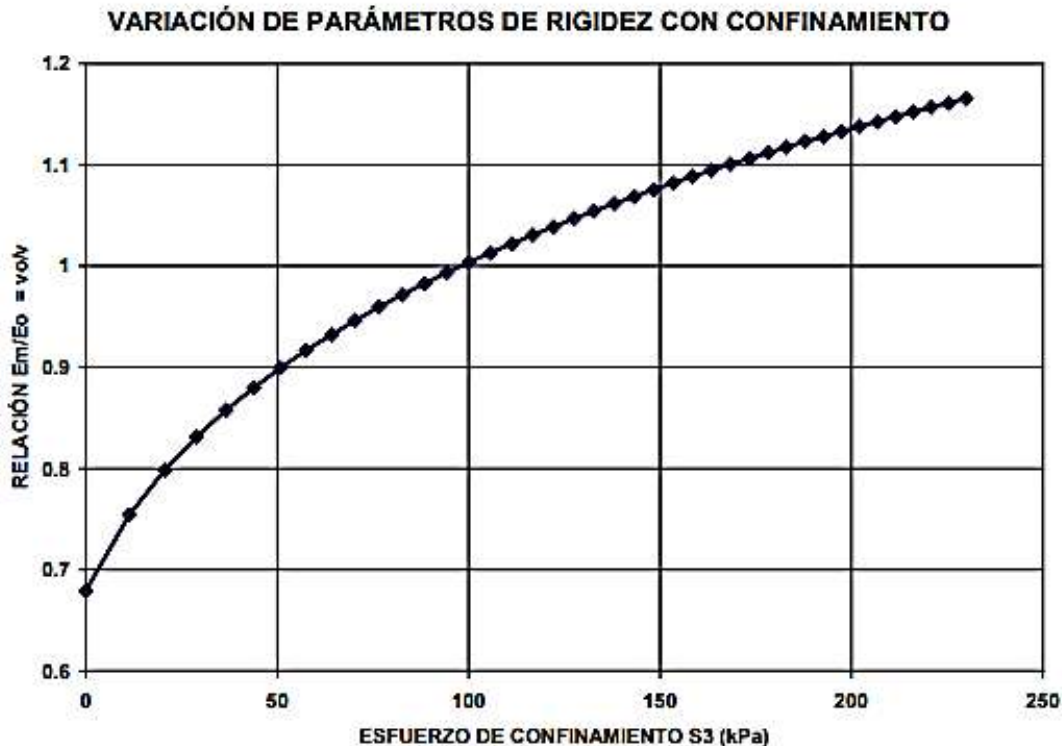


Figura 15: Módulo y Relación de Poisson de Macizo Rocosos con Confinamiento

4.0 CARGA VERTICAL DE PILOTES EN MACIZOS ROCOSOS- PROPUESTA

Se presenta en primer lugar el método propuesto por el Autor y posteriormente los métodos con los cuales se comparan los resultados de este método aproximado

4.1 Capacidad de Pilotes por Punta

La capacidad de soporte por punta de pilotes se calcula con el Método de Vesic (1977), que involucra la rigidez del suelo y el mecanismo de falla de punta más aceptable en materiales térreos, cual es la expansión de una cavidad esférica. El esfuerzo de capacidad última de punta q_p se calcula entonces como:

$$q_p = c' N_c + \sigma' o N_\sigma \quad (45)$$

en la cual

$$N_\sigma = K_p \exp [(\pi/2 - \phi') \tan \phi'] [3/(3 - \sin \phi')] I_{rr}^{[4 \sin \phi' / (3(1 + \sin \phi'))]} \quad (46)$$

$$N_c = (N_\sigma - 1) \cot \phi' \quad (47)$$

$$\sigma' o = \text{esfuerzo efectivo octaédrico en el terreno} = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$$

$$K_p = \text{coeficiente de presión pasiva} = \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) = 1 / K_a$$

En el análisis de expansión de cavidad se evalúan las deformaciones plásticas con la regla asociada de flujo plástico y las deformaciones elásticas con el módulo G , deducido de E y ν , hasta tener convergencia de la deformación volumétrica ϵ_v , iterando las siguientes funciones:

$$\epsilon_v = 3/8 * (\sigma_u - \sigma_{rp}) [1 + K_a + (1 - K_a) * r^2] \quad (48)$$

$$\sigma_{rp} = \sigma' o (\sigma' o + a') [4 \cos \phi' / (3 - \sin \phi')] \quad (49)$$

$$a' = c' \cot \phi' \quad (50)$$

$$\sigma_u = I_{rr}^{[2/3 * (1 - K_a)]} (\sigma_{rp} + a') - a' \quad (51)$$

$$I_r = G / (c' + \sigma' o \tan \phi') \quad (52)$$

$$I_{rr} = I_r / (1 + I_r * \epsilon_v) \quad (54)$$

$$r = R_p / R_o = I_{rr}^{1/3} \quad (55)$$

en las cuales

ϵ_v = deformación volumétrica

σ_{rp} = esfuerzo radial en el límite de la zona plástica

σ_u = esfuerzo último radial en la cavidad

G = módulo de cortante = $E / [2(1 + \nu)]$

I_r, I_{rr} = índices de rigidez de Vesic (1977)

R_p = radio de la zona plástica alrededor de la cavidad

R_o = radio inicial de la cavidad $\approx R_{pilot}$

c', ϕ' = valores de resistencia efectiva

Si no se desea iterar ϵ_v , se puede estimar como:

$$\epsilon_v = \text{el mayor valor de (NSR98): } \epsilon_{v1} = [(1 - 2\nu)/2 / (1 - \nu)] (\sigma' o / G) \quad (56)$$

$$\epsilon_{v2} = 0.005 (\sigma' o / Pa) [(45^\circ - \phi'^o) / 20^\circ] \quad (57)$$

por otro lado se adopta $c' = c'_t$ (fórmula 28) y $\phi' = \phi'_{.t}$ (fórmula 29)

En el cálculo de esfuerzos en el terreno se considera como el esfuerzo principal mayor σ_1 , el esfuerzo vertical y como esfuerzo principal menor σ_3 , el esfuerzo horizontal. Por otro lado también es posible evaluar el diámetro de la zona plástica R_p (ecuación 55), que corresponde tanto a la profundidad mínima como a la mitad del espaciamiento mínimo entre pilotes contiguos.

La capacidad por punta es entonces

$$Q_p = q_p A_p \quad (58)$$

En la cual

$$A_p = \text{área de punta} = \pi D_p^2 / 4$$

$$D_p = \text{diámetro del pilote}$$

4.2 Capacidad de Pilotes por Fricción Lateral

La fricción en el vástago del pilote, f_s , se toma como:

$$\text{Método Beta (NSR98): } f_s = c_{ad} + K_o \sigma'_v \tan \delta' = (2/3) [c' + K_o \sigma'_v \tan \phi'] \quad (59)$$

La capacidad por fricción se calcula sumando las componentes a diferentes profundidades para toda la longitud del pilote L , excepto en pilotes acampanados, donde no se considera fricción en la longitud de la campana

$$Q_f = P \int_0^L [f_s(Z) \Delta Z] \quad (60)$$

En dónde P = perímetro del pilote = πD_p

$f_s(Z)$ = fricción promedio en el tramo ΔZ

4.3 Capacidad de Trabajo de Pilotes

En todos los casos (punta y fricción), se emplea, un factor de seguridad mínimo básico (NSR10) $F_{sb} \geq 2$ para la resistencia:

$$\tan \phi'_{\text{diseño}} = \tan [(\phi'_{t} - 3)^\circ] / F_{sb} \quad (61)$$

$$c'_{\text{diseño}} = c'_t / F_{sb} \quad (62)$$

En la ecuación 61 se reduce el ángulo de fricción en 3° por el remoldeo del piso y la pared en el proceso de excavación (Poulos y Davis, 1970)

Finalmente las capacidades de trabajo se calculan con los parámetros de diseño como

$$\text{Compresión} \quad Q_{\text{trabC}} = Q_{tc} = Q_{pt} + Q_{ft} - W_p \quad (63)$$

$$\text{Tracción} \quad Q_{\text{trabT}} = Q_{tt} = Q_{ft} + W_p \quad (64)$$

En las cuales Q_{pt} = capacidad de trabajo de punta calculada con parámetros de diseño

Q_{ft} = capacidad de trabajo de fricción calculada con parámetros de diseño

W_p = peso del pilote

4.3 Ejemplo

Como ejemplo se usa un caisson de 1.5m de diámetro y 20m de longitud en el macizo de filita muy fracturada cuyos parámetros se calcularon en 2.3 y 3.3, con el módulo de macizo de la ecuación 38 y cuyos resultados se ilustran en las Figuras 16 y 17

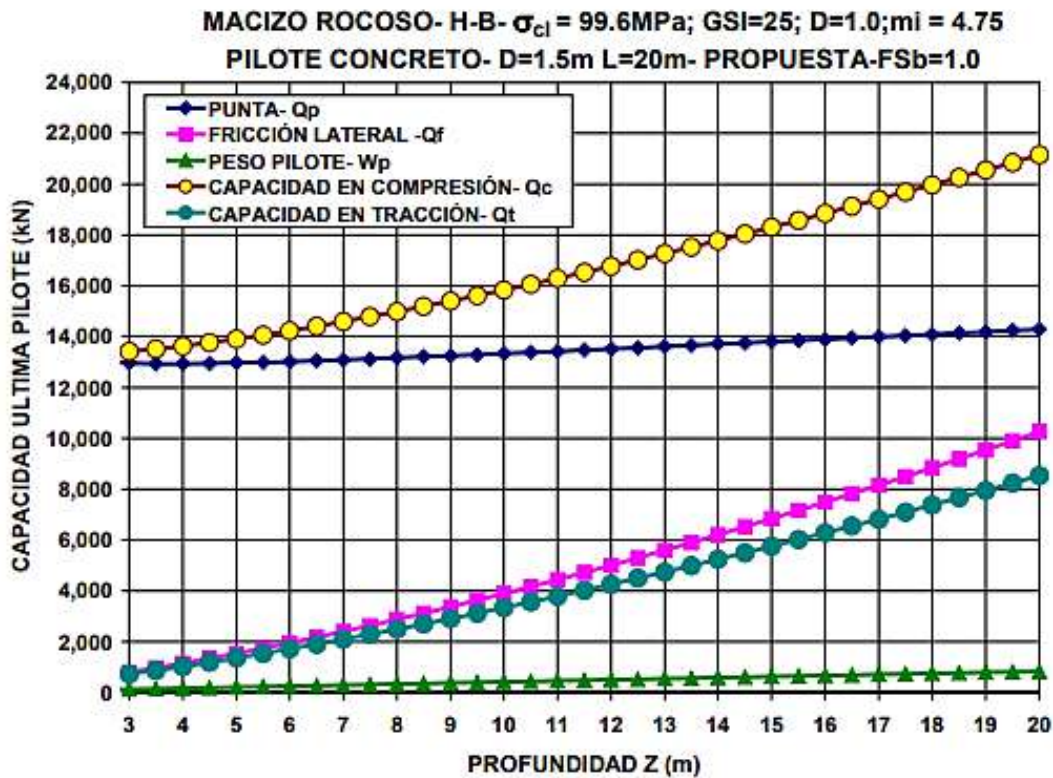


Figura 16: Ejemplo - Capacidad Ultima de Pilotes D=1.5m- Fsb =1.0

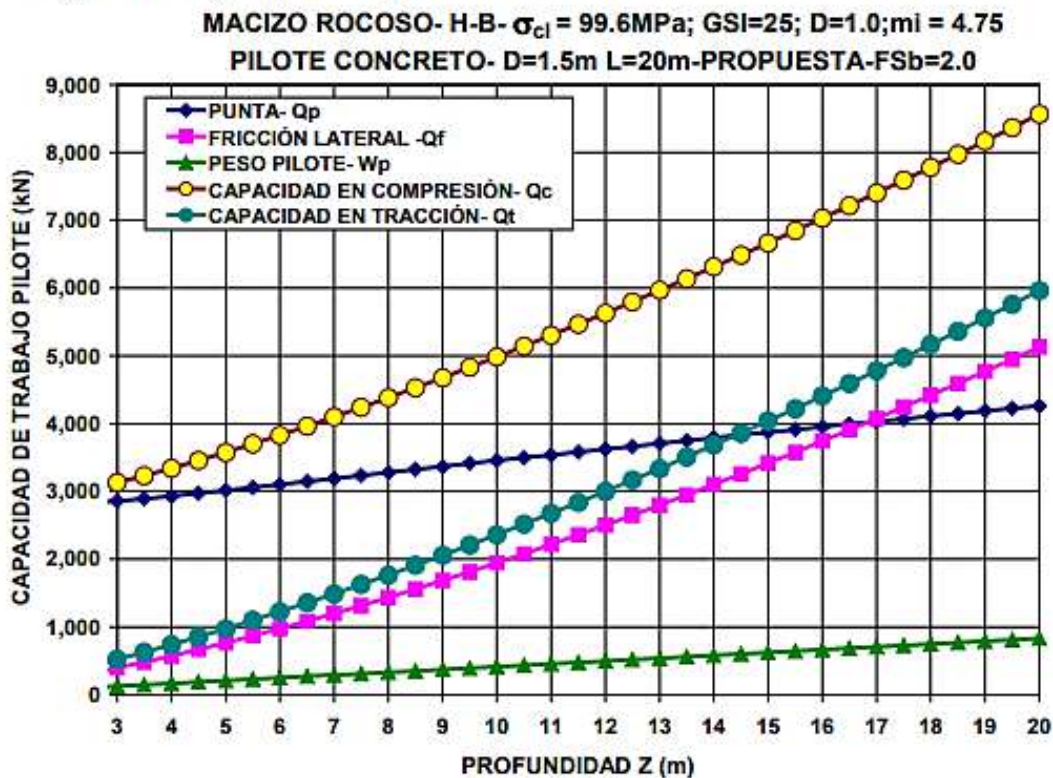


Figura 17: Ejemplo - Capacidad de Trabajo de Pilotes D=1.5m- Fsb =2.0

5.0 CAPACIDAD VERTICAL -PILOTES EN MACIZOS ROCOSOS- COMPARACIÓN

Se hace una comparación gráfica con algunos de los métodos comunmente usados para evaluar la capacidad de carga de pilotes en roca

5.1 Capacidad por Punta

5.1.1 Método de Serrano y Olalla (2002a, b)

Este método emplea la envolvente de Hoek-Brown con $a=0.5$, el mecanismo de falla de Meyerhof (1951) y hace una subdivisión entre pilotes con poca sobrecarga (Figura 18) y con gran sobrecarga (Figura 19), a su vez dividiéndolos entre pilotes profundos y poco profundos

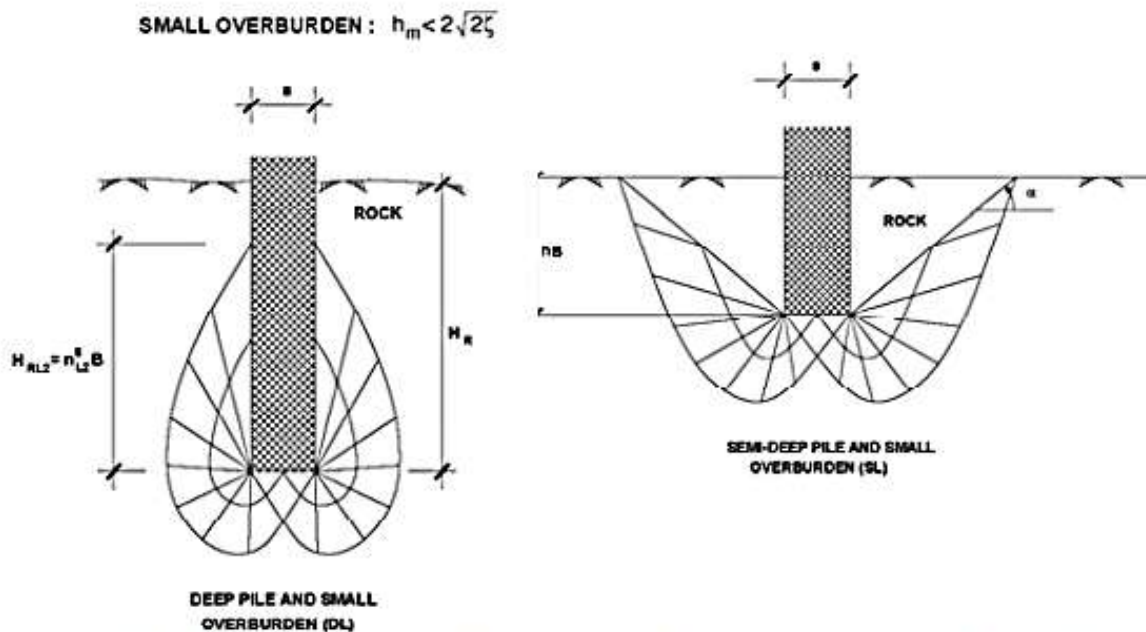


Figura 18: Pilotes con poca Sobrecarga (tomado de Serrano y Olalla, 2002b)

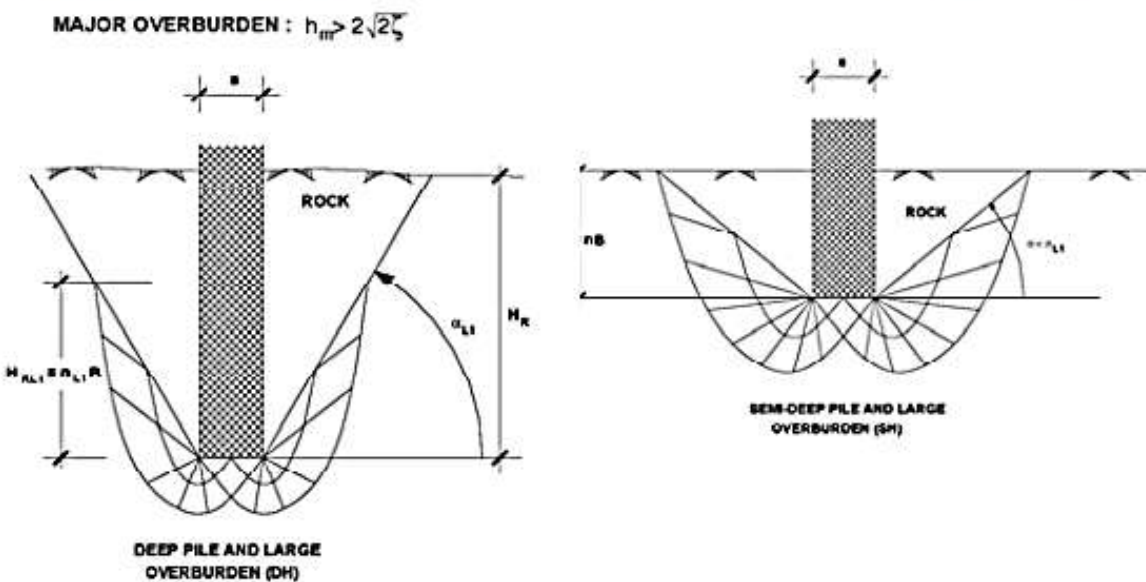


Figura 19: Pilotes con gran Sobrecarga (tomado de Serrano y Olalla, 2002b)

El parámetro discriminante para sobrecarga es hm

$$hm = (1/\beta) [H_S\gamma_S + (H_R\gamma_R/2)] \quad (65)$$

En la cual: $\beta = m \sigma_{ci} / 8$

$H_S\gamma_S$ = esfuerzo vertical debido al suelo suprayacente

$H_R\gamma_R$ = esfuerzo vertical debido a la roca

y $hm \text{ crit} = 2 (2\zeta)^{0.5}$ (66)

si $hm < hm \text{ crit}$ hay poca sobrecarga, de lo contrario hay gran sobrecarga

Para el caso del ejemplo se encuentra $hm \text{ crit} = 0.6897$, corepondiente a $H_R = 9.74m$

El factor discriminante para la profundidad del pilote es n_i , en el cual $B=D_p$ = diámetro del pilote, y que tiene las definiciones indicadas en las Figuras 18 y 19

$$n_i = H_{RLi} / B \quad (67)$$

Para el detalle del cálculo con este método, que requiere iteraciones, el Lector debe consultar los artículos originales de Serrano y Olalla (2002a,b). Se anota que la complicación de este método se debe al mecanismo de falla adoptado de Meyerhof, el cual hace necesaria la subdivisión de las Figuras 18 y 19.

5.1.2 Otros Métodos

Serrano y Olalla (2002b) hacen un estado del arte de los métodos de estimación de la capacidad de punta de pilotes en roca y concluyen que la mayoría de métodos usuales calculan la capacidad de punta como proporcional a la resistencia a la compresión simple del material rocoso σ_c :

$$q_p = N_q \sigma_c^k \quad (68)$$

Tambien los mismos autores indican que algunos métodos emplean $k = 1.0$, mientras que otros usan $k=0.5$, pero que en definitiva N_q varía entre 2 y 14 y que k varía entre 0.75 y 1.00.

Dentro de todos estos métodos, Zhang y Einstein (1998), luego de analizar 39 datos con ensayos de carga, presentan la posibilidad de tener en cuenta la sobrecarga del material sobre la punta para estimar valores con la envolvente de Hoek-Brown, pero terminan recomendando $k = 0.5$ y N_q promedio de 4.8 con variación entre 3.0 y 6.6, para unidades en MPa y $H_R / D_p \geq 3.0$

Asumiendo que las muestras de la roca filita del ejemplo tienen las siguientes características (González, 2011): $GSI_s = 75$; $D_s = 0.25$, se tiene que $\sigma_c = 21.9$ MPa y entonces, según Zhang y Einstein (Figura 20):

Mínimo	$q_{pult} = 14.035$ MPa	$Q_{pult} = 24,803.5$ kPa
Promedio	$q_{pult} = 22.457$ MPa	$Q_{pult} = 39,685.5$ kPa
Máximo	$q_{pult} = 30.879$ MPa	$Q_{pult} = 54,567.6$ kPa

Estos valores son de 2 a 5 veces los encontrados tanto con el método de Serrano y Olalla, como con el propuesto en este artículo con módulo mínimo y el valor mínimo (ecuación 38), es, coincidentalmente, prácticamente igual al resultado del método propuesto con módulo máximo (ecuación 39). Además el promedio y el máximo excederían la resistencia a compresión confinada de un concreto usual ($f'_c = 21$ MPa). Por otro lado, Zhang y Einstein (1998)

concluyen que los macizos rocosos usados tienen $44 < RMR < 100$, lo cual ayuda a explicar la discrepancia encontrada con el macizo del ejemplo que tendría $RMR = 25+5 = 30$.

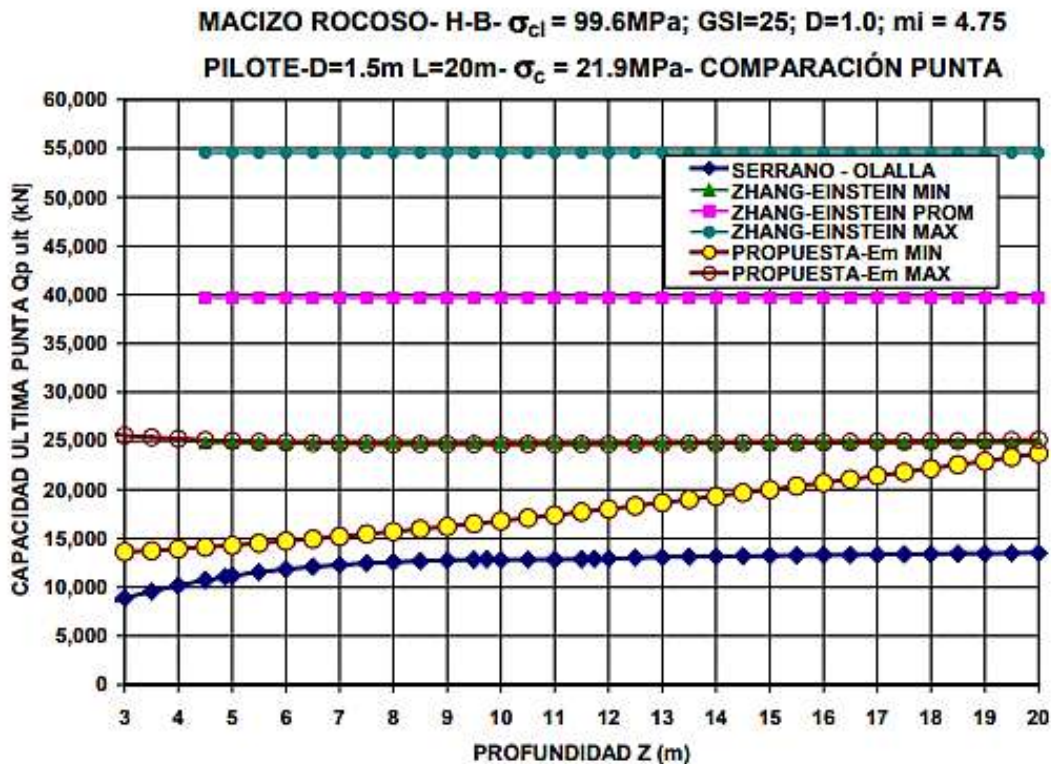


Figura 20: Ejemplo-Comparación de Capacidad de Punta por Varios Métodos

5.2 Capacidad por Fricción Lateral

5.2.1 Método de Serrano y Olalla (2004)

Este método considera el esfuerzo horizontal σ'_h proporcional al esfuerzo vertical σ'_v

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v \quad (69)$$

Y con σ'_h y las mismas ecuaciones de 2.1.2 se halla el esfuerzo cortante último τ_{ult} . Estos autores no recomiendan expresiones para evaluar K_o y luego hacen una integración de los esfuerzos cortantes últimos (τ_{ult}) a lo largo del fuste del pilote para obtener el esfuerzo cortante total resistente. En esencia el procedimiento es casi igual al usado por el método del Autor, en el cual se hace una integración numérica con parámetros tangentes (ecuación 60) cuyo resultado es finalmente igual al de Serrano y Olalla, salvo por el factor $2/3$ que usa el Autor (ecuación 59).

5.2.2 Otros Métodos

También Serrano y Olalla (2004) hacen un estado del arte sobre las expresiones comunes usadas para el cálculo de la resistencia por fricción en fuste y concluyen que, como con la resistencia de punta, las expresiones se pueden expresar como:

$$\tau_{ult} = \alpha \sigma_c^k \quad (70)$$

Nuevamente Serrano y Olalla (2004) indican que algunos métodos emplean $k = 1.0$, para los cuales α varía entre 0.1 y 0.4, mientras que otros usan $k = 0.5$, para los cuales α varía entre 0.1 y 0.8, con la mayoría ente 0.2 y 0.8, todo en MPa. Sin embargo, en el mismo artículo el Autor encuentra que varias referencias dan como mínimo $\alpha = 0.05$

Tomando las expresiones con $k=0.5$ y para $\sigma_c = 21.9$ MPa, se adopta:

Mínimo	$\alpha = 0.05$	$\tau_{ult} = 0.234$ MPa
Promedio	$\alpha = 0.30$	$\tau_{ult} = 1.404$ MPa
Máximo	$\alpha = 0.60$	$\tau_{ult} = 2.807$ MPa

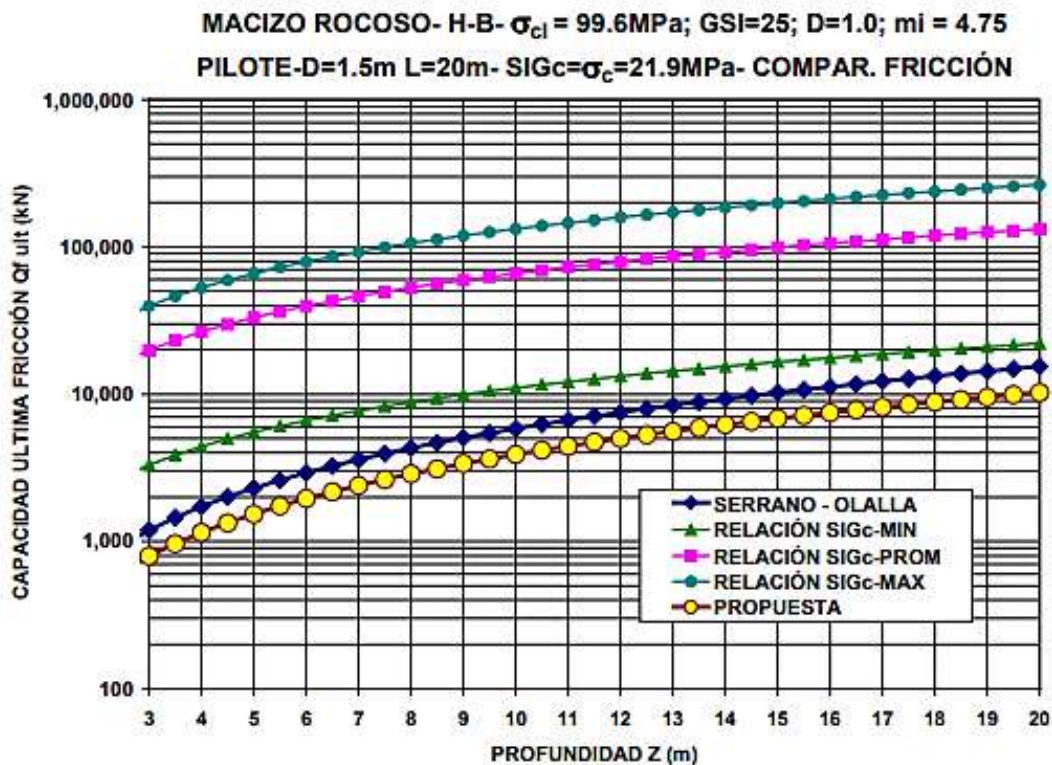


Figura 21: Ejemplo-Comparación de Capacidad por Fricción por Varios Métodos

En esta Figura 21, que se presenta con las ordenadas en escala logarítmica para poder apreciar claramente las diferencias, se encuentra que con las relaciones con σ_c , las capacidades por fricción son de 1.5 a 45.7 veces las de Serrano y Olalla (2004) y de 2.1 a 68.5 veces las del método del Autor, lo cual implica diferencias muy grandes.

Este aspecto de la fricción en pilotes en roca es un tema muy complejo y algo polémico y Turner (2006), aunque presenta métodos más refinados que las correlaciones con compresión simple, dice que no amerita su uso en proyectos corrientes. Dadas las discrepancias en la resistencia por fricción encontradas anteriormente, el Autor no está de acuerdo con este concepto de Turner y estima que debe buscarse un método más aproximado a la realidad, la cual, por otro lado, es de escasa comprobación, por los pocos ensayos a tracción realizados en pilotes en roca.

El mismo Turner menciona un artículo de Johnston y Lam (1989) en el cual se hace un análisis detallado de la interfaz concreto-roca, del cual se presenta la Figura 22.

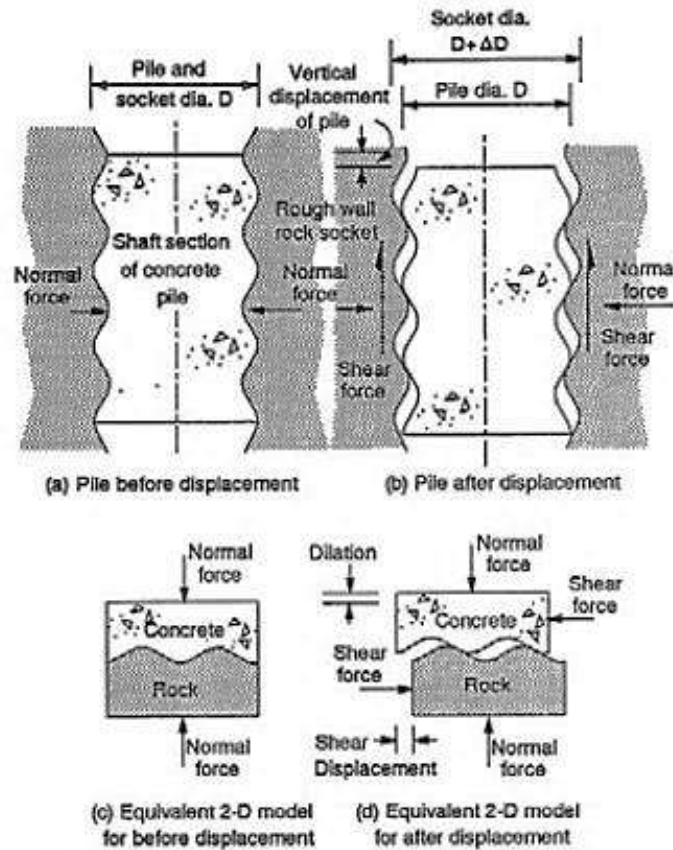


Figura 22: Análisis de Interfaz Concreto-Roca (tomado de Turner, 2006)

Johnston y Lam (1989) construyeron modelos físicos de interfaces concreto-roca, similares a los modelos ya clásicos desarrollados por Patton (1966) para discontinuidades en roca, empleando concreto y un material sintético para simular la lodolita de Melbourne. Aunque estos autores mencionan varias referencias de la ya muy abundante literatura sobre discontinuidades en roca, hacen notar que en ninguna de ellas se ha tenido en cuenta la variación en el esfuerzo normal debida a la dilatación de la interfaz y estos autores producen una serie de ecuaciones complejas para la evaluación del cortante en la mencionada interfaz.

A pesar de que no tengan en cuenta estos efectos de dilatación (los cuales sin embargo se pueden presentar en todas las discontinuidades en roca), para la interfaz concreto-roca se podrían usar los modelos de falla de discontinuidades en roca como el muy conocido de Barton (1976)

$$\tau_d = \sigma' \tan [\phi'_b + JRC \log_{10} (JCS / \sigma')] \quad (71)$$

en la cual

τ_d = resistencia al cortante de la discontinuidad en roca

σ' = esfuerzo efectivo normal

ϕ'_b = ángulo de fricción básico $\approx \phi'_r$ (ángulo de fricción residual)

JRC = coeficiente de rugosidad de la pared de la discontinuidad

JCS = resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad

También podría usarse el criterio anterior, modificado por Ghazvinian et al (2010), el cual tiene en cuenta la dilatación y diferentes materiales en las dos paredes de la discontinuidad

$$\tau_d = \sigma' \tan \{ \phi'_b + i_o / [1 + (c\sigma'/\sigma_c)^a] \} \quad (72)$$

en la cual

τ_d = resistencia al cortante de la discontinuidad en roca con dos materiales diferentes

σ' = esfuerzo efectivo normal

ϕ'_b = ángulo de fricción básico $\approx \phi'_r$ (ángulo de fricción residual)

i_o = ángulo de la asperidad más pendiente

σ_c = resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad = JCS

c = parámetro experimental, proporcional a JRC y a la irregularidad

a = parámetro experimental = $\alpha \log_{10} (JRC) + \beta$

α, β = parámetros experimentales

Aunque la formulación de la ecuación 72 es atractiva, aún no hay datos suficientes para su aplicación general, pero formulaciones de este tipo pueden ser mucho más lógicas que correlaciones con la resistencia a la compresión del material rocoso. De todas formas este tema se sale del objetivo principal de este artículo y por consiguiente, sería recomendable entonces la adopción del criterio conservativo de fricción lateral empleado en este artículo (ecuación 59), el cual además es muy similar al de Serrano y Olalla (2004)..

5.0 CONCLUSIONES

- A) Se ha presentado un método aproximado de estimación de la capacidad de carga vertical de pilotes en roca, el cual aparentemente es conservativo, pero que se puede acercar mucho más a la capacidad real de estos pilotes, en especial para macizos rocosos muy fracturados
- B) El método de Vesic (1977) para capacidad por punta, permite tener en cuenta la rigidez del macizo rocoso, el cual puede influir grandemente en esta capacidad
- C) Resta aún la incertidumbre precisamente sobre los módulos de deformación del macizo rocoso en función solamente de parámetros de clasificación y/o del material rocoso intacto, por lo cual es aconsejable, para un problema particular, efectuar además ensayos mecánicos in situ (p.ej. ensayos de placa) y/o ensayos geofísicos (downhole, refracción sísmica, etc)
- D) También hay incertidumbre acerca de la relación entre esfuerzos horizontales y verticales en el macizo rocoso en el cual se implantan los pilotes. Aunque hay modelos generales macroscópicos para esfuerzos en la corteza terrestre (p.ej. Hoek, 2007) no hay casi referencias sobre esta relación de esfuerzos relativamente superficiales a escala de las obras en las cuales se usan pilotes, ni sobre la influencia de las excavaciones de construcción en esta relación. En este artículo se ha asumido que el esfuerzo principal mayor es el vertical.
- E) Las correlaciones usuales para pilotes en roca, tanto para capacidad por punta, como para capacidad por fricción lateral, la mayoría de cuales se basan en la resistencia a la compresión del material rocoso, el Autor no las considera confiables, en especial para macizos rocosos muy fracturados

- F) En la resistencia por fricción lateral es posible emplear ecuaciones deducidas para discontinuidades en roca, con modificaciones para una interfaz concreto-roca, pero los modelos disponibles aún no tienen aplicabilidad general.
- G) También en esta resistencia por fricción lateral influyen los métodos constructivos de los pilotes ya que es de esperar que esta resistencia sea inferior en pilotes excavados con máquina a aquellos excavados a mano y/o con explosivos, por las diferentes rugosidades resultantes en las paredes de los pilotes.

REFERENCIAS

- Barton, N. (1976). *The shear strength of rocks and rock joints*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol 13, pp. 255-279.
- Deere, D.U.; Miller, R.P. (1966) *Engineering classification and index properties for intact rock*- Technical Report AFWL-TR-65-116- 327pp- December, 1966
- Gercek, H. (2007) *Poisson's ratio values for rocks*- Int J Rock Mech Min Sci 2007, 44, 1-13
- Ghazvinian, A. H.; Taghichian A., Hashemi, M.; Mar'ashi, S.A. (2010) *The Shear Behavior of Bedding Planes of Weakness Between Two Different Rock Types with High Strength Difference*- Rock Mech Rock Eng (2010) 43:69-87
- González, A. J. (2011) *Rock Strength and Failure: Some Common and Uncommon Issues- Keynote Lecture- XII International Congress on Rock Mechanics - ISRM- Pekin, China, Octubre 18-21, 2011- Proceedings- pp 81-89- Q. Qian & Y. Zhou, eds- A. Balkema- CRC Press-2011*
- Granville, A.W. (1963) *Cálculo Diferencial e Integral, Edición Revisada*, 686pp UTEHA, México 1963
- Hoek, E. (1983) *Strength of jointed rock masses, 23rd. Rankine Lecture*. Géotechnique 33(3), 187-223.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering – An Ongoing Set of Notes*. Disponible en el portal de Rocscience: www.rocscience.com/education/hoek_corner
- Hoek, E.; Brown, E.T. (1980). *Empirical strength criterion for rock masses*. Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE 106(GT9), 1013-1035.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002) *Hoek-Brown failure criterion- 2002 Edition.- Proc. 5th North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, July 2002, 267-273.*

- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2006) *El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002.*- VI Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas – Sociedad Colombiana de Geotecnia, Cartagena, 2006
- Hoek, E.; Diederichs, M.S. (2006) *Empirical estimation of rock mass modulus.*- Int J Rock Mech Min Sci, 2006; 43, 203–215
- Hoek, E.; Marinos, P. (2007) *A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion*- Soils and Rocks, No. 2. November 2007.
- Johnston, I.W.; Lam, T.S.K. (1989) *Shear Behavior of Regular Triangular Concrete/Rock Joints–Analysis*- J of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 5, 1989, pp. 711–727.
- Meyerhof, G.G. (1951) *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*- Geotechnique, 1951; II (4):301–21. London
- NSR98 (1998).- *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. NSR-98 – AIS-Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica- 1998 (Decreto 33 de 2010)*
- NSR10 (2010).- *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. – AIS-Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica- (Decretos 926 y 2525 de 2010 y 092 de 2011)*
- Patton, F. D. (1966) *Multiple modes of shear failure in rock*- 1st Cong. of Int. Soc. of Rock Mech., pp.509-513. International Society for Rock Mechanics, 1966
- Poulos, H.G.; Davis, E.H. (1980).- *Pile Foundation Analysis and Design* - 397 pp.- John Wiley & Sons. Inc, NY
- Serrano A.; Olalla C.(1994) *Ultimate bearing capacity of rock masses*. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr 1994;31:93–106.
- Serrano A.; Olalla C. (1996) *Allowable bearing capacity in rock foundations, using a non-linear failure criterium*. Int J Rock Mech Min Sci 1996;33:327–345.
- Serrano A.; Olalla C. (1998a) *Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass, Part I: basic modes of failure*. Int J Rock Mech Min Sci 1998; 35:301–324.
- Serrano A.; Olalla C. (1998b) *Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass, Part II: determination procedure*. Int J Rock Mech Min Sci 1998;35:325–348
- Serrano A.; Olalla C. (1999) *Tensile resistance of rock anchors*. Int J Rock Mech Min Sci 1999;36:449–474

- Serrano A, Olalla C, Gonzalez J. (2000) *Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek–Brown criterion.-Technical note-* Int J Rock Mech Min Sci 2000; 37:1013–1018.
- Serrano A.; Olalla C. (2002a) *Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock; theory (part I).* Int J Rock Mech Min Sci 2002;39:833–846.
- Serrano A, Olalla C. (2002b) *Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock—part 2: application.* Int J Rock Mech Min Sci 2002;39: 847–866.
- Serrano A.; Olalla C. (2004) *Shaft resistance of a pile embedded in rock.* Int J Rock Mech Min Sci 2004;41: 21–35.
- Turner, J. (2006)- *Rock-Socketed Shafts for Highway Structure Foundations - A Synthesis of Highway Practice- 145pp-* NCHRP SYNTHESIS 360- Transportation Research Board- Washington, D.C. - 2006
- Vesic, A. (1977).- *Design of Pile Foundations- NCHRP Synthesis 42 - 68pp-* National Cooperative Highway Research Program- Transportation Research Board - Washington D.C.-1977
- Wyllie, D.C. (1999) – *Foundations on Rock – 2nd Ed.- E & FN SPON-* 401pp
- Zhang, L. (2004)- *Drilled Shafts in Rock – Analysis and Design-* A.A. BALKEMA- 383pp
- Zhang L, Einstein H. (1998)- *End bearing capacity of drilled shafts in rock.* J Geotech Geoenviron Eng 1998;124(7):574–84.

Artículos II. Estabilidad de taludes

Evaluación de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá-Colombia

ALVARO J. GONZALEZ G. - IC, M.Sc., DIC; Profesor Asociado Universidad Nacional; Director del Estudio, INGEOCIM Ltda.; Socio, AGC Ltda.

JAVIER A. MILLAN L. - IC, M.Sc.; Coordinador del Estudio, INGEOCIM Ltda, Consultor.

FLAVIO F. SOLER S. - IC; Esp. Análisis de Riesgos; Profesor Universidad Javeriana, Bogotá; Ingeniero de Riesgos, INGEOCIM Ltda.; Socio GEOCING Ltda.

LUIS F. VESGA M. - IC, Especialista en Geotecnia; Socio INGEOCIM Ltda

RESUMEN: La ciudad de Santafé de Bogotá, capital de Colombia, se propuso elaborar mapas de zonificación en términos de amenaza y riesgo por fenómenos de remoción en masa (FRM), con el fin de fortalecer y mejorar las medidas y acciones tendientes a elevar la calidad de la vida de la comunidad. Los mapas facilitan la definición de estrategias para la racionalización del uso del territorio y para la conformación de un nuevo orden del mismo (programa de legalización de barrios y Plan de Ordenamiento Territorial), el cual no puede ser dejado al libre juego de las fuerzas sociales, económicas y políticas, máxime cuando éstas ejercen presión sobre las comunidades más débiles desplazándolas a sitios no aptos para vivir. En este contexto la oficina de Prevención y Atención de Emergencias de Bogotá, (UPES-hoy DPAE), encomendó a INGEOCIM Ltda. el estudio de zonificación de riesgos por inestabilidad del terreno de las laderas en las localidades de la ciudad, a excepción de la localidad de Usme, estudios adelantados por otro consultor.

1. INTRODUCCION

La evaluación de la amenaza es una tarea compleja dado que muchos factores pueden jugar un papel importante en la ocurrencia del fenómeno amenazante. La evaluación requiere así de una gran cantidad de información y las técnicas de análisis pueden ser costosas y consumir una gran cantidad de tiempo

De acuerdo con los propósitos del estudio (INGEOCIM-UPES,1998), la disponibilidad de información básica y temática y especialmente la de recursos financieros y de tiempo, se establecieron los alcances del proyecto y se definieron como modelos de evaluación de la amenaza: (a) la Evaluación Semicuantitativa de Estabilidad *SES*, propuesta por Ramírez y González (1989) (cruce semicuantitativo de mapas), la cual expresa la amenaza como posibilidad semicuantitativa de ocurrencia de movimientos en masa y (b) la Metodología de Taludes Naturales, *MTN*, de Shuk (1968, 1990,) con la cual se obtienen probabilidades de falla de las laderas naturales, a corto, mediano y largo plazo y además parámetros geomecánicos deducidos.

La evaluación de la precisión de los mapas resultado se realizó mediante la comparación de las zonas de amenaza con el inventario de FRM cartografiados y la contrastación de los mapas obtenidos mediante la *MTN* y el *SES*. La del inventario se basa en la hipótesis de que los deslizamientos tengan lugar en laderas que han sufrido fenómenos de remoción en masa.

La evaluación de la vulnerabilidad se estableció a partir de considerarla como una "medida" de las "incapacidades" de una comunidad para adaptarse a los cambios (daños) en su hábitat, ocasionados por un evento dado (deslizamiento, inundación, sismo, etc.). Dichas "incapacidades" son de diversos tipos, tales como físico, social, económico, etc.

En consecuencia, la vulnerabilidad se evalúa frente a los impactos físicos de un determinado evento, y se incluyen otras variables que midan los aspectos sociales, económicos, etc. Por otra parte la vulnerabilidad se evaluó a partir de la zonificación por amenaza, teniendo en cuenta tanto el área de influencia como el tipo de solicitaciones a que se verán sometidos los diferentes elementos expuestos.

El cálculo del índice de vulnerabilidad se basó en la metodología propuesta por Frédéric Leone (1996) para el daño en viviendas, los cuales dependen del tipo de movimiento, la intensidad de las sollicitaciones y las características del elemento expuesto (vivienda). El método se modificó, incluyendo los aspectos socioeconómicos, para lo cual se utilizó la valoración de probabilidades cualitativas por medio de conjuntos difusos.

2. DESCRIPCION DEL PROBLEMA

El proceso desordenado y a veces caótico del acelerado crecimiento demográfico durante las últimas décadas de Santafé de Bogotá, capital de Colombia, ha traído consigo una modificación intensa en el uso del suelo y una masiva concentración de asentamientos humanos en terrenos marginales tales como zonas de topografía escarpada, áreas de antigua explotación minera, riberas de drenajes y predios potencialmente o propiamente inestables. El desarrollo de núcleos sociales en éstas áreas ha dado lugar a una crisis ambiental y social, convirtiendo éstas en franjas con niveles de amenaza alta y por consiguiente permanente eventual riesgo, donde son frecuentes los procesos de erosión y remoción en masa de pequeña magnitud, como caída de rocas, deslizamientos y flujos de tierras.

Los cerros orientales y surorientales de Santafé de Bogotá se encuentran formados por rocas sedimentarias intensamente afectadas por agentes tectónicos, por intemperismo y principalmente por la acción directa del hombre. Están cubiertas discordantemente por depósitos de ladera, terrazas aluviales, depósitos fluvio-glaciales y conos; presentan diversidad morfológica entre escarpada y plana: y están disectadas por quebradas, caños y zanjones que perfilan valles estrechos.

La red de drenaje presenta un alto grado de intervención, erosión, deforestación e inestabilidad de sus márgenes; los fenómenos de remoción que se presentan en las riberas se ven favorecidos por la disposición de botaderos. La actividad minera que se ha desarrollado ha sido desordenada y en la mayoría de los casos antitécnica, generando problemas de inestabilidad tanto en los frentes de explotación como en las zonas de disposición de estériles. Estas condiciones generan una gran dinámica de los procesos denudativos, que se traducen en constantes cambios morfológicos, variaciones en las condiciones locales de estabilidad en tiempos cortos y aumento de los niveles de amenaza, vulnerabilidad y riesgo.

3. PROCEDIMIENTO

El desarrollo del estudio de amenaza, vulnerabilidad y riesgo se basó en la propuesta metodológica de González (1990a y b), pero por las usuales restricciones de tiempo y presupuesto no fué posible desarrollar todos los aspectos de la evaluación con la máxima profundidad. Por lo tanto se hizo énfasis en aquellos aspectos que se consideraron indispensables para la evaluación de la amenaza. Las etapas seguidas se pueden resumir en:

- Identificación.
- Implementación modelo de evaluación.
- Evaluación de factores internos.
- Evaluación de agentes detonantes
- Evaluación de amenaza por movimientos en masa.
- Evaluación de vulnerabilidad en zonas de amenaza alta y muy alta en barrios por legalizar.
- Evaluación del riesgo en zonas de amenaza alta y muy alta en barrios por legalizar.

3.1 IDENTIFICACION

3.1.1 Recopilación y Análisis de Información Disponible

- *Información técnica:* Estudios geotécnicos realizados por institutos gubernamentales y/o entidades de consultoría privada, e información relacionada con aspectos ambientales, sociales, hidrológicos, climáticos, sísmicos y datos poblacionales entre otros.

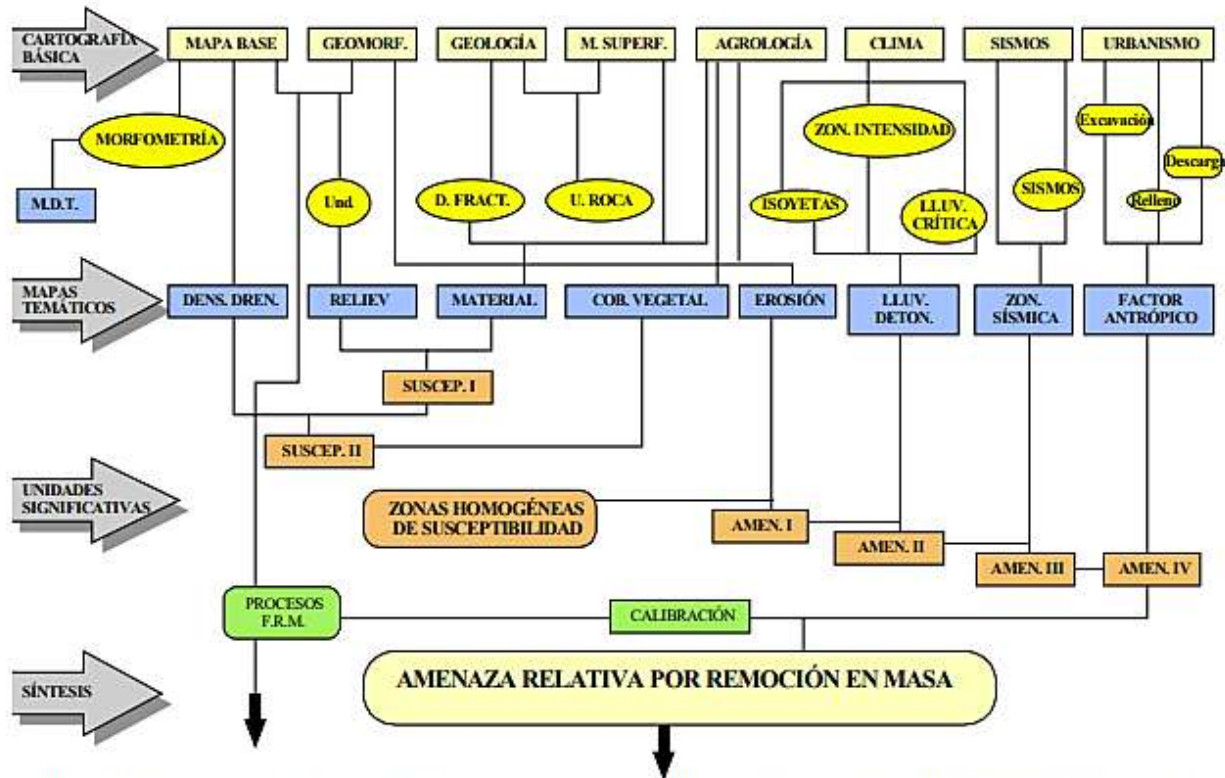


Figura 1. Diagrama-Proceso- Sistema Semicuantitativo de Evaluación de Estabilidad (SES)

3.3 EVALUACION DE FACTORES INTERNOS

3.3.1 Geología

El trabajo geológico se enfocó hacia la definición de las diferentes Unidades Litológicas y Estructuras (fallas y plegamientos) a escala 1: 10000. En particular se identificaron las siguientes unidades

- Reciente R (Basuras [Rb], Escombros [Rb])
- Cuaternario Q (Aluvión [Qal], Terraza Alta [Qta], Terraza Baja [Qtb], Suelos F.Sabana [Qsb], Cenizas Volcánicas [Qcv], Flujo de Detritos [Qfd], Flujo de Tierras [Qft], Flujo de Lodos [Qfl])
- Depósitos de Ladera (Talus [Qdl], Coluvión [Qdlc], Depósito Fluvioglacial [Qfg], Conos de Deyección [Qcd], Cono del Tunjuelito [Qct], Suelo Residual [Qsr])
- Terciario T (Formaciones Usme Superior [Teus] e Inferior [Teui], Regadera Superior [Ters] e Inferior [Teri], Bogotá [Tpb], Cacho [Tpc] y Tilatá [TQt])
- Transición KT (Formaciones Guaduas Superior [KTgs], Medio [KTgm] e Inferior [Ktgi])
- Cretáceo K (Formaciones Arenisca Tierna [Ksgt], Arenisca de Labor [Ksgl], Plaeners [Ksgp], Arenisca Dura [Ksgd], del Grupo Guadalupe y Grupo Chipaque [Kschi])

Dentro de los rasgos tectónicos se identificaron los principales lineamientos de fallas y de pliegues. Además, con el mapa de la red de drenaje y con las unidades y lineamientos, se estableció la relación entre el drenaje y los controles litológicos o tectónicos.

3.3.2 Geomorfología

El mapa geomorfológico buscó determinar a nivel general las formas del relieve que modelan las laderas de los cerros orientales y surorientales de la ciudad. Se identificaron las formas de control estructural, las denudaciones causadas por los agentes destructores del relieve y las formas de acumulación representadas en depósitos cuaternarios antiguos y recientes.

A nivel morfodinámico se realizó un inventario de los procesos denudativos actuales, dando

como resultado una cartografía de procesos y una base de datos de los principales problemas de inestabilidad levantados en campo.

Morfométricamente se evaluó un mapa de pendientes, cuyos intervalos se definieron teniendo en cuenta la pendiente promedio de las laderas que conforman el área de estudio, medidas con base en las mediciones de familias de la metodología de Taludes Naturales (*MTN*), y el perfil hipotético de Dalrymple (1968).

Igualmente se caracterizó el área en función de su red de drenaje. Se establecieron las cuencas y microcuencas en función de su importancia y la pendiente de las vertientes, para determinar la densidad de drenaje y la pendiente promedio de cauces.

3.3.3 Cobertura y Uso Actual del Suelo

El propósito de la cartografía de cobertura y uso se enfocó por una parte hacia la determinación del Factor Antrópico, específicamente en la identificación de áreas urbanas y zonas con uso de minería (que complementó los trabajos específicos de campo) y en la valoración del parámetro de Cobertura Vegetal.

Las unidades definidas en el mapa síntesis son: Tierras con Bosques, con Rastrojo, con Pastos, Agrícolas, Edificaciones y Sin Cobertura, resultado que se presenta en los mapas de Cobertura y Uso Actual para cada Localidad. Además, como mapa temático se utilizó en la elaboración de las cartografías de los temas de factor antrópico y erosión natural.

3.3.4 Caracterización Geotécnica de los Materiales

El modelo de Evaluación Semicuantitativa de Estabilidad a escala intermedia, involucra tres categorías de litología: suelos, material intermedio y rocas. Para cada categoría se definen las características de comportamiento o propiedades índices que permiten cuantificar por categorías en términos de puntajes de estabilidad.

La caracterización de los materiales se realizó con base en:

- Recopilación de información secundaria
- Investigación del Subsuelo.
- Ensayos de Laboratorio.
- Propiedades de Materiales con Evaluación Morfológica de Taludes (*MTN*)

Con toda la información de la exploración y de los ensayos se estimaron las características geotécnicas de los materiales de cada una de las zonas en el área de estudio, especialmente aquellas que involucran los movimientos en masa, así como de su interacción con los agentes meteóricos, en especial el agua. Estas características se extrapolaron a otros sitios mediante los datos de la *MTN*.

3.4 EVALUACION DE AGENTES DETONANTES

Algunas de estas actividades se presentan en forma posterior a las de evaluación de factores internos, en realidad en el tiempo fueron simultáneas o con antelación a otras de las que ya se han descrito en los párrafos anteriores.

3.4.1 Climatología e Hidrología

-Localización y Fisiografía

En el mapa base 1:10.000 se dibujó la red hidrográfica, se localizaron las estaciones pluviométricas, meteorológicas e hidrométricas que estaban operativas y se determinaron los elementos fisiográficos que exigió el estudio: áreas de cuencas hidrográficas y longitudes y pendientes de los cauces.

-Isovetas Anuales

Con series de lluvias ya corregidas y complementadas se trazaron isoyetas medias anuales. Los trazados se basaron en relaciones de interpolación, buscando ajuste satisfactorio.

-Lluvias Críticas

Para Colombia se han obtenido datos de lluvias críticas y su duración (Castellanos y González,

1997). Con el mismo modelo se calibraron algunos de los eventos históricos de deslizamientos ocurridos en la ciudad para encontrar estos parámetros (González et al, 1999). Para el SES, el área de estudio se zonificó en función de la lluvia crítica y de su período de retorno en cada estación, obteniendo cinco zonas con diferentes factores de influencia. Para la MTN se obtuvieron los valores de lluvia crítica y período de retorno para cada punto de medición.

3.4.2 Amenaza Sísmica

Se emplearon las aceleraciones superficiales del terreno (A_m) obtenidas del Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá (INGEOMINAS-UNIANDES, 1997), en el cual se obtuvieron, para un periodo de retorno de 475 años, los siguientes valores de aceleración:

Zona 1	- Cerros	- 0.24g
Zona 2	- Piedemonte	- 0.30g
Zona 3	- Terrazas y conos	- 0.20g

Los materiales se clasificaron en grupos y se les asignaron valores de aceleración horizontal a nivel de terreno, así:

MATERIAL	SIMBOLO	ACELERACION
-Rocas (talud<45°)	R1	0.22g
-Rocas (talud>45°)	R2	0.24g
-Suelos residuales y duros	M1	0.26g
-Suelos medios	M2	0.28g
-Suelos blandos	M3-M4	0.30g

Los suelos residuales y duros se asocian a cuaternarios de Qsr, Qct, Qcd, Qal, los suelos medios a Qfg, Qsb, Qdlt, Qfd, y los suelos blandos a TQt, Qta, Qtb, Qcv, Qdlc, Qft, Qfl, Ra y Rb.

3.4.3 Erosión Natural

Con base en los estudios geológicos, geomórficos, de cobertura vegetal y de factor antrópico, se evaluó y mapeó sobre la cartografía base el grado de erosión actual de las áreas de interés, clasificándola según su tipo y catalogando su intensidad desde ausencia de erosión hasta erosión muy severa. Se cartografiaron áreas por tipos de erosión: en surcos, en cárcavas, zanjones, tierras malas y socavación. En general se siguió la metodología ya empleada anteriormente por Millán y Lozano (1996).

3.4.4 Efectos Antrópicos

Los efectos antrópicos como detonante de deslizamientos son múltiples y van desde el simple hecho de pararse en un lugar muy susceptible (sobrecarga), hasta la explotación intensiva y extensiva de recursos minerales (erosión, en el término lato). Figura 2.

La identificación y evaluación de la acción antrópica como agente detonante de movimientos en masa se realizó en forma paralela a los análisis de vulnerabilidad.

Las causas que se consideraron fueron:

- Deforestación
- Construcción de rellenos
- Excavación por explotaciones u obras
- Descarga de efluentes

Las cuales producen deterioro del medio físico por la presencia de áreas de descarga (liberación de esfuerzos del suelo), infiltraciones (aumento de los niveles piezométricos y presiones hidrostáticas), sobrecargas y modificaciones del drenaje.

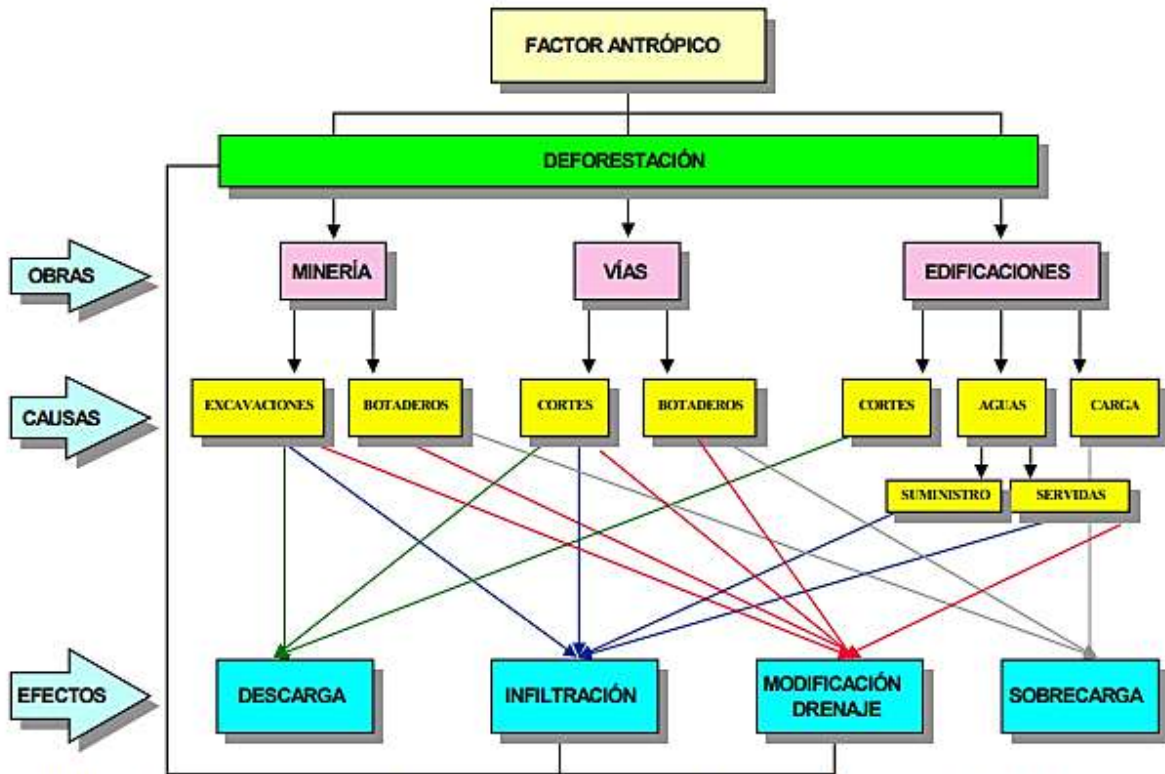


Figura 2. Efecto antrópico en la generación de fenómenos de remoción en masa

3.5 EVALUACION DE AMENAZA POR DESLIZAMIENTOS

El procedimiento general seguido para la obtención del Mapa Final de Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa fué el siguiente, no necesariamente en orden cronológico:

- Obtención del Mapa de Amenaza Relativa por Fenómenos de Remoción en Masa con el Sistema Semicuantitativo de Evaluación de Estabilidad (SES) de Ramírez y González (1989)
- Obtención del Mapa de Amenaza Relativa por Fenómenos de Remoción en Masa con la Metodología de Taludes Naturales (MTN) de Shuk (1968,1970,1990,1997)
- Obtención del Mapa de Procesos Actuales (proceso intermedio del estudio)
- Contrastación de los mapas de amenaza de SES y MTN.
- Contrastación de los mapas de amenaza de SES y MTN, ya contrastados entre sí, con el Mapa de Procesos Actuales
- Obtención del Mapa final de Amenaza.

Una vez obtenidos los Mapas de Amenaza Relativa por los métodos SES y MTN, cada uno con cinco (5) categorías de amenaza y el Mapa de Procesos, se adelantó lo siguiente:

- Contrastación visual entre cada uno de los mapas de amenaza (SES vs Procesos, MTN vs Procesos, SES vs MTN)
- Elaboración de varios modelos de superposición y contrastación, con diferentes niveles de conservatismo y/o preponderancia de los métodos y escogencia de uno de ellos.
- Asignación de probabilidades de falla y tipo de sollicitaciones.

El proceso de contrastación visual es esencialmente subjetivo y se llevó a cabo tanto en la pantalla del computador, como con copias en papel translúcido de los diferentes mapas. Fué necesario obtener un mapa de zonas de comportamiento homogéneo de amenaza y por las características de los modelos SES y MTN, no es posible decir cual de los dos podría tener preponderancia. Lo que sí es cierto es que los procesos actuales, por su propia naturaleza, priman sobre los otros métodos.

Para la asignación de probabilidades de falla, en las zonas donde se presentan procesos actuales, se mantuvieron las probabilidades asignadas a los eventos en función del tipo y grado de actividad (Millán et al, 1999); en las zonas en las cuales no hay procesos actuales, se asignaron los Factores de Seguridad de la MTN para el período de 10 años y de ellos se dedujeron probabilidades de falla para los niveles de categoría de amenaza.

3.6 EVALUACION DE VULNERABILIDAD

3.6.1 Vulnerabilidad Social

Teniendo en cuenta la división territorial de la ciudad utilizada por el Departamento Administrativo Nacional de Estadísticas (DANE), a cada una de las manzanas se le asignó un Índice de Vulnerabilidad Social a nivel Sector (IVS), el cual es un índice relativo que "califica" las carencias socioeconómicas (utilizando datos del Censo de 1995) del sector, entre 0 (muy pocas carencias) a 1 (mayores carencias). En general, el IVS relaciona las carencias (en servicios, vivienda y características de la población) con un nivel cualitativo de vulnerabilidad. Para su evaluación se adoptó una metodología similar a la propuesta por el PNUD utilizada para hallar los índices de desarrollo humano (IDH)

3.6.2 Vulnerabilidad Física

El cálculo del índice de vulnerabilidad se basó en la metodología propuesta por Frédéric Leone (1996) para el daño en viviendas, los cuales dependen del tipo de movimiento, la intensidad de las solicitaciones y las características del elemento expuesto (vivienda)

4 AMENAZA POR FENÓMENOS DE REMOCIÓN EN MASA

4.1 TECNICAS DE EVALUACION

4.1.1 Sistema de Evaluación Semicuantitativo (SES)

El sistema semicuantitativo de evaluación de estabilidad comprende fundamentalmente la evaluación de ocho parámetros, donde cada uno de ellos es el resultado de diversos factores asociados según su naturaleza. Para cada factor se fijan intervalos de variabilidad de acuerdo con su influencia (en mayor o menor grado) en la estabilidad de las laderas. La combinación de los diferentes factores otorga condiciones particulares de estabilidad (favorables o desfavorables), las cuales se evalúan asignándoles una "calificación de estabilidad" (CE). De esta forma a cada parámetro le corresponde un determinado índice de estabilidad, resultado de la suma ponderada de índices de cada factor asociado a éste. (Ramírez y González, 1989).

El modelo de evaluación SES se realizó mediante el cruce sistemático de los mapas temáticos resultantes de la valoración de las variables, en términos de contribución a la estabilidad. Se cartografiaron como bases topológicas con sus correspondientes bases de datos los siguientes parámetros:

M - Material.	E - Erosión
R - Relieve.	S - Sismo
D - Densidad de drenaje	C - Clima
V - Cobertura vegetal	A - Acción antrópica

La calificación de estabilidad (CE) es el resultado de la suma ponderada de los índices de estabilidad asignados a cada parámetro, a partir de la cual se definieron los diferentes niveles de amenaza. Estos últimos se clasificaron en cinco categorías, desde amenaza muy baja hasta amenaza muy alta.

La adecuación del modelo de evaluación para su aplicación en un área urbana se refiere a la inclusión del factor antrópico como factor que contribuye en la inestabilidad de una ladera. Al respecto se tomó como lineamiento el trabajo de Amenaza Preliminar de un Sector Sur de Santafé de Bogotá, realizado por Millán y Lozano (INGEOMINAS, 1995).

4.1.2. Metodología de Taludes Naturales (MTN)

La Metodología de Taludes Naturales (MTN) se basa en el principio que dice "la propia Naturaleza es el mejor laboratorio posible" y ha sido desarrollada por el ingeniero colombiano Tomás Shuk E (1968,1970,1990,1997). La MTN permite, además de evaluar la estabilidad, deducir, entre otras cosas, parámetros de densidad y de resistencia (c', ϕ') de los taludes, tanto a nivel de masa como de elemento constitutivo y de presurización (ru) para la masa.

El principio básico de la MTN consiste en que una familia de mediciones de los valores de H (altura en m) y L (longitud correspondiente, también en m), en segmentos de una ladera compuesta de materiales homogéneos en origen y composición, se encuentran ligadas por la relación funcional básica:

$$H = AL^b \quad (1)$$

Función denominada por Shuk (1990) como Envoluta Actual, la cual posee siempre un alto coeficiente de correlación ($r > 0.95$), en la gran mayoría de los casos tiene $b < 1$ y representa el perfil promedio de la superficie de la masa térrea. Debido a que esta superficie es la interfaz del material térreo con su entorno ambiental, por razones físicas y termodinámicas debe estar, en promedio, en equilibrio dinámico con este ambiente en que está inmersa. Por esta razón Shuk (1968,1970,1990,1997) postula que esta línea de regresión debe corresponder a un factor de seguridad de 1.0 o lo mismo a una probabilidad de falla del 50%.

En consecuencia, en una ladera de material homogéneo, los tramos con alturas superiores al promedio tenderán a ser más inestables que los que tengan alturas inferiores al promedio y de allí es posible deducir tanto factores de seguridad como probabilidades de falla de segmentos de ladera de material homogéneo. Adicionalmente, en toda ladera hay valores máximos de H y L, denominados valores límites (H_{LD} y L_{LD}), los cuales determinan un ángulo límite β_{LD} ($\tan \beta_{LD} = H_{LD}/L_{LD}$), valores que se transforman, para hacerlos pertenecer a la Envoluta Actual de regresión, en los valores H_{LF} , L_{LF} y β_{LF} , muy cercanos a los originales.

Para una población dada de taludes naturales, los valores de H_{LF} Y L_{LF} también siguen la ecuación (1), pero en una población se invierte el criterio de un talud homogéneo pues las laderas con altura mayor a la promedio serán las más resistentes y por consiguiente las más estables.

Con los datos resultantes de la MTN es posible entonces calcular Factores de Seguridad (F_S) y Probabilidades de Falla (p_F) Relativos para las familias de taludes naturales de la población de taludes, para condiciones de corto, mediano y largo plazo así:

$$F_{ST} = H/H_{RT} \quad (2)$$

$$p_{FT} = (0.5)^{[F_{ST}^K]} \quad (3)$$

En dónde:

F_{ST} = factor de seguridad relativo, plazo=T

H = altura de la familia en consideración

H_{RT} = altura de la regresión para plazo= T = $10^{[(\log H_{R0})^2 / \log(H_{R0} + H_{0T})]}$ (4)

H_{R0} = altura de la regresión incondicional

H_{0T} = altura límite para plazo = T

p_{FT} = probabilidad relativa de falla, plazo=T

K = factor de Weibull unimodal, función del coeficiente de variación de F_{ST} (C_{VF})

$\approx 1.728542701 + 1.2482105159 / (C_{VF}) + 1.0579369639 / (C_{VF}^{0.5}) - 3.0396416438 / (C_{VF}^{0.25})$ (4a)

Con los datos de alturas límite H_0 para la totalidad de los datos y mediante correlaciones entre confiabilidades ($c_F = 1 - p_F$) es posible obtener relaciones entre periodos de diseño para las condiciones de TG (tiempo geológico nominal), LP (largo plazo), MP (mediano plazo) y CP (corto plazo o ciclo menor).

Para obtener valores numéricos de los plazos, es necesario adoptar uno de ellos. En la zona interandina de Colombia el ciclo de picos anuales de lluvias se encuentra entre 4 y 5 años y para Bogotá se encontró T = 4.22 años (período de corto plazo), casi igual al de 4.2 años de los ciclos de Denness (1988), el cual finalmente se adoptó.

Posteriormente, adicionando datos de lluvias y sismos críticos se deducen, con base en el

Teorema de Probabilidad Total, probabilidades de falla totales para corto, mediano y largo plazo, y/o se interpolan valores para otros períodos de estudio.

4.1.3. Mapa Definitivo de Amenaza por Deslizamientos

El procedimiento general, no necesariamente en orden cronológico, para la obtención del Mapa Final de Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa (ejemplo en Anexo) es:

- Obtención del Mapa de Amenaza Relativa por Fenómenos de Remoción en Masa con el SES de Ramírez et al. (1989)
- Obtención del Mapa de Amenaza Relativa por Fenómenos de Remoción en Masa con la MTN de Shuk (1968, 1970, 1997)
- Obtención del Mapa de Procesos Actuales.
- Contrastación de los mapas de amenaza de SES y MTN.
- Contrastación de los mapas de amenaza de SES y MTN, ya contrastados entre sí, con el Mapa de Procesos Actuales
- Obtención del Mapa de Amenaza Definitivo.

4.2 RESULTADOS

4.2.1 SES

Como resultado de la valoración de la Calificación de Estabilidad CE y del estudio de su variación en la zona del proyecto, se obtuvieron cinco categorías de amenaza, con las cuales se elaboró el Mapa de Amenaza Relativa según el SES.

<u>CATEGORIA DE AMENAZA</u>	<u>CALIFICACION DE ESTABILIDAD (CE)</u>
MUY ALTA	CE < 126
ALTA	126.5 < CE < 151
MEDIA	151.5 < CE < 177
BAJA	177.5 < CE < 202
MUY BAJA	202.5 < CE

4.2.2 MTN

Como resultado final de un largo proceso de medición y depuración, se tuvieron las siguientes familias definitivas de MTN:

TABLA No.1 Familias Definitivas MTN

LOCALIDAD	FAMILIAS	AREA (KM2)	DENSIDAD (FAM/KM2)	PORCENT. (%)
Ciudad Bolívar	1209	52.38	23.08	44.48
Rafael Uribe-San Cristóbal	723	42.11	17.17	26.60
Santafé - Chapinero	353	40.09	8.81	12.99
Usaquén	335	35.10	9.55	12.33
Suba	98	11.45	8.56	3.61
TOTAL	2718	181.13	15.01	100.00

Para la obtención de Factores de Seguridad y Probabilidades de Falla se hicieron ajustes para: materiales rocosos y residuales con pendientes menores del 16% y zonas de cortes.

Se calcularon los Factores de Seguridad y Probabilidades de Falla Relativos para las siguientes condiciones: sin sismo ni lluvia (incondicional), con sismo, con lluvia y con sismo y lluvia, para períodos de corto plazo (4.2 años), mediano plazo (19.39 años), largo plazo (26.57 años), 10 años y 20 años. Posteriormente, con el Teorema de Probabilidad Total se calcularon las probabilidades de falla totales y factores de seguridad ajustados.

Con los Factores de Seguridad Relativos Totales Ajustados se obtuvieron parámetros estadísticos para el Factor de Seguridad Total a Largo Plazo (F_{STLP}) y distribución lognormal, de los cuales finalmente se tuvieron los intervalos de las Categorías de Amenaza Relativa, así:

CATEGORIA DE AMENAZA

AMENAZA MUY ALTA
AMENAZA ALTA
AMENAZA MEDIA
AMENAZA BAJA
AMENAZA MUY BAJA

FACTOR DE SEGURIDAD

$F_{st} \leq 0.6$
 $0.6 < F_{st} \leq 1.1$
 $1.1 < F_{st} \leq 1.9$
 $1.9 < F_{st} \leq 3.4$
 $3.4 < F_{st}$

Dado que la cartografía usada fué de variadas fechas, desde 1958 hasta 1990, con un lapso de 32 años, no fué fácil escoger el período más apropiado para el análisis en 1998. Finalmente, ya con intervalos conservadores de F_{st} , se adoptó $T_{análisis} = 10$ años.

Con los valores de Factor de Seguridad Relativos para un período de 10 años y mediante interpolación con el SIG se elaboró el Mapa de Amenaza Relativa según la MTN.

4.2.3 Inventario de Procesos Actuales

De los resultados del inventario de fenómenos de remoción en masa actuales se puede abstraer la siguiente información, para ser utilizada en la definición del mapa final de amenaza. Los procesos identificados se clasificaron en las siguientes categorías:

TABLA No.2 Clasificación de procesos

TIPO DE PROCESO	CONV
Caída de rocas en escarpes naturales	Cren
Caída de rocas en escarpes de origen antrópico (cortes)	Crea
Deslizamiento rotacional en suelo	Drs
Deslizamiento traslacional en suelo	Dts
Deslizamiento traslacional en roca	Dtr
Deslizamiento compuesto (traslacional y rotacional en suelo)	Dcp
Deslizamiento rotacional en material intermedio	Dri
Deslizamiento traslacional en material intermedio	Dti
Flujo en suelos	FIs
Flujos en material intermedio	Fli

Los materiales intermedios corresponden principalmente a saprolitos y depósitos coluviales. Dependiendo de la actividad identificada para cada fenómeno, se asignó una probabilidad cualitativa de ocurrencia, así:

TABLA No 3. Probabilidad de Ocurrencia de la Amenaza según la Actividad del Proceso

ACTIVIDAD	DESCRIPCIÓN	PROBABILIDAD
Aa	Proceso Activo	Muy Alta
Ac	Proceso Colapsado	Media
Ai	Proceso Incipiente	Alta
E	Proceso Estabilizado	Baja

Para la probabilidad en términos cuantitativos, se hizo la valoración por conjuntos difusos:

TABLA No 4. Probabilidades Cuantitativas de Amenaza por Procesos Actuales.

Probabilidad Cualitativa	Confianza	P_F Máxima	P_F Mínima
Muy Alta	0.5	1.000	0.875
Alta	0.5	0.875	0.625
Media	0.5	0.625	0.375
Baja	0.5	0.375	0.175
Muy Baja	0.5	0.125	0.000

4.3. Contratación De Mapas De Amenaza

4.3.1 Procedimiento

Una vez obtenidos los Mapas de Amenaza Relativa por los métodos *SES* y *MTN*, cada uno con cinco (5) categorías de amenaza y el Mapa de Procesos, se adelantó el siguiente procedimiento:

- Contratación visual entre cada uno de los mapas de amenaza (*SES* vs Procesos, *MTN* vs Procesos, *SES* vs *MTN*)
- Elaboración de varios modelos de superposición y contratación, con diferentes niveles de conservatismo y/o preponderancia de los métodos y escogencia de uno de ellos.
- Asignación de probabilidades de falla y tipo de solicitaciones.

Es de anotar que las características de cada uno de los mapas no facilita la contratación debido a lo siguiente:

- El *SES* se aplica a unidades de área y es el que tiene cubrimiento total. Los tamaños de la Unidades de Condición Unica son muy variables y no controlables previamente al proceso.
- La *MTN* tiene básicamente mediciones lineales y la extensión a un cubrimiento de área se hace con métodos matemáticos de interpolación y extrapolación, los cuales influyen en la forma de las zonas de amenaza. Por la escala de trabajo (1:5.000), la altura mínima medible es de 15m.
- El Mapa de Procesos cubre tan sólo las áreas afectadas y no permite extrapolación. Por la escala de trabajo (1:5.000) hay un tamaño mínimo cartografiable (144m²).

4.3.2 Contratación Visual

El proceso de contratación visual es esencialmente subjetivo y se llevó a cabo tanto en la pantalla del computador, como con copias en papel translúcido de los diferentes mapas, con lo cual se pudo apreciar que:

- Los resultados de *SES* y *MTN* son relativamente contradictorios en las zonas de pendientes extremas (muy altas o muy bajas), debido a las hipótesis diferentes con las cuales se trabajan las pendientes del terreno en los dos modelos.
- Hay mayor coincidencia de *SES* y Procesos en relación a *MTN* y Procesos, debido a que la mayoría de procesos se deben a efectos antrópicos, los cuales se tuvieron en cuenta explícitamente en el *SES*, mientras que son de difícil incorporación a la *MTN*. Adicionalmente, por la escogencia semi-aleatoria de las familias de la *MTN*, no hubo mediciones en muchas de las zonas con procesos antrópicos.
- En general hay coincidencias entre *SES* y *MTN* cuando los materiales són débiles (depósitos cuaternarios)

4.3.3 Modelos de Superposición y Contratación

Es necesario obtener zonas de comportamiento homogéneo de amenaza y por las características de los Modelos *SES* y *MTN*, no es posible decir cual de los dos podría tener preponderancia. Lo que sí es cierto es que los procesos actuales, por su propia naturaleza, priman sobre los otros métodos.

Se planteó inicialmente la siguiente matriz de superposición conservativa entre *SES* y *MTN*, para amenaza Muy Alta (MA), Alta (A), Media (M), Baja (B) y Muy Baja (MB) (Tabla 5)

Tabla. No 5
SES

	CAT.	MA	A	M	B	MB
MA	MA	MA	A	A	M	
A	MA	A	A	M	M	
M	A	A	M	M	B	
B	A	M	M	B	B	
MB	M	M	B	B	MB	

Con esta matriz se hizo un mapa de prueba y se pudo constatar que zonas tradicionalmente

con estabilidad aceptable se encontraban en categorías críticas, por lo cual se optó por una segunda matriz totalmente equilibrada y con diferentes niveles dentro de las categorías de Amenaza Alta, Media y Baja así:

Tabla No 6
SES

	CAT.	MA	A	M	B	MB
M T N	MA	MA	A1	A2	M1	M2
	A	A1	A2	M1	M2	M3
	M	A2	M1	M2	M3	B1
	B	M1	M2	M3	B1	B2
	MB	M2	M3	B1	B2	MB

Con esta nueva matriz se produjeron mapas de prueba tanto con los cinco niveles originales como con los nueve subniveles deducidos, encontrándose una aproximación aceptable con la apreciación en la pantalla del computador, por lo que se adoptaron para seguir el proceso y se denominaron Mapas de Métodos.

Al Mapa de Métodos de cinco niveles se le superpuso el Mapa de Procesos Actuales con sus niveles de amenaza y con la siguiente matriz de superposición, asignando la categoría más alta de los dos mapas contrastados:

Tabla No 7
PROCESOS

	CAT.	MA	A	M	B
M E T O D O	MA	MA	MA	MA	MA
	A	MA	A	A	A
	M	MA	A	M	M
	B	MA	A	M	B
	MB	MA	A	M	B

Con esta matriz (Tabla 7) y la anterior (Tabla 6) se produjeron los Mapas de Amenaza Definitivos por Inestabilidad del Terreno.

4.3.4. Asignación de Probabilidades y Solicitaciones

En las zonas de procesos actuales, se mantuvieron las probabilidades asignadas anteriormente a las diferentes categorías las cuales se colocan a las categorías modificadas. Igualmente se mantuvieron las solicitudes ya asignadas.

En las zonas en las cuales no hay procesos actuales, se asignaron los Factores de Seguridad de la MTN para período de 10 años y de ellos se dedujeron probabilidades de falla para los nueve (9) niveles de categoría de amenaza, con $K_{10}=1.688573$ y la fórmula (3):

Tabla No 8
FACTORES DE SEGURIDAD Y PROBABILIDADES DE FALLA

AMENAZA	FACTOR DE SEGURIDAD			PROB. DE FALLA EN %		
	DE	A	ASIGN.	DE	A	ASIGN.
MA	0.1954	0.6249	0.3494	95.695	73.098	88.920
A1	0.6249	0.8291	0.7198	73.098	60.344	67.176
A2	0.8291	1.1000	0.9550	60.344	44.300	52.661
M1	1.1000	1.3282	1.2087	44.300	32.651	38.496
M2	1.3282	1.6036	1.4594	32.651	21.466	26.919
M3	1.6036	1.9362	1.7621	21.466	12.059	16.462
B1	1.9362	2.5689	2.2302	12.059	3.305	6.818
B2	2.5689	3.4082	2.9589	3.305	0.410	1.318
MB	3.4082	4.8764	4.0767	0.410	0.004	0.059

Dado que tanto el *SES* como la *MTN* se han desarrollado básicamente para deslizamientos, no es posible asignar un tipo de FRM diferente, como si se hizo para los procesos.

4.4. RESULTADOS

Como producto final se obtuvo la cartografía de la amenaza por inestabilidad del terreno para el área de estudio a escala 1:10.000, distribuidos en cinco planchas (ejemplo en Anexo).

En promedio el 61% del área de estudio se categorizó en el nivel de amenaza media, el 11% como amenaza alta y muy alta y el restante 28% como amenaza baja o muy baja. Lo anterior permite concluir que la condición general de estabilidad del área de estudio se encuentra en relativo equilibrio con relación a su entorno, dando lugar a la posibilidad de que un área determinada cambie de categoría de estabilidad, en forma positiva o negativa, dependiendo principalmente de la acción antrópica sobre el medio físico.

Con niveles de amenaza alta y muy alta, la localidad de Ciudad Bolívar presenta la mayor incidencia (15.4% de su área), le siguen las localidades de Usaquén (10.3%), Santa Fé-Chapinero (10.2%) y Rafael Uribe-San Cristóbal (8.8%), mientras la localidad de Suba presenta un 4.3% de su área. En contraste, en categoría de amenaza baja y muy baja, la localidad de Usaquén presenta un 43.5% de su área, mientras Rafael Uribe-San Cristóbal tiene el 29.6%, Santa Fé-Chapinero el 27.1%, Suba el 19.8% y Ciudad Bolívar el 18%. En consecuencia la amenaza media ocupa el 75.8% de la localidad de Suba, el 66.9% de Ciudad Bolívar, 62.6% de Santa Fé-Chapinero, 61.7% de Rafael Uribe-San Cristóbal y sólo 46.2% de Usaquén.

5 EVALUACION DE VULNERABILIDAD

5.1 PARAMETROS BASICOS

El cálculo del índice de vulnerabilidad física (IVF) se basó en la metodología propuesta por Frédéric Leone (1996) para el daño en viviendas, los cuales dependen del tipo de movimiento, la intensidad de las solicitaciones y las características del elemento expuesto (vivienda)

5.1.1 Tipificación de las Viviendas

Para tipificar las viviendas se utilizó el criterio de Leone (1996), presentado en la Tabla 9.

Tabla 9 . Tipología de vivienda.

Tipo	Descripción
B1	Tugurios (ranchos).
B2	Casas en mampostería o prefabricadas.
B3	Casas de hasta dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).
B4	Casas de más de dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).

Los sitios donde no hay viviendas se les asignó la categoría LV ("lotes vacíos"); para tener en cuenta la dinámica de crecimiento de la ciudad. Se determinó que en estos lotes se pueden ubicar algunas viviendas en estados precarios (tipo B1), con una probabilidad de ocupación de 0.8 (alta), en un 10% del área.

5.1.2. Calificación de los Daños

En la metodología propuesta por Leone, para calificar los daños producidos en las viviendas por fenómenos de remoción en masa, se sigue al criterio del DRM (Délégation aux Risques Majeurs), el cual divide los daños en cinco (5) categorías.

Dado que, con la información disponible para la realización del estudio y por la escala de trabajo (1:5.000) no se puede llegar al grado de detalle de la categorización de la DRM y aún

menos a los índices de daño propuestos por Leone, se optó por simplificarlas a los tres (3) niveles de tipo cualitativo presentados en la Tabla 10.

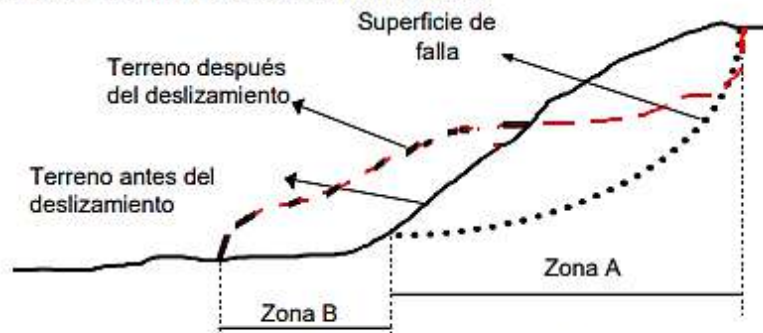
Tabla 10 . Niveles de daño

Nivel daño	Intensidad de daño (según DRM)
Bajo	I y II.
Medio	III
Alto	IV y V

5.1.3. Solicitaciones de la Amenaza

5.1.3.1. Tipos de Movimientos y Solicitaciones

En forma general, los fenómenos de remoción en masa que se pueden presentar en la zona de estudio se pueden catalogar en dos (2) tipos: (a) deslizamientos de suelos o rocas y flujos de suelos o, (b) caída de bloques. El tipo de solicitaciones depende de la localización del elemento expuesto en referencia al sitio donde ocurre el fenómeno.

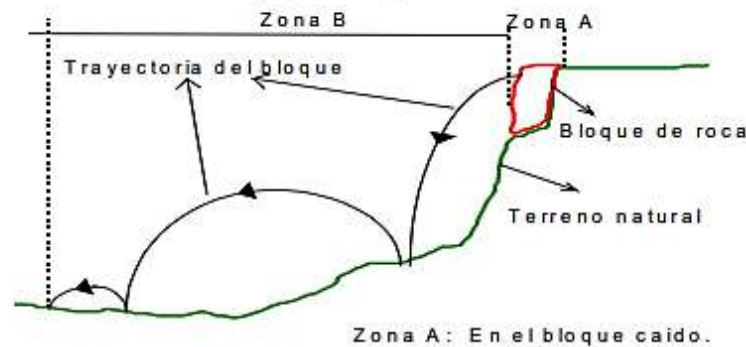


Zona A : Área afectada en el cuerpo del deslizamiento
Zona B : Área afectada abajo del cuerpo del deslizamiento.

Figura 3 – Zonas de Amenaza en Deslizamientos y Flujos

Para el caso de deslizamientos o flujos (Figura 3), en el cuerpo del deslizamiento (Zona A) los daños que van a sufrir las viviendas se pueden relacionar con los desplazamientos laterales los cuales, a su vez, dependen de la rapidez del movimiento (entre más rápido, los daños pueden ser mayores); en la zona abajo del cuerpo del deslizamiento (Zona B), los daños de las viviendas se pueden relacionar con las presiones laterales las cuales, igualmente, se pueden asociar con la altura que alcanza la acumulación de material contra la vivienda.

Para el caso de caída de bloques (Figura 4), dentro del bloque caído (Zona A), las viviendas sufrirán daños asociados con desplazamientos verticales instantáneos, mientras que en la zona ubicada debajo del bloque (Zona B), los daños en las viviendas son proporcionales a la energía cinética del bloque. Por la escala de trabajo, la energía se asocia con el volumen del bloque.



Zona A: En el bloque caído.
Zona B: Debajo del bloque.

Figura 4- Zonas de Amenaza en Caída de Bloques

5.1.3.2. Criterios de Intensidad

Teniendo en cuenta el nivel de detalle del estudio de amenaza, se establecieron las intensidades de los diferentes tipos de solicitaciones mencionadas anteriormente, (Tabla 11)

Tabla 11. Intensidad de las solicitaciones

Evento	Solicitud		Criterio de intensidad
Deslizamientos o flujos	Rapidez del movimiento	Lento	$V_m < m/año$
		Rápido	$V_m > m/año$
	Presiones laterales	Baja	$SC < 1/3 SE$
		Media	$1/3 SE < SC < 2/3 SE$
		Alta	$SC > 2/3 SE$
Caída de bloques	Desplazamientos verticales	Bajo	$DV < cm$
		Alto	$DV > cm$
	Impactos	Bajo	$V_b < 1 dm^3$
		Medio	$1 dm^3 < V_b < 0.5 m^3$
		Alto	$V_b > 0.5 m^3$

Donde,
 V_m : Velocidad del movimiento
 SC : Superficie de contacto (altura de la acumulación de material).
 SE : Superficie expuesta (altura de la edificación).
 DV : Desplazamientos verticales instantáneos.
 V_b : Volumen del bloque.

5.1.3.3. Cualificación de las Solicitaciones

Teniendo en cuenta los niveles de daño expuestos en el numeral 3.3., se asociaron los posibles daños ocasionados por un evento dado, de acuerdo tanto al tipo de solicitud (magnitud del evento) como a la tipología de la vivienda, con la matriz de daño de la Tabla 12.

Tabla 12. Cualificación de las Solicitaciones dependiendo del Tipo de Vivienda

Evento	Solicitud		Tipo de vivienda			
			B1	B2	B3	B4
Deslizamiento o flujo	Rapidez del movimiento	Lento	Alto	Medio	Medio	Bajo
		Rápido	Alto	Alto	Alto	Medio
	Presiones laterales	Baja	Medio	Medio	Medio	Bajo
		Media	Alto	Alto	Medio	Medio
		Alta	Alto	Alto	Alto	Medio
Caída de bloques	Desplazamientos verticales	Bajo	Medio	Medio	Medio	Bajo
		Alto	Alto	Alto	Alto	Alto
	Impactos	Bajo	Medio	Medio	Bajo	Bajo
		Medio	Alto	Alto	Medio	Medio
		Alto	Alto	Alto	Alto	Medio

5.1.3.4. Cuantificación de Niveles de Daño

Para la cuantificación de los niveles de daño físico en las viviendas se utilizó el criterio de valoración de "conjuntos difusos" (i. e. Kosko, 1997), la cual se denominó Índice de Vulnerabilidad Física (IVF).

En la teoría de conjuntos difusos, tal como se puede ver en la Figura 3, la valoración del IVF depende del nivel de confianza. Se asumió que para una confianza de 1.0 (totalmente confiable), los valores del IVF fueran los mismos que el porcentaje de daño asociado con las intensidades de daño del DRM. A medida que la confianza va disminuyendo, el intervalo de valores del IVF va

aumentando.

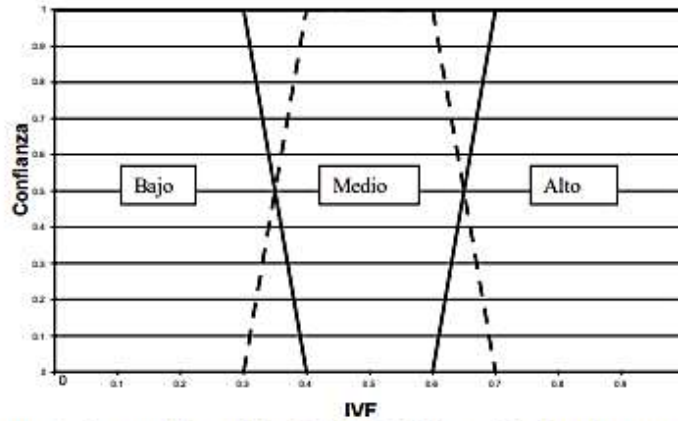


Figura 5. Cuantificación del IVF Utilizando Conjuntos Difusos.

Sin embargo, para aumentar la sensibilidad del modelo y ser un poco conservativo, se prefirió aumentar los valores mínimos, de tal forma que no se formen traslapos entre categorías de Nivel de Daño. La relación seleccionada entre la confianza, el nivel de daño y el Índice de Vulnerabilidad Física IVF se presenta en la Figura 6.

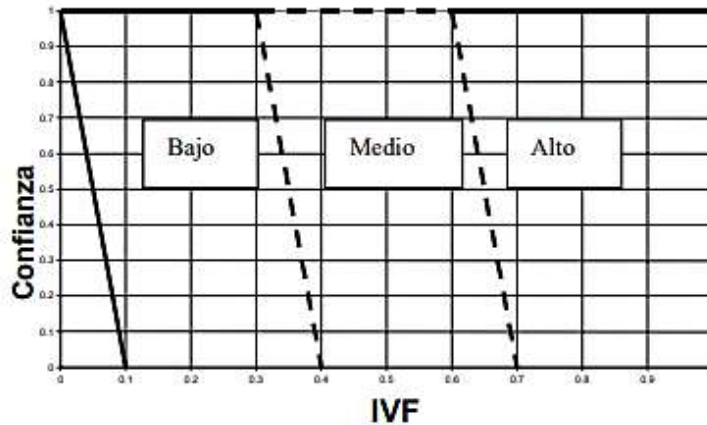


Figura 6. Cuantificación del IVF en el Estudio.

Dado que no se tienen los registros de los cuales Leone obtuvo sus índices y que, por las limitaciones del estudio, no fue posible realizar un análisis retrospectivo similar, el nivel de confianza de la variable IVF se puede catalogar como "medio" (del orden de 0.5).

5.2 VULNERABILIDAD ANTE FENOMENOS DE REMOCION EN MASA

5.2.1 Índice de Vulnerabilidad

Con los dos índices de vulnerabilidad hallados anteriormente (física y social), se calcula un índice de vulnerabilidad general por fenómenos de remoción en masa (IVD). La función entre el IVD y los índices IVS e IVF no está claramente establecida; sin embargo, la relación deberá cumplir lo siguiente:

- Cuando IVS = 0, IVD = IVF.
- Cuando IVF = 0, IVD = 0.
- Cuando IVF = 1, IVD = 1.
- Para cualquier valor de IVF e IVS, $1 \geq IVD \geq 0$.

Como se puede concluir, hay innumerables tipos de funciones que cumplen con los requisitos antes expuestos. Para el presente trabajo, se estableció la siguiente relación empírica que cumple con los requisitos y, además, define de la manera esperada el comportamiento de la variable IVD:

$$IVD = \left[1 - (1 - IVF) \frac{1}{(1 - \alpha IVS)} \right]^{(1 - \alpha IVS)} \quad (5)$$

En la Ecuación (5) se incorporó otra variable en la evaluación del IVD. Esta variable se denominó "importancia del IVS (α)", la cual toma valores entre 0 y 1 (de menor a mayor importancia); si $\alpha=0$, la variable IVS no tiene importancia para la evaluación del IVD, o sea, que $IVD = IVF$; si $\alpha=1$, el IVS adquiere una gran importancia para obtener el valor de IVD, tanto así que, para IVS grandes ($IVS \approx 1$), IVD tiende a 1, excepto cuando $IVF=0$, que toma un valor de cero.

Dadas las condiciones socioeconómicas de las zonas objeto del estudio, podemos decir que la importancia de la variable IVS en la evaluación es "ALTA", por lo que se toma un valor de α igual a 0.8. En la Figura 7 se muestran las curvas que relacionan tanto el IVF como el IVS (para una importancia α de 0.8), con el IVD.

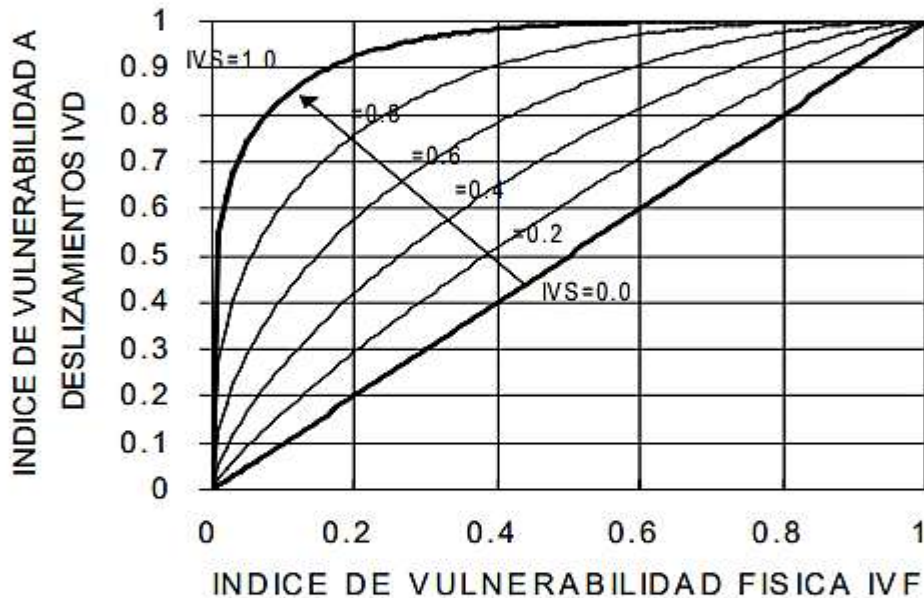


Figura 7. Índice de vulnerabilidad

5.2.2. Índices de Pérdidas

En el estudio se seleccionaron las tres (3) variables presentadas en la Tabla 13 que determinan los índices de pérdidas correspondientes.

Con estos tres (3) índices se pueden determinar las pérdidas que pueden ocurrir en caso de que se presente una solicitud dada.

Tabla 13. Variables e Índices de Pérdidas.

Elemento expuesto	Variable	Índice de pérdidas
Viviendas	Precio de la manzana	IPV
	Área de la manzana afectada	IPA
Personas	Habitantes por manzana afectada	IPH

Además, se halló un cuarto índice de pérdidas denominado "Índice de Pérdidas Relativo al Area Afectada" (IPR), el cual se definió como:

$$IPR = \frac{\sum IVDi \times Vli}{As} \quad (6)$$

Donde:

IPR: Índice de pérdida relativo al área.

IVDi: Índice de vulnerabilidad manzana i.

As: Área de afectación posible.

5.2.3. Categorización de la Vulnerabilidad

Se determinó un quinto parámetro denominado "Índice de Pérdidas Globales" (IPG). Este índice se definió como el promedio aritmético de los cuatro índices de pérdidas anteriores:

$$IPG = \frac{IPA + IPV + IPH + IPR}{4} \quad (7)$$

Debido a las incertidumbres, para cada variable se tendrán los valores máximos y mínimos característicos y el porcentaje de incertidumbre del modelo de vulnerabilidad se definió como:

$$\% \text{ Incertidumbre} = \frac{(IPG_{max} - IPG_{min})}{(IPG_{max} + IPG_{min})} \quad (8)$$

Teniendo en cuenta la valoración de conjuntos difusos presentados en la Figura 6, con el valor del IPG promedio, se determinó la categorización de la vulnerabilidad, de tal forma que esta tuviera una confianza mayor al 50%. De acuerdo con lo anterior, la categorización de la vulnerabilidad se establece según lo presentado en la Tabla 14.

Tabla 14. Categorización de la Vulnerabilidad.

Condición	Categoría
IPGprom < 0.125	Muy Baja
0.125 < IPGprom < 0.375	Baja
0.375 < IPGprom < 0.625	Media
0.625 < IPGprom < 0.875	Alta
IPGprom > 0.875	Muy Alta

La vulnerabilidad se evaluó únicamente para zonas de amenaza alta y muy alta en barrios por legalizar, legalización que era uno de los principales objetivos del Contrato INGEOCIM-UPES.

6. EVALUACION DE RIESGO

6.1. INDICES DE RIESGO

Para cada uno de los cuatro (4) índices de pérdidas enunciados anteriormente, se halló su respectivo índice de riesgo, al multiplicar CADA UNO por la probabilidad de ocurrencia del fenómeno (la cual es dada por el análisis de amenaza). De esta forma se hallan cuatro índices de riesgo a saber:

Tabla 15. Índices de Riesgo.

Descripción	Símbolo
Índice de riesgo de personas afectadas	IRH
Índice de riesgo de área de vivienda afectada	IRA
Índice de riesgo de costos de vivienda afectada	IRV
Índice de riesgo de área de vivienda afectada relativa al área de la solicitud.	IRR

Con los tres (3) primeros índices se pueden determinar los valores esperados relativos de las pérdidas dada la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno determinado, al multiplicarlo por los valores en juego de cada zona. Con el último índice (IRR), se puede determinar el valor esperado del área habitada que se verá afectada dada la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno determinado, al multiplicarlo por el área de afectación de la solicitud.

6.2. CATEGORIZACIÓN DEL RIESGO

De igual forma que para la vulnerabilidad, se definió un quinto parámetro denominado “Índice de Riesgo Global” (IRG), como el promedio aritmético de los cuatro índices de riesgo presentados en la Tabla 7, o sea:

$$IRG = \frac{IRA + IRV + IRH + IRR}{4} \quad (5)$$

Debido a las incertidumbres del modelo, para cada variable se tendrán los valores máximos y mínimos característicos. El porcentaje de incertidumbre del modelo de riesgo se definió, en forma similar al de vulnerabilidad, como:

$$\% \text{ Incertidumbre} = \frac{(IRG_{max} - IRG_{min})}{(IRG_{max} + IRG_{min})} \quad (6)$$

Para la categorización del riesgo, se utilizaron los mismos discriminantes que para la vulnerabilidad, o sea:

Tabla 15. Categorización del Riesgo.

Condición	Categoría
$IRG_{prom} < 0.125$	Muy Bajo
$0.125 \leq IRG_{prom} < 0.375$	Bajo
$0.375 \leq IRG_{prom} < 0.625$	Medio
$0.625 \leq IRG_{prom} < 0.875$	Alto
$IRG_{prom} \geq 0.875$	Muy Alto

Como con la vulnerabilidad, el riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa se evaluó únicamente para las zonas de amenaza alta y muy alta en los barrios por legalizar, pues éste era uno de los principales objetivos del Contrato INGEOCIM-UPES.

AGRADECIMIENTOS

Los autores manifiestan un sincero agradecimiento a la DPAE e INGEOCIM Ltda. por permitir publicar los resultados del estudio. Igualmente destacan al equipo de trabajo quien finalmente llevó a feliz término el estudio, especialmente a los Ingenieros Nancy Alfonso, Clara Inés Bernal, Tomás Shuk, Juan Pablo Gaona; a los geólogos Guillermo Ujueta, Mario Monroy e Iván Patiño y al grupo de ingenieros auxiliares Fernando Peña, Edgar Uribe, Darwing Ortiz, Marlon Santamaría, Robert Contreras y Giovanni Ortega. Por último hacer mención especial en el trabajo cartográfico y del sistema de información geográfica al Ingeniero Ciro A. Parrado.

REFERENCIAS

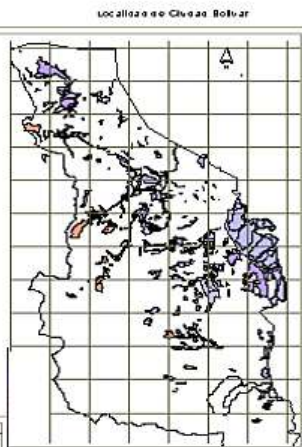
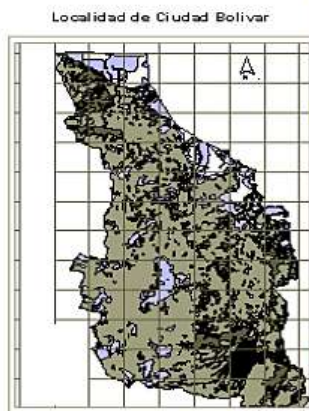
- Ang, A.H.S; Tang, W.H. (1984).- *Probability Concepts in Engineering Planning and Design- Vol. II - Decision, Risk and Reliability*- 562 pp.- John Wiley & Sons.
- Caro P., P.; Garcia N., J. (1989). - Zonificación Geotécnica del Distrito Especial de Bogotá.- INGEOMINAS.- *I Simposio Suramericano de Deslizamientos*- Vol. I, pp. 587-606, Soc. Col. de Geotecnia (SCG).- Paipa, Agosto de 1989
- Carvalho, C.S. (1997). Geotechnical risk management of urban slopes: A new approach. - *Proceedings XIV ICSMFE*, Hamburg, 1997
- Castellanos, R., González A.J. (1997). - Algunas Relaciones de Precipitación Crítica - Duración que Disparan Movimientos en Masa en Colombia - *2o. Simposio Panamericano de Deslizamientos* - Vol. 2 pp. 863-878 - ABMS - Río de Janeiro, Noviembre 1997.
- Cruden, D.M; Fell, R., Editors (1997). - *Landslide Risk Assessment - Proceedings of the International Workshop on Landslide Risk Assessment*, Honolulu, Hawaii, USA- February 1997 - Balkema, 1997- 371pp
- González G., A.J. (1974) - *Safety Factors: a Conceptual Review* - Unpublished M.Sc. Thesis- Imperial College- Univ. of London
- González G., A.J. (1990a) - Conceptos sobre la Evaluación de Riesgo por Deslizamientos - *VI Jornadas Geotécnicas*- Sociedad Colombiana de Ingenieros (SCI) - Tomo I, pp. 153-170, Bogotá, Octubre 1990.
- González G., A.J. (1990b) - Metodología para Evaluación de Riesgo por Deslizamientos a Nivel Intermedio- *VI Jornadas Geotécnicas*- SCI -Tomo II- Oct. 1990.
- González G., A.J. (1992) - Avalanche Risk Evaluation at Utica - Colombia - *1er Simposio Internacional sobre Sensores Remotos y Sistemas de Información Geográfica (SIG)* - pp. 356-378- Instituto Geográfico Agustín Codazzi - Bogotá, Abril 1992
- González, A.J.; Millán, J. (1999a) - Procedimiento para la Evaluación de la Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa en Santafé de Bogotá - Colombia- *XI CPMSIF* - Foz de Iguazú, Brasil
- González, A.J.; Millán, J.(1999b) - Resultados de la Evaluación de la Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa en Santafé de Bogotá - Colombia- *XI CPMSIF* - Foz de Iguazú, Brasil
- González, A.J.; Zamudio, E; Castellanos, R.. (1999) - Relaciones de Precipitación Crítica -Duración que Disparan Movimientos en Masa en Santafé de Bogotá -Colombia- *XI CPMSIF* - Foz de Iguazú, Brasil
- González, A.J.; Millán, J., Soler, F., Vesga L.F. (1999) - Evaluación de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa en Santafé de Bogotá - Colombia-*XI Jorn. Geotécnicas*- SCI - Nov. 1999.
- Kosko, B. (1997).- *Fuzzy Engineering* - Prentice-Hall Inc.- 549 pp.
- INGEOCIM-UPES (1998).- *Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Inestabilidad del Terreno para las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe, San Cristóbal, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba de Santa Fé de Bogotá* - Octubre 1998
- INGEOMINAS (1995). - *Evaluación Preliminar de Susceptibilidad y Amenaza en las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe Uribe, Usme y San Cristóbal de Santafé de Bogotá D.C.* - Octubre, 1995
- INGEOMINAS-UNIANDES (1997). - *Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá* - 1 Vol.- 3 planos - Bogotá, 1997
- Lavell, A. (1997). *Degradación ambiental, riesgo y desastres*. La Red.
- Leone, F. (1996). *Concept de vulnérabilité appliqué a l'évaluation des risques generés par les phénomènes de mouvements de terrain.*- Tesis de Doctorado. Universidad Joseph Fourier, Grenoble I.
- Millán, L. Javier, (1998).- *Lineamientos Metodológicos para la Evaluación de la Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa*- Tesis de Maestría en Geotecnia- Universidad Nacional de Colombia.
- Millán, J., Lozano J. (1995). - Evaluación de Estabilidad y Análisis de Susceptibilidad Geotécnica a Fenómenos de Remoción en Masa del Sector de Ciudad Bolívar - *VIII Jornadas Geotécnicas* - pp. 174-201- SCI-SCG- Octubre 1995

- Millán, J., Lozano J. (1996). La Erosión en los Estudios de Zonificación de Areas urbanas por Fenómenos de Remoción en Masa.-*VI Congreso Colombiano de Geotecnia*, SCG, B/manga.
- Millán, J., Lozano J. (1997). - La Contrastación de Mapas en la Evaluación de la Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa. - *IX Jornadas Geotécnicas* - SCI- Oct. 1997
- Millán, J.; Vesga, L.F. (1999) - Inventario de Procesos de Remoción en Masa en los Estudios de Amenaza y Riesgo en Santafé de Bogotá - Colombia- *X CPMSIF* - Foz de Iguazú, Brasil
- Ramirez, F. (1997). *Elementos conceptuales para el estudio social de los desastres*.- La Red.
- Ramirez, F.; González G., A.J. (1989).- Evaluación de Estabilidad para Zonas Homogéneas.- *I Simposio Suramericano de Deslizamientos*- Vol. I, pp. 174- 192, SCG.- Paipa, Agosto 1989
- Schuster, R.L. (1989). - Management Of Landslide Hazards - Conferencia Principal Invitada - Sesión IV- *I Simposio Suramericano de Deslizamientos*- Vol. I, pp. 555-586 , SCG.- Paipa, Agosto de 1989
- Shuk E., T. (1968). - Un Método Sencillo De Diseño para Minimizar el Costo de Taludes en Roca.- *1er Simposio de Ingeniería Geológica*, Vol. II, MOPT-SCI, 1968
- Shuk E., T. (1970). - Optimization Of Slopes Designed in Rock.- *Proceedings 2nd. Intl. Congress on Rock Mechanics*.- Vol. 3. - Paper 7-2- pp. 275-280.-ISRM, Beograd,
- Shuk E., T. (1990). - La Evolución y el Estado Actual de la Metodología Basada en Taludes Naturales para Análisis de Estabilidad en Masas de Materiales Geológicos - Parte I- III CSMR-SVMSIF, Caracas, Octubre 1990.
- Shuk E., T. (1997).- *Metodología de Taludes Naturales(MTN)- Principios y Aplicaciones* - Manuscrito en proceso - SCG.
- Shuk E., T.; González A.J. (1993a). - Quantification of Slope Instability Risk and Cost Parameters for Geotechnical Applications in a Highway Project and in a Regional Study - *ICOSSAR'93 (Sixth Intl. Conference on Structural Safety and Reliability)* - Vol. 3, pp. 2025-2032 - Innsbruck - August 1993- A.A.Balkema
- Soler, F.; González, A.J.;Vesga, L.F. (1999).- Metodología para Análisis de Vulnerabilidad y Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa en Santafé de Bogotá- Colombia - *XI CPMSIF* - Foz de Iguazú, Brasil
- UNDRO (1979). *Natural disasters and vulnerability analysis*. - Report of Expert Group Meeting. 9 - 12 July 1979.
- Van Westen, C.J. (1989).- ITC-UNESCO Project on G.I.S. for Mountain Hazard Analysis- *I Simposio Suramericano de Deslizamientos*- Vol. I, pp.214-224, SCG.-Paipa, Agosto 1989
- Varnes, D.J. (1984). - *Landslide Hazard Zonation: a Review of Principles and Practice*.- UNESCO, París, 1984
- Wilches Ch, G. (1993). La vulnerabilidad global. En *Los Desastres no son Naturales* - Andrew Maskey (compilador). Tercer Mundo Editores.

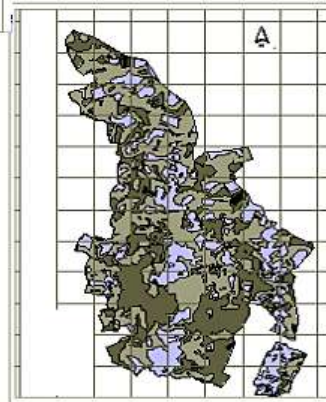
ANEXO

EJEMPLO
DE CARTOGRAFIA
DE AMENAZA-
LOCALIDAD DE
CIUDAD BOLIVAR

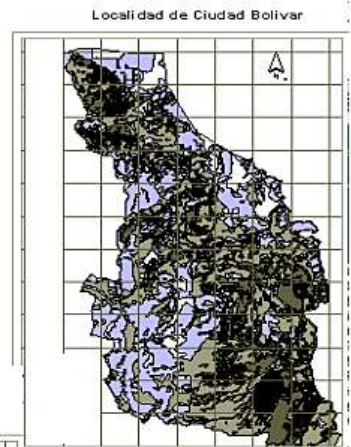
AMENAZA FINAL



PROCESOS



MTN



SES

Relaciones de precipitación crítica – Duración de lluvias que disparan movimientos en masa en Santafé de Bogotá-Colombia

ALVARO J. GONZALEZ G. - IC, M.Sc., DIC; Profesor Asociado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia; Director del Estudio de Amenazas y Riesgos por Inestabilidad del Terreno para Santafé de Bogotá, INGEOCIM Ltda.; Socio, AGC Ltda.

EDUARDO ZAMUDIO H. - IC; Hidrólogo, INGEOCIM Ltda.

RAMIRO CASTELLANOS J. - IC, Magister en Geotecnia; Profesor Universidad Javeriana

RESUMEN: Se presentan la metodología de análisis y las relaciones lluvia acumulada-deslizamientos para Santafé de Bogotá, capital de Colombia. Estas relaciones se utilizaron como insumos para elaborar mapas de amenaza por deslizamientos y además podrían servir de base para la implementación de una red de alertas en la ciudad.

PALABRAS CLAVE: lluvias, deslizamientos, movimientos en masa, lluvia crítica

1. INTRODUCCION

Generalmente los fenómenos de remoción en masa están asociados a los períodos lluviosos, ya que la precipitación es uno de los factores detonantes principales de los deslizamientos.

La intensidad y la duración de la lluvia necesarias para disparar el movimiento dependen en cada caso de las condiciones iniciales de humedad y de la posición del nivel freático en la zona; estas variables guardan una estrecha relación con la precipitación precedente a que ha estado sometido el talud.

Cuando la precipitación cae sobre una ladera o talud, un porcentaje de ella es interceptado por la vegetación, otro se filtra en el suelo o se almacena en las depresiones para luego infiltrarse en él. El proceso de infiltración continúa aún después de que cesa la lluvia y en algún momento pueden crearse condiciones críticas para la ladera o el talud, ya que la humedad del suelo y la posición del nivel freático han aumentado, generando presiones de poros, disminuyendo los esfuerzos efectivos y por consiguiente la resistencia al cortante. Entonces se pueden alcanzar los umbrales de inestabilidad que disparan el movimiento de una parte o de toda la ladera.

El aumento de humedad del suelo y la posición del nivel freático también están relacionadas con el factor antrópico, ya que en

el proceso de urbanización se elimina la cobertura vegetal y en los asentamientos subnormales no se controla adecuadamente el agua superficial y subterránea. Lo anterior hace que la erosión hídrica y la infiltración cambien en relación a las condiciones naturales, creando frentes erosivos y fenómenos de remoción en masa en zonas intervenidas, en especial en las que corresponden a antiguas áreas de explotación minera.

En Santafé de Bogotá no había trabajos previos que permitieran conocer cómo influye la precipitación en la estabilidad de taludes y por consiguiente no había correlaciones para estimar la periodicidad de los eventos o los niveles críticos de precipitación que disparan los movimientos en masa.

Teniendo en cuenta la falta de información, el presente artículo presenta un resumen del análisis para obtener correlaciones estadísticas que se puedan aproximar a la acción del agua meteórica en los taludes en Santafé de Bogotá.

Este análisis hizo parte del “Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Inestabilidad del Terreno para Varias Localidades de Santafé de Bogotá” (INGEOCIM-UPES, 1998), realizado por la firma INGEOCIM Ltda para la Unidad de Atención y Prevención de Desastres (UPES) de Santafé de Bogotá, Colombia.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 Localización

La ciudad de Santafé de Bogotá está localizada entre 04° 28' y 04° 47' de latitud N y 74° 06' y 74° 13' de longitud W, en el sector oriental del altiplano de la Sabana de Bogotá; el cual se ubica en la Cordillera Oriental de los Andes en Colombia. Su altitud media es de 2600 m.s.n.m., con ocupación desde los 2538 hasta los 3200 m.s.n.m.

El límite occidental de la ciudad está definido por el Río Bogotá, cauce principal de la Sabana y de la ciudad, el cual fluye en dirección NE-SW. Los límites oriental y sur los conforman cadenas de montañas con elevaciones que superan en algunos puntos los 3500 m.s.n.m. y por el norte limita con la Sabana.

Santafé de Bogotá tiene un clima frío, sub-húmedo y con tendencia a la aridez hacia el sur y suroeste del área urbana; presenta frecuentes heladas y vientos de baja intensidad. En la zona rural varía de frío a muy frío, este último en los cerros del sur y oriente de la ciudad.

2.2 Climatología General

2.2.1 Temperatura

La temperatura media multianual de Santafé de Bogotá es de 14.8°C, las temperaturas máxima y mínima son de 30.5°C y -5°C respectivamente.

2.2.2 Precipitación

Las condiciones geográficas y orográficas tienen una gran influencia en el régimen pluviométrico de la Sabana de Bogotá: las condiciones geográficas tienen que ver con la localización del área de estudio en la zona de confluencia intertropical, donde predominan los Vientos Alisios, mientras que la configuración orográfica presenta barreras de diferentes alturas que regulan la entrada de humedad a la Sabana de Bogotá (efecto

abrigo).

En consecuencia el altiplano está abrigado por los flujos de los vientos del Este por la Cordillera Oriental y de las circulaciones locales del Valle del Magdalena, al Oeste. El resultado del doble efecto de abrigo es que las lluvias en la Sabana son inferiores al 50%, aproximadamente, de las de las montañas al este o de las de las vertientes que bajan hacia el Magdalena, al oeste.

La distribución anual de las lluvias en la zona de estudio en general es bimodal, como en el resto de la zona Andina, con dos periodos lluviosos intercalados con dos periodos secos. Los periodos lluviosos se inician comúnmente a finales de marzo el primero y a finales de septiembre el segundo, siendo los meses de abril y mayo los de más alta precipitación en el primer periodo lluvioso y octubre y noviembre en el segundo. Los periodos de más baja precipitación se presentan principalmente en enero y febrero, el primero y en julio y agosto, el segundo. Los meses de marzo, junio, septiembre y diciembre pueden considerarse como de transición.

Sin embargo, la amplia cadena de montañas al oriente y al sur de la ciudad se ubica en la interfaz con otro gran sistema hidrológico del país, el de las vertientes de los ríos Orinoco y Amazonas, donde el régimen es monomodal: presenta un solo máximo hacia mediados del año y un solo mínimo a finales y principios del año. Las precipitaciones aumentan de marzo hasta mayo, junio o julio para después disminuir paulatinamente hasta enero o febrero.

La precipitación media multianual varía aproximadamente entre 570 y 1200 mm. En la zona urbana la precipitación disminuye desde los cerros de oriente y suroriente hacia el occidente y sur occidente, en donde alcanza los valores más bajos (Figura 1).

En los cerros orientales la precipitación sobrepasa por lo general los 1000 mm, si bien al noreste y sureste, supera los 1200 mm. La mayor parte de la ciudad se encuentra en el intervalo de 700 a 1000 mm, pero al suroccidente la precipitación es algo inferior a 600 mm, constituyendo la zona más seca de la ciudad. (Figura 1)

En total, se procesaron datos de 9 estaciones climatológicas, 34 estaciones pluviométricas y 4 estaciones pluviográficas. Las longitudes de los registros históricos de las estaciones analizadas varían entre 8 y 40 años.

3.1.3 Estudios Anteriores

Se efectuó la recopilación, estudio y análisis de varios artículos de diferentes investigadores, para verificar el estado del conocimiento.

3.2 Recopilación, Sistematización y Evaluación de la Información

Para determinar la relación Precipitación Crítica-Duración, se utilizó el registro histórico de deslizamientos ocurridos por lluvia en Santafé de Bogotá durante el período de 1930 a 1997, los cuales se discriminaron en el Informe de Inventario de Procesos (UPES-Ingeocim, 1998a), y se utilizaron curvas de masa de precipitación acumulada antecedente a los deslizamientos. La metodología que se adoptó es la propuesta por Castellanos (1996), quien obtuvo las siguientes relaciones generales para Colombia:

$$LL_{crit} = 51.42 + 0.4035 * LL_{an} \quad (1)$$

$$D = 3.2829 * (LL_{crit})^{0.4157} \quad (2)$$

Donde: LL_{crit} = lluvia crítica en mm.
 LL_{an} = lluvia anual en mm.
 D = duración en días.

3.3 Análisis de la Información

Del registro histórico, ya mencionado, de deslizamientos ocurridos en Santafé de Bogotá, obtenido de datos de diferentes entidades oficiales y privadas, se escogieron aquellos reportados como causados por lluvias y que tuvieran localización aproximada y fecha.

Los deslizamientos inventariados se ubicaron en el mapa base y se les asignó una estación hidrometeorológica tomando como criterios la cercanía de la estación a los eventos y su área de influencia. Para el análisis estadístico se tomaron máximo 2 eventos por

estación y en total se analizaron 11 eventos con su estación hidrometeorológica correspondiente. No fue posible la asignación de mayor número de eventos debido a deficiencias de los catálogos de los deslizamientos históricos o a falta de datos diarios de precipitación suficientes de las estaciones cercanas.

Con los registros históricos diarios se construyó una curva de masas de lluvias en forma retrospectiva a partir de la fecha del movimiento y se identificaron varios picos “umbrales” con sus respectivas duraciones. Debido al tiempo limitado para el estudio, no se pudieron analizar todas las duraciones de las curvas de masa, entonces se decidió tomar 4 duraciones que representaran todos los deslizamientos involucrados en el estudio mediante un análisis de frecuencia.

Las duraciones que se obtuvieron con el anterior procedimiento fueron de 8, 20, 36 y 68 días. Para estas duraciones se calcularon las precipitaciones acumuladas en cada estación y se tomaron los valores máximos para cada año con el fin de obtener la serie histórica máxima de las duraciones para cada evento. Estas series máximas se ajustaron a la distribución de valores extremos de Gumbel, la cual es la que mejor se ajusta a los valores diarios.

Para cada estación hidrometeorológica y para cada uno de los dos eventos asignados a ella, se dibujaron las curvas de masa de los eventos de lluvias asociados a deslizamientos y se calcularon los periodos de retorno de las duraciones representativas y las lluvias acumuladas del evento (Figura 2).

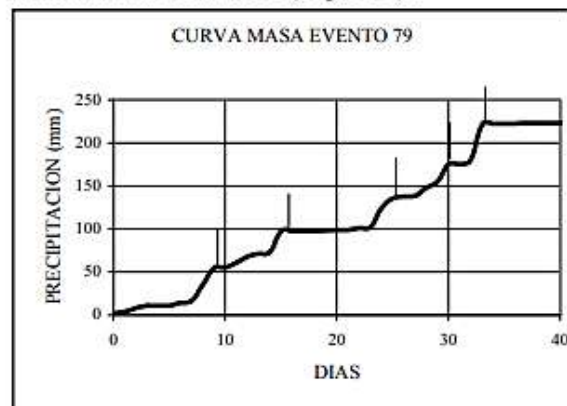


Figura 2 - Curva de masa típica

Se tomó como la lluvia acumulada crítica representativa de cada estación hidrometeorológica la que tuviera mayor periodo de retorno, pues es el evento menos frecuente.

Luego se hicieron análisis de correlación entre la lluvia crítica vs la lluvia media multianual y de duración vs la lluvia crítica de todas las estaciones, con el fin de poder asignar una lluvia crítica con su duración a las estaciones que no tuvieran eventos asignados y así poder zonificar el área de estudio (Tabla 1 en Anexo).

4. RESULTADOS

4.1 Correlaciones

De los análisis se encontró que el área de estudio se puede dividir en dos zonas a partir de la lluvia crítica y de la duración, con las siguientes correlaciones:

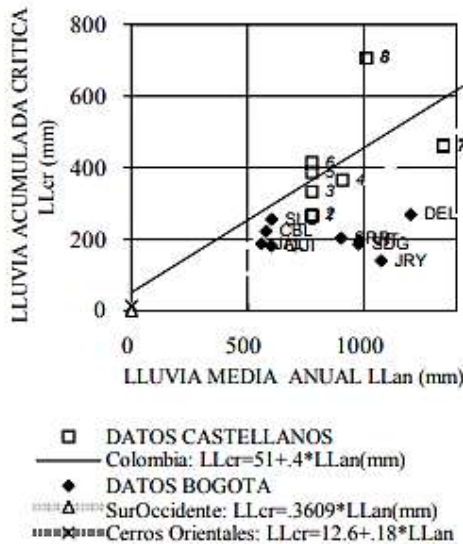


Figura 3 – Lluvia Crítica y Lluvia Anual

ZONA SUROCCIDENTAL
 $LL_{crit} = 0.3609 LL_{an}$ (3)

CERROS ORIENTALES
 $LL_{crit} = 12.6326 + 0.1814 LL_{an}$ (4)

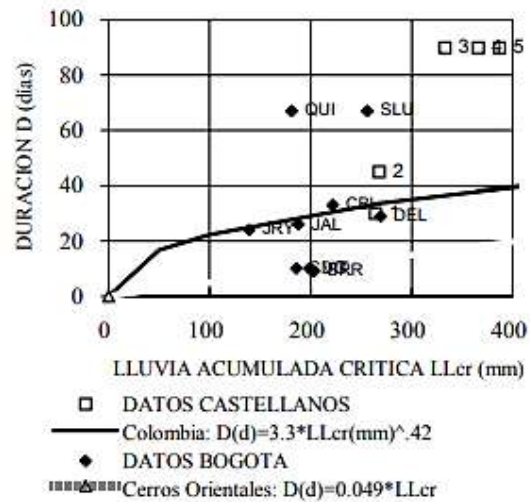


Figura 4 – Duración y Lluvia Crítica

ZONA SUROCCIDENTAL
 $D = 3.2829 LL_{crit}^{0.4157}$ (2)

CERROS ORIENTALES
 $D = 0.04923 LL_{crit}$ (5)

Es de anotar que para la Zona Suroccidental las correlaciones son muy similares a las de Castellanos (para la de Duración-Lluvia Crítica se adoptó la misma), mientras que para la Zona de los Cerros Orientales, las relaciones son diferentes, tal vez por el efecto del denso entorno urbano.

4.2 Precipitación Crítica

La precipitación crítica varía entre 135 mm y 260 mm aproximadamente. Como se expresó anteriormente, la lluvia crítica tiene una relación directa con la lluvia media multianual en el espacio, esto es: para las partes altas la lluvia crítica crece y para las partes bajas disminuye de igual forma temporalmente esta asociada con los periodos lluviosos (Figura 5)

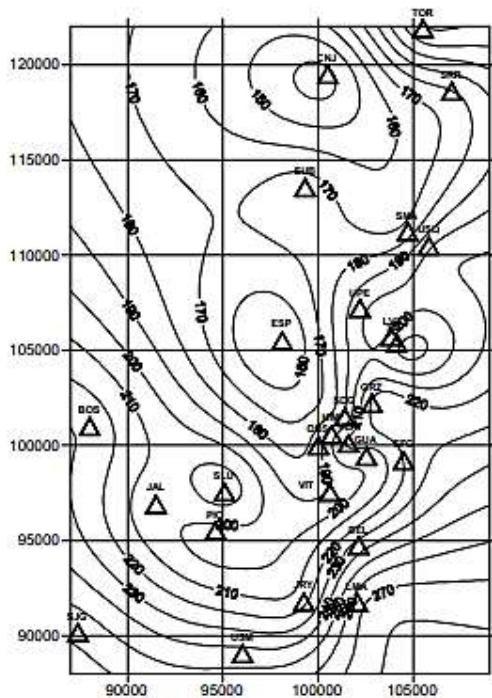


Figura 5 – Distribución de Lluvia Crítica (mm)

4.3 Duración

Las duraciones de lluvias críticas oscilan entre 10 y 30 días aproximadamente, 10 días para la zona de los cerros orientales y 30 días para zona suroccidental (Figura 6)

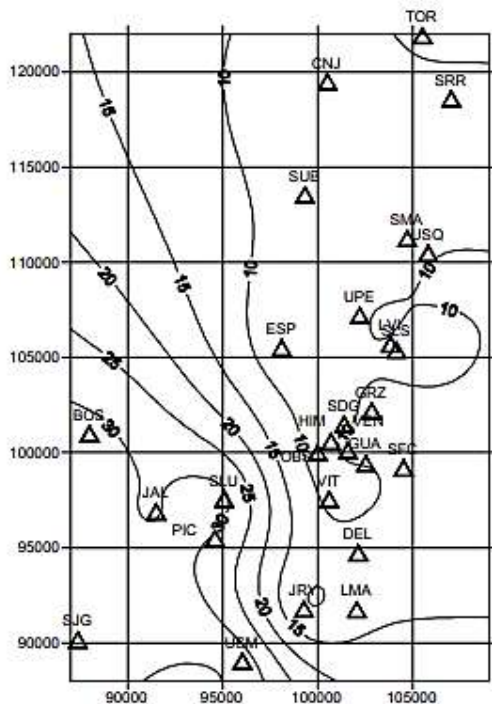


Figura 6 – Distribución de la Duración (días)

4.4 Períodos de Retorno

Los períodos de retorno no guardan ninguna relación aparente con los demás parámetros, el valor máximo es de 37 años y el mínimo de 9 años (Figura 7).

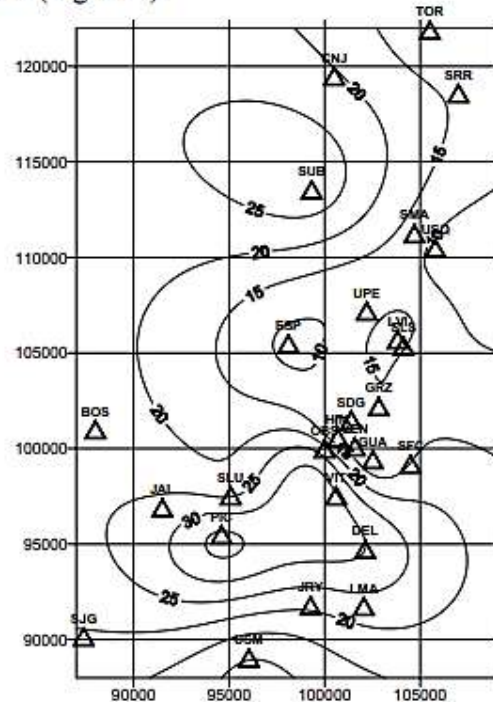


Figura 7 – Distribución de Período de Retorno (años)

Esta gran variación puede deberse a la disparidad de longitudes de registro entre las diferentes estaciones empleadas en los análisis.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la UPES y a INGEOCIM la deferencia al autorizar la publicación de este artículo.

REFERENCIAS

Castellanos, R. (1996).- *Lluvias Críticas en la Evaluación de Amenazas de Eventos de Remoción de Masa* - Tesis de Magister en Geotecnia - Universidad Nacional de Colombia - Departamento de Ingeniería

- Civil. Santafé de Bogotá - Julio 1996
- Castellanos, R., González A.J. (1997). - Algunas Relaciones de Precipitación Crítica - Duración que Disparan Movimientos en Masa en Colombia - 2o. Simposio Panamericano de Deslizamientos - Vol. 2 pp. 863-878 - ABMS - Río de Janeiro, Nov 1997.
- EAAB- IRH (1995). - *Estudio para el Análisis y Caracterización de Tormentas en la Sabana de Bogotá*- Vol I- Informe General- Nov. 1995
- EAAB (1995). *Estudio prospectivo de acueducto y alcantarillado.*
- Focardi, P; Capecchi, F. (1988) - Rainfall and Landslides: Research into a critical precipitation coefficient in an area of Italy - *Proceeding V ISL- Lausanne, Swz- Ch.* Bonnard, Ed.- A.A.Balkema- Vol 1 - pp. 1131-1136
- Gómez I., S. (1992). - Metodologías para la predicción de movimientos de masa asociados con lluvias en medios tropicales. *VII Jornadas Geotécnicas, S.C.I. 1992.*
- Gómez I., S.; Velez O., M.A. (1990). - Relaciones entre Niveles Freáticos, Precipitaciones y su Influencia en la Estabilidad de Taludes- Meseta de Bucaramanga - *I Conferencia Colombiana de Geología Ambiental - III Conferencia de Riesgos Geológicos en el Valle de Aburrá* - Medellín, EAFIT- 1990
- González G., A.J. (1990) - Conceptos sobre la Evaluación de Riesgo por Deslizamientos - *VI Jornadas Geotécnicas- SCI* -Tomo I, pp. 153-170, Bogotá, Octubre 1990.
- Guidicini, G; Nieble, C.M. (1983).- *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação* - Cap. 1.5 - Correlação entre pluviosidade e escorregamentos (pp. 11-18) - Edgard Blücher, São Paulo, 196pp, 1983
- Holdridge, L.R. (1966).- *Ecología Basada en Zonas de Vida* - IICA - San José, Costa Rica- 216 pp.-Tercera Reimpresión -1987.
- IGAC (1997).- *Diccionario Geográfico.*
- INGEOCIM-UPES (1998).- *Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Inestabilidad del Terreno para las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe, San Cristóbal, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba de Santa Fé de Bogota* - Octubre 1998
- INGEOMINAS, (1996). Estudio Geotécnico de la Quebrada Chiguaza - Fase II.
- MISION SIGLO XXI. (1996). *Perfil Ambiental de Santa Fe de Bogotá.* DAMA, FONADE - DNP, GRANAHORRAR.
- Molina, L. F. (1997). *Cerros, Humedales y Areas Rurales.* DAMA.
- Montealegre, J.E. (1979). Análisis de algunos parámetros meteorológicos en Bogotá. HIMAT.
- ORSTOM-IGAC (1984).- *Estudio Regional Integrado del Altiplano Cundiboyacense* - Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre Mer France - Instituto Geográfico Agustín Codazzi - Bogotá, 1984
- Oster R. (1979). Las precipitaciones en Colombia. *Revista del Instituto Geográfico Agustín Codazzi*, Volumen VI No 2.
- Ray, K. L. (1992). *Hidrología para Ingenieros* Mc Graw Hill. Mexico.
- Wieczorek,G.F. (1987).- Effect of Rainfall Intensity and Duration on Debris Flow in Central Santa Cruz Mountains, California - *Reviews in Engineering Geology* - Volume VII -pp. 93-104 - Geological Society of America -
- Wieczorek,G.F.; Wilson,R.C.; Mark,R.K.; Keefer,D.K.; Harp,E.L.; Ellen, S.D.; Brown, W.M; Rice, P. (1990).- Landslide Warning System in the San Francisco Bay Region, California.- *Landslide News* No. 4, Japan Landslide Society- July 1990- pp.5-8

ANEXO 1

TABLA 1. ESTACIONES HIDROMETEOROLOGICAS - LLUVIA ANUAL Y LLUVIA CRITICA

CODIGO	NOMBRE	SMB	PERIODO años	ELEVAC. m.s.n.m.	COORDENADAS		Panual (mm)	Peritica (mm)	Duración (días)	Tr (años)
					N	E				
2120008	SAN FRANCISCO	SFC	1934 - 1997	3047	99200	104500	1144.2	220.19	10.8	15.1
2120013	EL DELIRIO	DEL	1935 - 1997	3000	94730	102120	1221.2	234.15	11.5	30.0
2120023	SAN DIEGO	SDG	1946 - 1997	2700	101500	101390	994.3	193.00	9.5	10.4
2120031	CERRO SUBA	SUB	1947 - 1997	2691	113550	99320	888.8	173.86	8.6	28.0
2120032	EL GRANIZO	GRZ	1947 - 1997	3125	102200	102830	1149.6	221.17	10.9	14.3
2120040	SAN LUIS	SLS	1936 - 1997	2900	105380	104130	989.5	192.12	9.5	15.4
2120052	SANTA LUCIA	SLU	1956 - 1997	2630	97550	95080	594.7	214.63	30.6	24.6
2120059	TANQUE JALISCO	JAL	1957 - 1997	2599	96900	91500	563.3	203.29	29.9	26.5
2120066	LA VIEJA	LVI	1958 - 1990	2720	105710	103822	1023.8	198.35	9.8	16.8
2120077	TORCA	TOR	1960 - 1969	2579	121900	105500	1135.1	218.54	10.8	11.6
2120111	USAQUEN SANTA ANA	USQ	1929 - 1997	2647	110480	105800	1020.9	197.82	9.7	9.1
2120124	SANTA MARIA DE USME	USM	1977 - 1995	2800	89046	96036	675.0	243.61	32.2	10.3
2120154	BOSA BARRENO	BOS	1947 - 1997	2550	101000	88000	628.5	226.83	31.3	23.1
2120156	LA PICOTA	PIC	1990 - 1997	2580	95500	94600	547.3	197.52	29.6	35.6
2120160	EDIFICIO HIMAT	HIM	1987 - 1997	2685	100575	100690	1007.8	195.44	9.6	12.0
2120198	GUADALUPE	GUA	1987 - 1997	3316	99430	102520	1062.8	205.42	10.1	11.3
2120201	LA MARIA	LMA	1986 - 1996	3100	91750	102050	1391.6	265.06	13.0	22.9
2120202	SERREZUELA	SRR	1990 - 1997	2800	118600	107000	920.8	179.66	8.8	14.1
2120204	JUAN REY	JRY	1990 - 1997	2985	91780	99260	1131.6	217.90	10.7	21.0
2120208	LA CONEJERA	CNJ	1990 - 1995	2500	119500	100500	693.5	138.43	6.8	20.5
2120523	OBSERV. NACIONAL	OBS	1900 - 1993	2556	100000	100000	957.7	186.36	9.2	21.2
2120524	VITELMA	VIT	1947 - 1997	2800	97540	100600	982.1	190.79	9.4	30.5
2120558	VENADO DE ORO	VEN	1965 - 1997	2725	100105	101581	1092.5	210.81	10.4	12.0
2120572	SAN JORGE	SJG	1973 - 1997	2900	90160	87380	711.9	256.92	33.0	19.5
2120573	CENTRO MEDICO ANDES	SMA	1985 - 1997	2575	111250	104700	895.6	175.09	8.6	12.7
2120604	ESAP	ESP	1985 - 1997	2553	105500	98100	764.0	151.22	7.4	9.1
2120619	UNIVERS. PEDAGOGICA	UPE	1986 - 1997	2570	107200	102200	1012.8	196.35	9.7	12.2

Nota: Sistema de coordenadas del Departamento Administrativo de Planeación Distrital de Santafé de Bogotá

Thresholds for rainfall events that induce landslides in Colombia

A. J. González-García

Associate Professor, Faculty of Engineering, National University of Colombia

R. Mayorga-Márquez

Geologist, Institute of Hydrology, Meteorology and Environmental Studies (IDEAM)- Bogotá, Colombia

ABSTRACT: Considering that rainfall is the natural event that more often triggers landslides, and following previous studies, this paper presents a methodology that was developed to propose rainfall thresholds that trigger landslides in Colombia, by means of relationships between the accumulated rain in the soil (antecedent rainfall) and the rain which falls the day of the landslide occurrence (event rainfall). The country was divided into four (4) zones and for each one of them a threshold curve was obtained. These curves will be calibrated and used in IDEAM near-real time information system to provide nationwide landslide alerts in Colombia.

1 INTRODUCTION

Colombia is a country that because its geographic, geological, geomorphological and climatic conditions has very frequent landslides that cause a high environmental and socioeconomic impact. According to Castellanos (1996), disastrous events like flooding, landslides, avalanches, etc., are caused in a 96% by meteorological conditions: 56% by prolonged rainfall, 37% by intense short duration rainfalls and in a less account by hurricanes.

IDEAM is developing a model to forecast mass movement hazards in near-real time. This model is a result of the integration of two components: the susceptibility of the physical environment (geology, geomorphology, edaphology, etc.) and the rain as a triggering factor. Up to now, this Institute (IDEAM, 2002) has proposed some ranges and critical values for this rainfall.

The present project, by means of a semi-quantitative evaluation of the relationship between rainfall and landslides and using a statistical analysis that allows to establish the relationship between rainfall periods and the landslides recorded in different regions of the country, will contribute to adjust the triggering factor in the forecast model that IDEAM is developing.

2 OVERVIEW

2.1 Mass movements

As it widely known, mass movements are defined as movements of sediments, residual soils or rock masses that occur in a slope in which all the material moves downhill (Coates, 1990). These move-

ments of varying volumes of materials towards inferior levels occurs directly because of gravity (Juvenal, 1993). These phenomena are also known as mass movements or terrain movements.

Mass movements that are frequently caused by rainfall are landslides, earthflows and torrential avalanches. The water effect which produces mass movements on the hillside differs, depending on the local soil conditions and on the processes that originates the rainfall in each area. Different characteristics of rainfall produce different types of mass movements. This research focuses its analysis on landslides, but in some cases other types of mass movements are also present.

2.2 Evaluation of rainfall as a triggering event

Studies conducted in Colombia and around the world show the existing relationship between the occurrence of mass movements and the accumulated rainfall. This relationship explains the movement that occurs when certain values of the rainfall parameters like quantity and duration are critical.

In accordance with studies of the Japanese Geotechnical Society (1997) and D'Orsi et al (1987), the method to determine the relationship between rainfall and landslides, considers that there are two types of principal effects of rainfall: "the accumulative effect of the rainfall or long term precipitation and the immediate effect of rainfall or short term precipitation, that occurs just before the landslide"

Based on the above, the triggering rainfall of a landslide is the resultant between the two types of rain: the accumulated rainfall and the event rainfall.

In the present study, intensity and duration of the two types of rainfall were analyzed:

- The accumulated rainfall or long term precipitation also denominated in Castellanos (1996) as critical rain. This type of rain is evaluated as a result of the accumulated rainfall at most during the 180 days prior to the occurrence of a landslide.
- The event rainfall or short term precipitation, defined as the precipitation recorded during 24 hours prior to the occurrence of a landslide.

3 METHODOLOGIES THAT RELATE RAINFALL WITH LANDSLIDES

Throughout the world there are several investigations that show the importance and influence of rainfall in the occurrence or recurrence of landslides. These include countries like Japan, Italy, United States, Costa Rica, Colombia and others.

Within the advances achieved, some are:

- Determination of the triggering rainfall thresholds related with the accumulated rainfall. This allows the activation of an alarm system when the accumulated daily rainfall reaches this value.
- Determination of the rainfall that is commonly assigned as trigger of the phenomenon: the short term rainfall or event rainfall.
- Definition of indexes related with the susceptibility of landslides to occur in which the studies take into account both types of rainfall.
- Implementation of warning systems in different places of the world, by means of a network of stations as it is the case of San Francisco Bay in California (United States), Hong Kong and Rio de Janeiro. These systems are based on: the short term forecast, the pluviometric and/or pluviographic records and the reports of movements. For example, in Hong Kong it consists of a calibrated curve between accumulated rain in 15 days and one day rainfall..

In Colombia there are studies about the relationship between accumulated rainfall and the occurrence of landslides. Worth to mention are: Gómez (1992), Castellanos (1996), Castellanos & González (1996, 1997), and González and others (1999). The studies of Castellanos (1996), and Castellanos & González (1996, 1997) are based on an inventory of more that five hundred landslides. From these, the ones located in thirteen areas of Colombia were selected. In this study, daily pluviometric information were analyzed in terms of Gumbel probabilities of occurrence. Its most relevant results were:

- Critical rainfall ($LLcr$) can be related with the annual rainfall ($LLan$) in a linear way

$$LLcr(mm) = 51.4 + 0.403 * LLan (mm) \quad (1)$$

- Critical duration (Dcr) relates potentially with the critical rainfall ($LLcr$):

$$Dcr (days) = 3.283 * [LLcr (mm)]^{0.416} \quad (2)$$

4 METHODOLOGY AND RESULTS

Since landslides represent one of the effects of the rainfall on hillslopes, historical landslides that have occurred in Colombia were selected in order to achieve the objective of this study. The selection was made taking into account those landslides with information about the exact place and date of occurrence. In this paper the term "event" is used to refer to "landslides". The selection of such events was based on the evaluation of pluviometric information, obtained from data recorded in the stations nearby to each study site. For the period between 1950 and 2000, 132 events were selected and within them, several types of mass movements and other unclassified movements were identified.

The most relevant objective of this research is the construction and evaluation of a forecasting methodology, which would allow to predict the occurrence of a landslide in the whole Colombian territory, based on meteorological data.

4.1 Evaluation of accumulated rainfall threshold as a trigger of landslides

4.1.1 Analysis of accumulated rainfall

Accumulated rainfall thresholds are determined with the method of Critical Rainfall, already mentioned. Such analyses are made using the Gumbel distribution and an accumulative rainfall regressive curve beginning on the day of the landslide to determine accumulated rainfall thresholds (Figure 1).

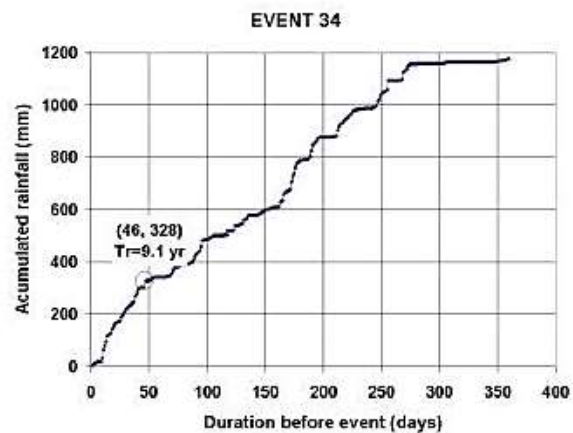


Figure 1. Regressive curve of accumulated rainfall (event 34)

In the analysis, the critical threshold of the accumulated rainfall is identified with the highest pre-

precipitation intensity (accumulated rain/days). This identification is made using graphical and analytical criteria. The first criterion is based on the analysis made to the regressive curve of the accumulated rainfall, that allows to obtain such threshold, at the point where there is a significant change in the slope of the curve (circle), which usually marks the beginning of a dry period (Figure 1). On the other hand, the identification of such threshold is analytically made: the value of the accumulated rain of the highest return period is assigned as a critical threshold. The results of the described method for the 132 inventoried events are: the accumulated rainfall oscillates between 70 and 2,500 mm, with a critical duration between 8 and 180 days and a return period that fluctuates between 1 and 140 years. From these data it was concluded that the thresholds of the accumulated rain have very wide ranges as well a very varied duration and return periods, indicating that this type of rainfall should be characterized by regions.

4.1.2 Methodology to determine "type" events and to zonify Colombia based on accumulated rainfall thresholds.

To accomplish a regional characterization of the Colombian territory, other statistical methods were used, that backup the accumulated rainfall thresholds and allow to identify "type events", which define the most representative landslides of each region.

4.1.2.1 Regression models

This methodology was initially based on the construction of simple regression models, because prior studies (i.e. Castellanos, 1996) showed the existence of a direct linear relationship between accumulated and annual rainfall, as well as direct power relationships between critical duration and accumulated rainfall. To apply these models for the entire national territory, not only the more representative events were selected, but also those with best distribution in the Colombian geography. Accumulated rainfall isoline maps, as well as critical duration, and rainfall and annual rainfall relation maps were produced, to try to get some kind of correspondence to define regions where such variables presented a homogeneous behavior.

Since such homogeneity was not obtained, the 132 events were located on the map of climatic regions of Colombia, to visualize homogeneity and to be able to develop other models, that were constructed for regions that present enough events and are intended to identify "type" events of each region.

4.1.2.2 The cluster method

Looking for a convenient statistical method that could be applied to regionalize the Colombian terri-

tory, based not only on the accumulated rainfall thresholds but also on the "type" events, the statistical cluster method was found to work best. This method consists of classifying a population in two or more homogeneous groups, from the variables selected as cluster base (Dallas, 2000).

28 events that occurred in the cities of Bogotá and Manizales were not taken into account when applying this method, because such events were not only triggered by the rainfall, but it was found that they were also triggered by anthropic activities. Other events were also eliminated because of ill-defined thresholds. This reduced the data base to only 103 events.

Other 25 events were also eliminated that were atypical because they had some of the following characteristics: accumulated rainfall with a non significant return period (less than two years); events that are classified as surface movements (flows or creep), or pluviometric data obtained in stations not close enough (more than 30 km). The data base was finally conformed by 78 events. In the characterization of groups, the values of the parameters that define the threshold of each event were compared with the average value of the accumulated rainfall of the group. This comparison was made by groups and by regions. To obtain this, a comparison matrix we elaborated that allowed to eliminate 4 further events, leaving the data base for this research with 74 "type" events.

With the Cluster method, 4 groups were defined, (Figure 2) which present similarity in its average values of accumulated rainfall, annual rainfall, duration and altitude. The direct relationship between accumulated rainfall and annual rainfall was confirmed, and an inverse relationship between accumulated rainfall and altitude was observed.

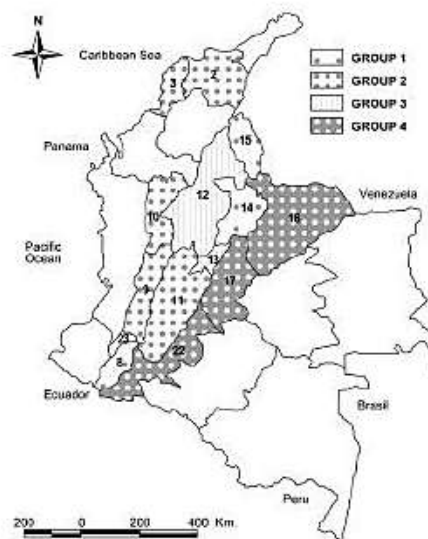


Figure 2. Regionalization of Colombia based on accumulated rainfall thresholds

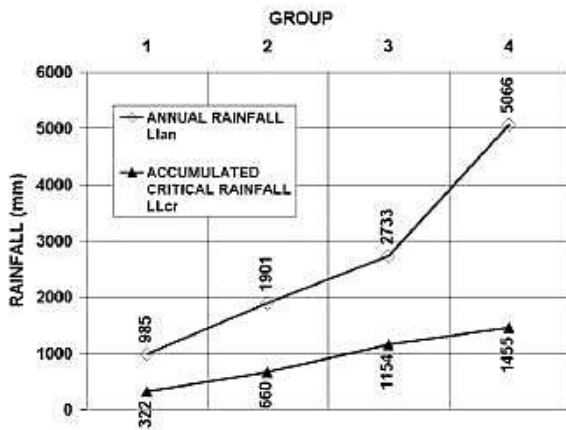


Figure 3. Comparison between annual and accumulated rainfall

The groups were ordered by increasing values of mean accumulated rain. The first group represents the highest regions, those located above 2,700 meters above sea level, and also with the lowest values of accumulated rain (322 mm), which occur with the shortest durations (71 days). The groups that follow, are: the second with 660 mm, the third with 1,154 mm and the fourth with 1,455 mm of mean accumulated critical rainfall. In general critical duration of accumulated rainfall lies between 70 and 80 days.

The lower altitude zones, which are those located at around 1,000 meters above sea level and that belong to the Arauca-Meta watershed and the Llanos and Amazonia foothills, are in the last fourth group. In these two regions the formation of precipitation is directly associated with forced orographic rises and in these conditions the soils need a lot of accumulated rainfall in order for a landslide to occur, (mean accumulated rainfall of 1,455 mm). It is important to note that these regions present high annual precipitations with an average of 5,066 mm/year.

Even though the regionalization of the Colombian territory, based on accumulated rainfall, was defined through statistic analysis, it suggested the existence of a relationship not only with the sites' meteorological conditions, where the "type" events occur, but also with the susceptibility of the terrain to landslides. To verify this, the type events were located in the map of terrain susceptibility to mass movements created by Vargas and others (2002). The result for the different groups shows a correspondence between the accumulated rainfall thresholds and the susceptibility of the terrain. In other words, the first group regions conformed by the higher zones like the Sogamoso and Catatumbo watersheds and the Nariño mountains, is where the amount of the accumulated and annual rainfall have the lowest values from all groups, close to 322 and 985 mm of precipitation respectively. And the susceptibility of the terrain to landslides in these regions is very high. The second and third groups, principally the inter-Andean valleys have much higher values of accu-

mulated rain than the first group, and their susceptibility to landslides is classified between moderated to high.

Finally, the fourth group, formed by the Llanos and Amazon foothills, presents a low to moderate susceptibility, requiring the highest accumulated rainfall value in order to have landslides.

4.1.2.3 The logistic regression model

A probability model of occurrence of landslides in Colombia was constructed by using a logistic regression model, which allows to obtain a linear combination of the variables associated to the occurrence of such event, and to calculate the probabilities of the occurrence of a landslide. In particular, the probability of the *i*-th event is:

$$P_i = \frac{1}{1 + e^{-(\beta_0 + \beta_1 X_1 + \dots + \beta_r X_r)}} \quad (3)$$

With this method, levels of probability of landslide occurrence can also be determined, giving certain environmental conditions, and it allows to establish the relationship between the accumulated rainfall (LLcr) and the rainfall event (LLev), which defines the triggering rainfall threshold.

In Colombia the more significant rainfall in the formation of landslides is the accumulated rain. In the logistic regression model, this variable is explicit in the relationship with the annual rainfall, and for this reason, its behavior is explained when the accumulated rainfall reaches a considerable percentage of the annual rainfall, which is close to 30%, and for this reason there is a moderate to high probability of a landslide occurrence. Furthermore, a moderate probability is considered when the accumulated rainfall represents between 20 and 50% of the average rainfall of the site; when this relation is higher, the probability is high, and if the relation is lower, the probability is low.

In the event rainfall, previous to the saturation of the hillside given by the accumulated rainfall thresholds, an intensity superior than 18 mm/day is considered important or significant. In the analysis of the maximum probability of event occurrence, it was observed that in 74 type events, a precipitation higher than 40 mm/day is required to get a high probability of occurrence of the phenomenon.

To compute the model in the four groups, an Excel macro was developed, which gives values of landslide probability of occurrence, given the conditions of accumulated rainfall in 5, 10, 15, 20, 25, 35, 45, 60, 75 and 90 days, depending in each case on the conditions of the event rainfall.

In accordance with the predicted values, the fourth group, which comprises the Llanos and the Amazon foothills, is the one which presents the

highest probability of occurrence of an event. This group is followed in order of importance by the second and third groups which comprise the inter-Andean valleys and the high regions of the Sogamoso, Catatumbo and Nariño Mountains respectively. Finally, the third group presents the lowest probability and comprises the Magdalena Middle Valley, the Bogotá plateau and the High Patia River (Figure 2).

4.2 Event rainfall as a landslide trigger factor.

To analyze this rainfall and to complete the prior analysis, evaluation of the daily series of precipitation was continued, for data of representative stations in the four “type” event groups, taking into account only the days “with rain”, meaning the days in which the precipitation is different from “zero.” For this, “box diagrams” by groups were elaborated, to analyze and compare daily rainfall behavior in its variability and distribution. In other words, an exploratory analysis of the total precipitation in 24 hours was conducted, not only to evaluate its maximum values, but also to establish the limits for the maximum rainfall. Furthermore, as part of this analysis a comparison of the event rainfall behavior within the four groups, was made using histograms.

From the previous information it could be deducted that in the regions belonging to the first group, the daily event rainfall is light (4 mm/day) and therefore not significant as a landslide trigger. On the other hand, the rainfall of the regions that are part of the second and third group presents a similar behavior but with higher intensity if compared with the first group of rainfall, with average daily event values of 9 and 32 mm/day respectively. Finally, in the fourth group the event rainfall has higher intensity if compared with the other regions, reaching an average of 90 mm/day.

4.3 Relationship between short-term and long-term rainfall as a landslide trigger.

To determine the threshold for the trigger rainfall, through the relationship between the event rainfall (LLev) and the accumulated rainfall (LLcr), values of the event rainfall for probabilities 0.05, 0.25, 0.50, 0.75 y 0.90 were obtained. To do this, the b-gistic regression equation was solved using an Excel routine that includes the Solver tool and the application for probability levels, giving the conditions of the accumulated rainfall, annual rainfall, relations between rainfall and altitude. In this methodology a probability of 0.5 was selected as a level of decision and as criteria of a landslide occurrence, the curve relating the variables defining the “trigger rainfall” threshold was selected (Figure 4). In this curve, the precipitation that surpasses the relation between the event rainfall and the accumulated rainfall is known

as the “trigger rainfall”, which has a high probability to generate a landslide.

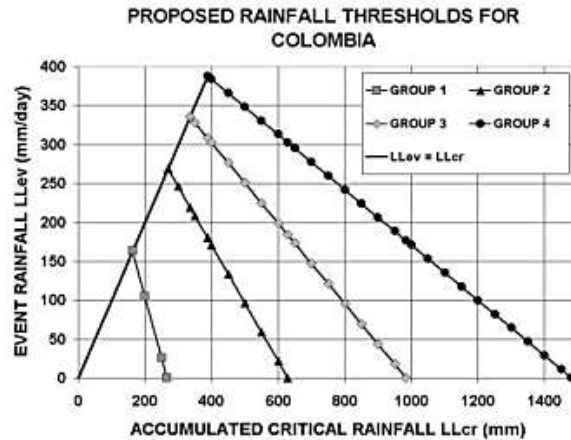


Figure 4. Trigger rainfall thresholds for the four regions.

The rainfall thresholds for each group are given by :

$$LLev \text{ (mm/day)} = A * LLcr \text{ (mm)} + B \quad (4)$$

GROUP	A	B
GROUP 1	-1.5824	421.5517
GROUP 2	-0.7479	470.2936
GROUP 3	-0.5172	509.0898
GROUP 4	-0.3550	525.6627

5 CONCLUSIONS

The study of the causes of landslides, based on some meteorological variables, specially the precipitation, is very important for the well being of a nation, since it allows not only the probabilistically quantification of the influence of this phenomenon in the occurrence of landslides, but also contributes to minimize the usual consequences of landslides. From the present study it can be concluded:

- The occurrence of mass movements is directly related with the accumulated rainfall. When this rainfall surpasses its precipitation thresholds, the occurrence of a landslide event is almost certain.
- There is a relationship between the accumulated rainfall thresholds, not only with return periods, but also with some types of mass movements. This relationship explains that events caused by the accumulated rainfall with low return periods (less than 2 years), usually corresponds to shallow movements like mudflows.
- Persistent rainfall acts as a landslide trigger. Because landslides as such occur in times that are classified as “rainy” and “very rainy” by the precipitation index. This conclusion was derived

- from analysis made to events that occurred during years of “La Niña” climatic phenomenon.
- There is a direct relationship between the accumulated and the annual rainfall. This indicates that the landscape morphology tends to “accommodate” to its meteorological environment,
 - Accumulated critical rainfall is the most significant type of rain in the formation of landslides in Colombia.
 - Event rainfall contributes to the generation of landslides when the hillside is saturated. This is supported by the fact that in 70.3% of the “type” events, it rained the day of the landslide.
 - There is a direct relation not only between the connective thermic precipitations and the flows, but also between the orography and the landslides. There are events whose high intensity of precipitation the day of the event, induces the occurrence of soil flows. On the other hand when the precipitations are orographic the mass movements generated are commonly landslides.
 - The highest occurrence of mass movements in Colombia takes place during May and November. These months coincide with the end of the rainy seasons that corresponds to the bimodal rainfall regime that prevails in the Andean region.
 - The inter-Andean valleys are the areas most affected by landslides. This region has a high susceptibility to landslides. This explains why 66% of the events occur in this region
 - Most of the events occur in the so-called “optimum pluviometric strip”: more than 50% of landslides inventoried occur at average altitudes close to 1.500 masl, approximately in the middle of the hillside, in the inter-Andean valleys.
 - In the Llanos and Amazon foothills (Group 4), the accumulated rainfall presents the highest values. For that reason, there are landslides even with low to moderate terrain susceptibility,
 - In the Sogamoso and Catatumbo watersheds and in the Nariño mountains (Group 1), the accumulated rainfall presents the lowest values and the susceptibility of the terrain is the most important factor of landslide occurrence in these zones.
 - Trigger rainfall thresholds presented in this paper will allow adjustment of the rainfall values already established in the IDEAM landslide forecast model. These thresholds must be revised every day through observation, to get higher accuracy in the warnings to be established in the future by the Environmental Information Service
 - This research on the relationships between rainfall and landslides, should continue with the gathering of a more complete database which should contain the variables that define both the internal (soil, rocks, underground, vegetation) and external (rainfall, earthquakes, erosion, anthropic events) causes of mass movements.

- It is important to develop a detailed study to differentiate the types of mass movements that are present, taking into account the real conditions of the water- soil interaction processes.
- The empirical relationships between rainfall and landslides have proven to be very effective and important. Some warning systems have been implemented in different places of the world, establishing a network of stations, which should be implemented in Colombia in a close future, designing specific networks for the follow up of the rain parameters that generate landslides. A local network of this type is now (2004) under implementation in Bogotá, capital city of Colombia.

REFERENCES.

- Castellanos, R. (1996): *Critical Rainfall in Evaluation of Hazard Due to Mass Movements*- Unpublished M.Sc. Thesis (in spanish).- Colombia National University – Civil Engineering. Dept.-Bogotá, Colombia, 270 pp.
- Castellanos, R. & Gonzalez, A.J. (1996): Relationships Between Annual and Critical Rainfall that Trigger Mass Movements (in spanish) - *IX Geotechnical Meeting*, Colombian Society of Engineers (SCI). Bogotá, Colombia. pp. 4.62 – 4.70.
- Castellanos R. & Gonzalez A.J. (1997): Some Critical Precipitation-Duration Relationships of Rains that Trigger Mass Movements in Colombia (in spanish). *2nd Panamerican Symposium on Landslides*– ABMS, Vol. 2. Rio de Janeiro. p 863-877.
- Coates, D. (1990) *Environmental Geology (spanish translation)*. Ingeominas. Bucaramanga, Colombia. 87 pp.
- Dallas, J. (2000): *Multivaried Methods Applied to Data Analysis. (apanish translation)*. Intl. Thomson Ed.. Mexico. 316 pp.
- D’Orsi, R.; C. d’Avila, C. & Ortigao, J.A.R.; Dias, A.; Moraes, L.& Santos, M. D. (1987): Rio-Watch: The Rio de Janeiro Landslide Watch System. *2nd Panamerican Symposium on Landslides*– ABMS, Vol. 1. Rio de Janeiro. pp 21 –29.
- Gomez, S. (1992): Methodology to Predict Mass Movements Associated to Rainfall in Tropical Media (in spanish). *VII Geotechnical Meeting*, SCI. Bogotá, Colombia. 9 pp.
- Gonzalez, A..J.; Zamudio, E. & Castellanos, R. (1.999): Critical Precipitation-Duration Relationships that Trigger Mass Movements in Santa Fe de Bogota– Colombia. (in spanish) - *XI PCSMGE*, Foz de Iguassu, Brasil. Vol 2, pp. 709-716.
- IDEAM. (2002): *Preliminary Guide to Execute Some Activities in the Environmental Alerts Service- First Aproximation*. -Internal document (in spanish). Bogotá. 16 pp.
- Juvenal, R. (1993): *Studies and Treatment Measures. Geodynamical Phenomena* (in spanish). Perú. 60 pp.
- Mayorga-Marquez, Ruth (2003).- *Determination of Rainfall Thresholds as Landslide Trigger in Colombia* -Unpublished M. Sc. Thesis- (in spanish).- Colombia National University - Meteorology Dept. – Bogotá, Colombia., 223pp
- The Japanese Geotechnical Society (1997): *Manual of Zonation of Areas Susceptible to Rain-Induced Slope Failure*. Asian Technical Committee of Geotechnology for Natural Hazards- ISSMFE, Tokyo.- 81pp.
- Vargas, G., Sanchez, R. & Mayorga, R. (2002): IDEAM Model and Hazards Maps to Forecast Landslides in Real Time-(in spanish).- *Latinoamerican Symposium on Erosion Control* -Bucaramanga, Colombia.- 7 p.

Inestabilidad de taludes por deslaves

Judy S. Valverde y Álvaro J. González

Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá

RESUMEN

Los deslaves son movimientos someros del terreno debido a lluvias intensas, donde intervienen variables como geometría del talud, tipo de suelo, susceptibilidad a la erosión, vegetación y cambios de origen antrópico, generando procesos de inestabilidad que de no detectar su posibilidad con anterioridad, pueden conllevar a deslizamientos someros que afectan grandes áreas. Para el estudio de los deslaves en Colombia se recopiló y analizaron datos de nueve eventos en los departamentos de Antioquia, Valle, Santander y Cundinamarca. Se empleó información secundaria para obtener los modelos geológico-geotécnicos y así modelar la respuesta de cada ladera a lluvias antecedentes de 1, 5, 15 y 30 días, por medio de un programa de métodos numéricos para resolver la ecuación de Richards en la zona vadosa del perfil del suelo. Esta investigación es una primera aproximación al estudio de los procesos de fallas superficiales en laderas naturales en Colombia donde el agente detonante principal encontrado son las lluvias de gran intensidad y las variables analizadas permiten identificar grados de susceptibilidad a la generación de estos deslaves.

ABSTRACT

Sloughs are shallow terrain movements due to intense rains and where the variables are: slope geometry, soil type, erosion susceptibility, vegetation and changes due to human activities, which generate instability processes which, if their possibility is not detected beforehand, could lead to shallow landslides that affect very large areas. To study soil sloughs in Colombia, data from 9 events were compiled and analyzed in the provinces of Antioquia, Valle, Santander and Cundinamarca. Secondary information was used to obtain the geological and geotechnical models and the response of each slope was modelled for 1, 5, 15 and 30-day antecedent rain, by means of a numerical code to solve Richards' equation in the vadose zone of the soil profile. This research is a first approximation to the study of shallow natural slope failures in Colombia, where the main identified triggering agents are high intensity rainfalls and the variables analyzed allow to identify susceptibility levels for the generation of these sloughs.

Palabras clave: estabilidad de taludes, deslaves, susceptibilidad a la erosión, modelos geológicos, ecuaciones de Richards

1. INTRODUCCIÓN

Esta investigación buscó determinar la influencia de las variables estudiadas en la generación de deslaves a partir del estudio de nueve casos de deslaves registrados en el país.

El estudio se desarrolló a partir de información secundaria obtenida para cada uno de los casos de deslave analizado, con el propósito de generar un modelo geológico-geotécnico de la ladera y del mecanismo de falla.

Se modeló la respuesta hidrológica de la ladera a las lluvias antecedentes al evento registrado por medio del programa VADOSE. Como resultado se obtuvo el perfil de presión de poros y las condiciones de flujo dentro del suelo para realizar análisis de estabilidad de las laderas por el método generalizado de equilibrio GLE y ver la influencia de las variables tenidas en cuenta.

Además se analizó la susceptibilidad a los procesos de erosión hídrica, considerando la erosionabilidad de los suelos involucrados y erosividad de la lluvia para el ambiente en el que se generaron los procesos de deslave.

La investigación es una primera aproximación al estudio de los procesos de fallas superficiales en laderas naturales donde el agente

detonante principal encontrado son las lluvias de gran intensidad y donde las variables analizadas permiten identificar grados de susceptibilidad a la generación de los deslaves.

2. INFORMACIÓN

Se compiló, depuró y analizó la información secundaria de geomorfología, geología, perfiles agrológicos, registro de lluvias, geometría del talud antes y después del evento, geotecnia superficial de laderas, propiedades índice de los suelos, propiedades de resistencia y compresibilidad para los casos de deslave seleccionados para el estudio.

La información secundaria se obtuvo de entidades como el IGAC, Agustín Codazzi, DPAE, estudios agrológicos y estudios realizados por empresas consultoras en el área de geotecnia.

3. CASOS DE ESTUDIO

Los casos analizados de deslaves en Colombia son:

- 1) Tarazá (Antioquia, 2006-2007).
- 2) Piedra Verde (Antioquia).
- 3) San Antonio de Prado (Antioquia, 2006).

- 4) Casa Teja (Cundinamarca, 2007).
- 5) Útica (Cundinamarca, 1988).
- 6) Tierra Linda (Bogotá, 2006).
- 7) Caracolí (Bogotá, 2007).
- 8) Buenaventura (Valle).
- 9) Girón (Santander, 2005).

A continuación, en las tablas 1 y 2 se presentan las características de los suelos y las estaciones climatológicas para cada uno de los casos analizados.



Foto 1. Ilustración falla por deslave (Tarazá-Antioquia, 2007)

Tabla 1. Características de casos de estudios

CASO	TIPO DE SUELO	ESPESOR (m)	CLASIF. (SUCS)
1	Suelo residual de neiss y de esquistos.	5.0	CL
2	Limo-arcilloso amarillento. Suelo residual de lutita, gravas en matriz arcillosa.	7.0	ML
3	Suelo residual arcilloso.	8.5	ML
4	Suelo coluvial somero-filitas verdes.	2.0	GC
5	Suelo residual de lutitas.	6.0	CL
6	Suelo residual de areniscas	3.0	ML
7	Suelo residual de areniscas.	8.0	ML
8	Arcilla limosa con lentes de arena.	12.0	CL
9	Depósitos limo-arenosos.	7.0	CL

Tabla 2. Condiciones climatológicas para los casos de estudio

C A S O	LOCALIZACIÓN (coordenadas)		Estación climática (código) (latitud-longitud)
	Latitud	Longitud	
1	7°34'51.48"	75°26'24.05"	IDEAM (262401) (7°33' -75 28') Y (7°17'-75°24"
2	5°57'52.118	75°39'21.284"	IDEAM (2620015) (5°56'-75°41")
3	6°11'52.911"	75°40'26.54"	IDEAM (2701507) (6°13'-75°35")
4	4°12'10.447	73°46'38.593"	IDEAM (3502002)(4°13'-73°8')
5	5°8'23.271"	74°31'22.04"	IDEAM (2306019) (5°11'-74°29)
6	4°32'28"	74°09'09"	EAAB (20205-090)

7	4°34'30"	74°10'33"	EAAB (21200-059)
8	3°46'57.11"	76°42'47.45"	IDEAM (5311002)
9	7°4'39.48"	73°9'47.35"	IDEAM (2319028) (6°58'-73°8')

A partir de la información secundaria recopilada se elaboró un modelo geológico-geotécnico de cada caso en estudio y se procesó y analizó la información climática para cada sitio. La anterior información fue la base de entrada para la modelación de los casos y con la cual fue posible la deducción de la presión de poros en los taludes debido a las lluvias antecedentes al día del evento.

4. TIPO DE SUELOS

Se clasificó cada tipo de suelo en los que se presentó la falla por deslave, de acuerdo con el SUCS y el perfil estratigráfico. Dicha clasificación se obtuvo de registros de perforación de estudios realizados en la zona o los perfiles agrológicos.

5. ANÁLISIS DE LLUVIAS

Para todos los casos en estudio se analizaron los registros de precipitación existentes de la estación pluviométrica más cercana a la ladera donde se reportó el deslave. Se consideraron los siguientes datos: serie histórica de 20 años de lluvias mensuales, registros de precipitación diaria para el año del evento, lluvias máximas diarias mensuales.

5.1 Análisis de la precipitación media diaria mensual

Para todos los casos en estudio con información disponible se realizaron dos tipos de análisis en general: el primero correspondió al análisis de registros de precipitación media mensual anual para una serie histórica de 20 años y registros de precipitación media diaria anual para el año en que ocurrió el deslave.

El segundo análisis realizado se hizo a partir de los registros de lluvias diarias máximas mensuales para una serie de 20 años y con éstos encontrar las curvas de intensidad-duración-frecuencia.

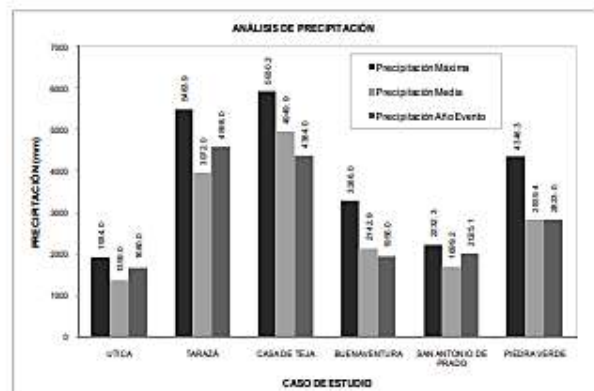


Figura 1. Análisis de precipitación medias mensuales

Los registros pluviométricos indican que los procesos de deslave en estudio no se presentaron para los mayores valores de precipitación anual ni mensual a excepción del caso (9).

5.2 Análisis precipitación media diaria máxima mensual y curvas IDF

La ausencia de estaciones pluviográficas cercanas al lugar del evento no permitieron conocer la intensidad de la precipitación que

causó el deslave. Los registros que se tienen para los análisis sólo poseen información de precipitación diaria, los cuales se presentan en la figura 2.

A partir de los análisis de los registros pluviométricos de lluvias máximas diarias mensuales para una serie de 20 años se calcularon las curvas de intensidad-duración-frecuencia para los sectores donde no se tenían curvas IDF.

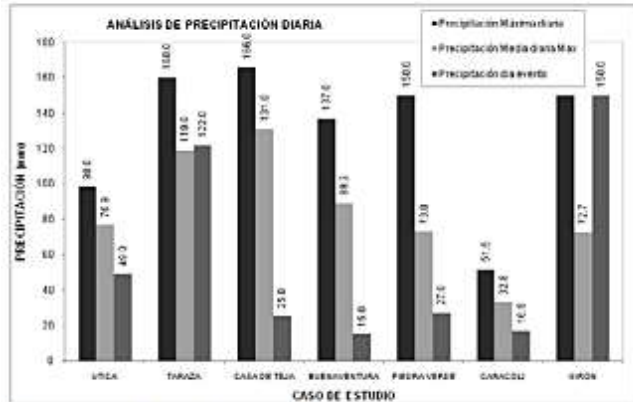


Figura 2. Análisis precipitación diaria

En la figura 2 se observa cómo para la mayoría de casos estudiados, la precipitación registrada para el día del evento es menor a la precipitación media diaria máxima y a la precipitación máxima diaria para un registro de 20 años.

Estos resultados muestran una tendencia donde los deslaves no se pueden caracterizar por el registro de lluvias diarias, pues éstas no representan valores extremos.

Debido a la ausencia de estaciones pluviográficas cercanas a los sitios de estudio, no se pudo conocer los valores de intensidad de lluvia en el día del evento.

6. ANÁLISIS DE EROSIÓN HÍDRICA

Los factores más relevantes que determinan la erosión son climáticos y geológicos, de éstos se derivan otros factores independientes y variables en el tiempo.

Las características climáticas determinan la agresividad o erosividad de una precipitación para una región en particular.

La susceptibilidad o vulnerabilidad de una formación edáfica o rocosa a la erosión, se le denomina erosionabilidad.

Para el análisis de erosión hídrica se consideraron dos componentes: erosionabilidad del suelo y erosividad de la lluvia.

6.1 Análisis de erosionabilidad

La erosionabilidad de los suelos se evaluó de forma cualitativa con base a la clasificación textural propuesta por el USDA y a la relación de arcilla para cada suelo (fig. 3).

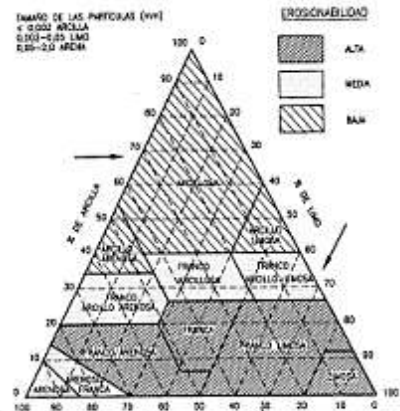


Figura 3. Diagrama triangular para determinación de la textura, propuesta por el USDA

En la figura 4 se presenta esquemáticamente los resultados de la clasificación textural para los suelos superficiales en los que ocurrieron los deslaves.

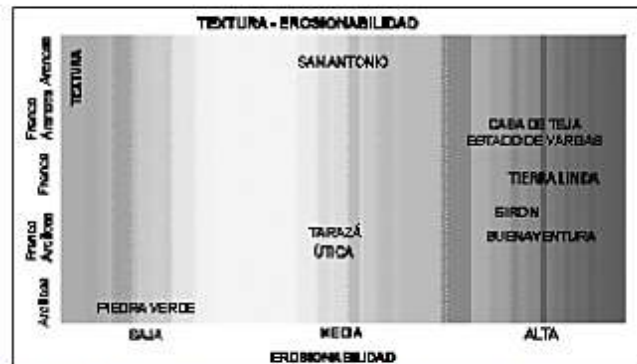


Figura 4. Erosionabilidad - Clasificación del (USDA) para los casos de estudio

La figura 4 indica que los suelos presentan una susceptibilidad a la erosión hídrica entre media y alta predominando las texturas franco arenosas y franco arcillosas.

Los valores de relación de arcilla encontrados (fig. 5) indican un potencial alto de los suelos a sufrir procesos de erosión superficial.



Figura 5. Índice de erosionabilidad - Relación de arcilla

La evaluación cuantitativa de la erosionabilidad se realizó por medio del factor de erosionabilidad K propuesto por el USDA y modificado por Correa (2003). Los resultados se presentan en la figura 6.

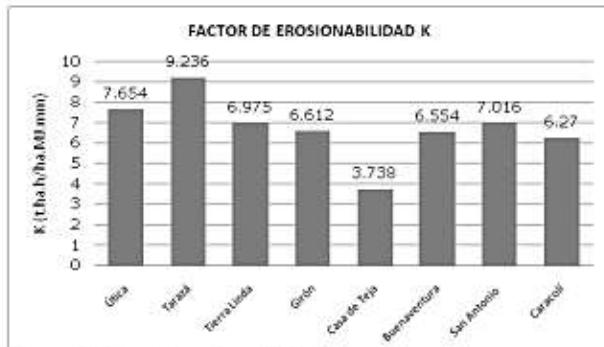


Figura 6. Factor de erosionabilidad K

La erosionabilidad es alta para todos los casos estudiados.

6.2 Análisis de erosividad

Para la evaluación y análisis de la erosividad de la lluvia se empleó el índice de erosividad propuesto por Hudson y el índice de erosión pluvial (R).

El impacto de las gotas de agua lluvia producen la dispersión y separación de las partículas del suelo, iniciándose el proceso de erosión. La incidencia del impacto de las gotas de agua lluvia depende de su energía cinética.

Índice de erosividad propuesto por Hudson

Existe una relación entre la intensidad de la lluvia y la distribución de las gotas que la componen por tamaños, de esta forma se relaciona la intensidad de la lluvia y la energía cinética. En la tabla 3 se presentan los resultados para del índice de erosividad.

Tabla 3. Índice de erosión pluvial según Hudson

CASO	Precipitación (mm)	Intensidad I30 (mm/h)	Diámetro gota promedio (mm)	Masa (kg) Gotas de lluvia	Energía cinética KE ($J \cdot m^{-2} \cdot mm^{-1}$)	Energía cinética total ($J \cdot m^{-2}$)
1	51,185	102,37	3	1,41E-08	28,55	1461,56
2	33,98	67,96	2,85	1,21E-08	27,92	948,85
3	42,72	85,44	2,8	1,15E-08	28,31	1209,31
4	58,655	117,31	3,2	1,72E-08	28,71	1684,17
5	15,5	31	1,7	2,57E-09	25,69	398,15
6	24,66	49,32	1,5	1,77E-09	27,21	671,12
7	24,66	49,32	1,5	1,77E-09	27,21	671,12
8	33,615	67,23	2,7	1,03E-08	27,90	937,98
9	38,715	77,43	77,43	0,00024 3067	28,15	1089,96

Nota: Periodo de retorno de cinco años, se asume una precipitación uniforme y constante con una duración total de 30 min.

Índice de erosividad R

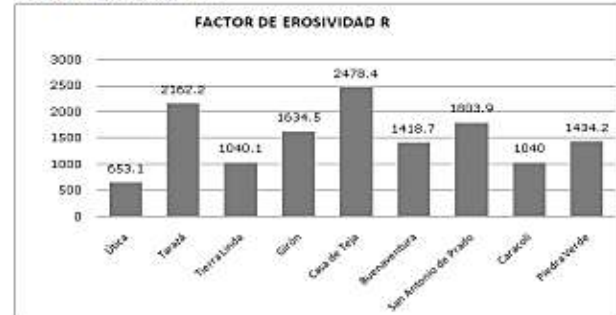


Figura 7. Factor de erosividad R

La erosividad evaluada a partir de la propuesta de Hudson estuvo para los todos los casos entre media y alta.

7. RESULTADOS DE LA RESPUESTA HIDROLÓGICA DE LOS SUELOS

La modelación de la respuesta del suelo a diferentes lluvias antecedentes se realizó mediante el programa VADOSE, el cual modela numéricamente el comportamiento del suelo y del agua en la zona vadosa o de aireación del suelo.

La zona vadosa es la parte del perfil del suelo que se encuentra sobre la superficie freática, es decir el área donde el suelo está parcialmente saturado. Como resultados se obtuvo la variación de los componentes del ciclo hidrológico para laderas en el tiempo, para unas condiciones de entrada como geometría de la ladera, nivel de agua superficial inicial, características de permeabilidad y porosidad, granulometría y el registro climático de temperatura y precipitaciones. Los resultados más importantes y tenidos en cuenta para este estudio fueron: infiltración, velocidad de infiltración, escorrentía, perfil de presión de poros y contenido de humedad.

Para determinar la respuesta del suelo a diferentes lluvias antecedentes al día de ocurrido el deslave se consideraron lluvias antecedentes de 30, 15, 5 y la lluvia del día del evento.

Se realizó un análisis de lluvias antecedentes para conocer las características de drenaje de los suelos y su respuesta en cuanto a cambios de presión de poros y contenido de humedad; variables que modifican las propiedades de resistencia del suelo y su modelo de comportamiento.

Tabla 4. Velocidad de infiltración para lluvias antecedentes de cinco días

Caso	Velocidad infiltración (cm/h) (5d)	Clasificación (Kohnke, 1968)
5	1.229	Lenta
1	0.569	Lenta
	0.090	Muy lenta
6	0.013	Muy lenta
9	1.129	Lenta
4	0.012	Muy lenta
8	2.083	Moderada
3	7.149E-09	Muy lenta
7	0.004	Muy lenta
2	0.002	Muy lenta

Se encontró que los suelos tienen buenas propiedades de drenaje y las variaciones en los componentes del hidrograma no alcanzan a registrarse para lluvias antecedentes de 30 y 15 días.

El registro de flujos subsuperficiales se presentó para periodos de lluvias entre cinco y un día. En la tabla 4 se presentan los resultados obtenidos de velocidad de infiltración para los análisis con cinco días de lluvias antecedentes y se puede observar que las velocidades están entre muy lentas y lentas.

8. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Con el modelo geotécnico y los resultados obtenidos en cuanto a presión de poros y contenido de humedad del suelo para las lluvias antecedentes se realizaron análisis de estabilidad empleando el método generalizado de estabilidad GLE. Con los análisis de estabilidad se buscó ver con qué perfil de presión de poros se producía la falla por deslave en el talud.

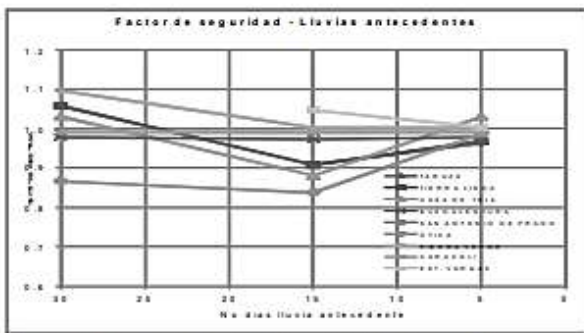


Figura 8. Resultados análisis de estabilidad para diferentes lluvias antecedentes

La figura 8 muestra cómo la lluvia antecedente de 30 y 15 días no es importante en la generación de procesos de inestabilidad por deslave.

La respuesta del perfil de humedad de los suelos presenta tasas de cambio que corresponden a lluvias diarias u horarias.

9. RESULTADOS DE ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE GEOMETRÍA DE LAS LADERAS

Todas las laderas donde se presentaron deslaves tienen altas pendientes y forma cóncava como se puede evidenciar en la tabla 5.

Tabla 5. Pendientes promedio de las laderas

Caso	Tipo de suelo	Pendiente (%)
5	Suelo residual de lutitas	44.0
1	Deposito aluvial	51.0
6	Suelo residual de areniscas	44.5
9	Depósitos limo-arenosos	38.7
4	Suelo coluvial somero-filitas verdes	67.9
8	Arcilla limosa con lentes de arena	44.5
3	Suelo residual arcilloso	60.0
7	Suelo residual de areniscas	45.0
2	Suelo residual de lutita, gravas en matriz arcillosa	42.8

10. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MULTIVARIADO

Con los resultados obtenidos de la modelación del flujo de agua dentro del talud, los análisis de estabilidad y erosión hídrica se evaluó la influencia de cada variable.

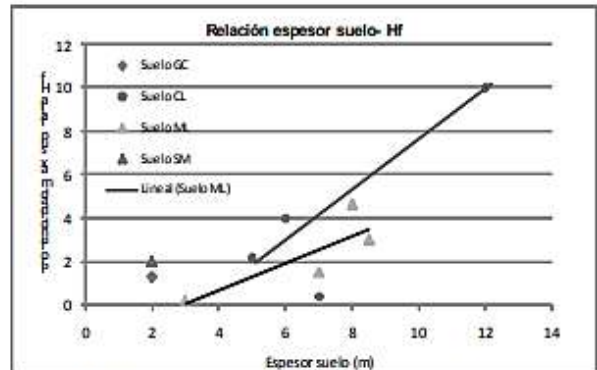


Figura 9. Relación entre el espesor de suelo deslizado y el espesor del suelo

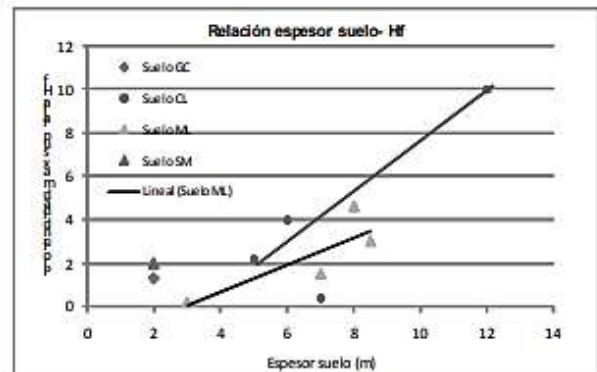


Figura 10. Relación entre el espesor de suelo deslizado y el espesor del depósito de suelo

La evaluación entre espesores de suelo deslizado y el total del depósito en las figuras 9 y 10, indica que los deslaves involucran espesores medios entre el 40% y 60% con respecto al espesor del suelo.

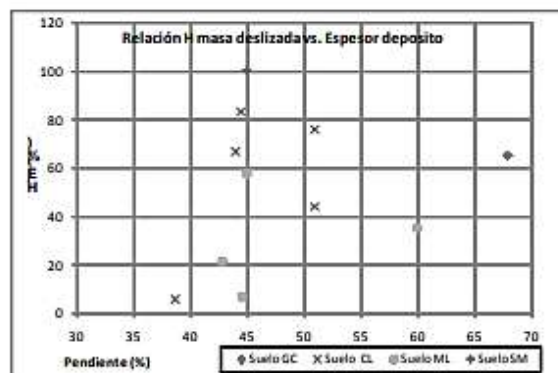


Figura 11. Geometría talud-superficie de falla, tipo de suelo y pendiente

La figura 11 muestra relaciones entre la pendiente de la ladera y la profundidad de la superficie de falla para cada tipo de suelo.

Empleando una intensidad de precipitación para 30 minutos y un período de retorno de cinco años se comparó con la pendiente de la ladera para cada tipo de suelo (fig. 12) y se observa una relación para la ocurrencia de deslaves.

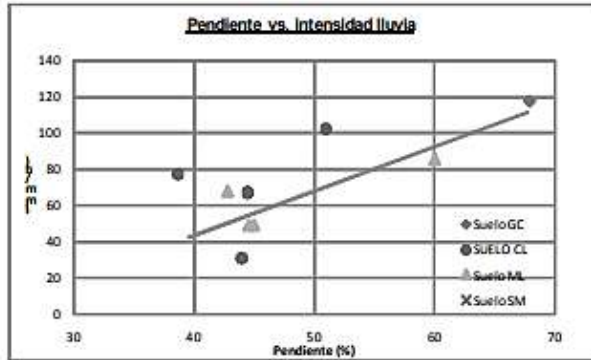


Figura 12. Grafica intensidad-pendiente (tipo de material)

La vegetación representa una variable presente en todos los casos analizados y tomada en cuenta como un aumento en la cohesión de los suelos dentro de los análisis de estabilidad (figs. 13 a 15).

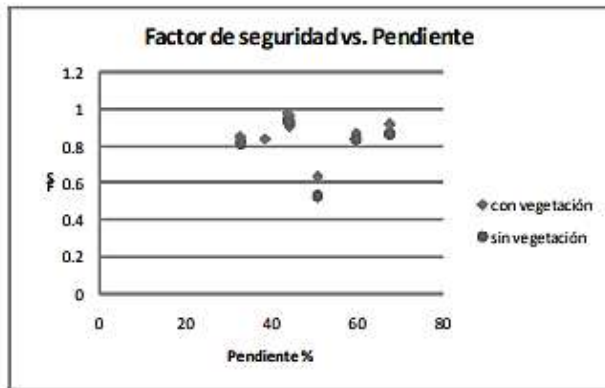


Figura 13. Variación FS para laderas con y sin vegetación

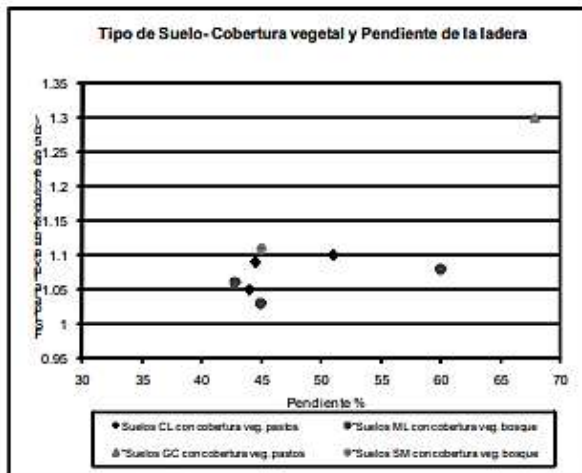


Figura 14. Relación tipo de suelo, cobertura vegetal y pendiente de la ladera

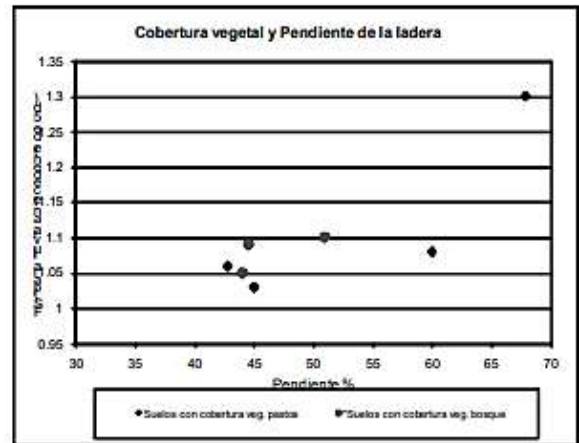


Figura 15. Relación cobertura vegetal y pendiente de la ladera

Examinando los registros fotográficos para las fallas por deslave, vegetación nativa y el uso del suelo actual, se pudo observar que la vegetación nativa representa una mayor protección al suelo frente a la erosión por lluvia y se refleja en los espesores de suelo deslizado y las áreas de deslizamiento para una misma ladera que presente ambas condiciones (cambio uso del suelo- vegetación nativa).

11. CONCLUSIONES

- El modelo de comportamiento adoptado para los procesos de deslave se presenta esquemáticamente en la figura 16.
- Se confirmó que los deslaves son movimientos someros del terreno producidos por lluvias de corta duración y alta intensidad como agente detonante principal.
- Existen muchos factores que determinan la susceptibilidad de las laderas a la generación de deslaves, pero se consideraron como principales: la precipitación, la pendiente de la ladera, el tipo de suelo, la erosión y la vegetación.

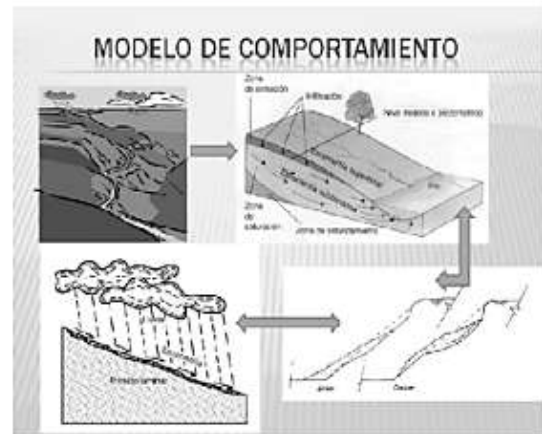


Figura 16. Esquema modelo de comportamiento para los deslaves

- Los procesos de inestabilidad por deslave involucran múltiples variables y procesos que no son independientes entre sí y su evaluación y cuantificación no son sencillos.
- En Colombia se estudiaron nueve casos de deslaves donde los tipos de suelos según SUCS se clasificaron como CL y ML en su mayoría.

- Los deslizamientos se presentaron en suelos residuales o coluviales, frecuentemente con espesores menores de tres metros.
- El espesor del suelo que se desliza es menor de seis metros, aún con espesores de suelo deslizados de menos de 40 cm.
- Para los suelos arcillosos es mayor el espesor de suelo deslizado comparado con el espesor deslizado en suelos limosos.
- Se encontró que los procesos de inestabilidad por deslave ocurren en laderas con pendientes superiores al 39%.
- Los deslizamientos generan superficies de deslizamiento generalmente muy largas en laderas naturales con altas pendientes.
- Se observó que a mayor pendiente del terreno mayor es la intensidad de lluvia que se registra para la generación de un deslave.
- La velocidad de infiltración para los diferentes casos analizados se encuentra entre muy lenta y moderada.
- La escorrentía no se ve reflejada en la respuesta del suelo a la lluvia diaria.
- Los registros pluviométricos analizados mostraron que la precipitación anual y mensual no representa un evento excepcional, (períodos de retorno entre 1.2 y 3.5 años). Para la generación del deslave.
- En laderas con condiciones topográficas similares dentro de una misma región, existe un aumento en las áreas de afectación y en el tamaño del deslizamiento superficial que se genera para las laderas en las cuales ha habido cambio de la vegetación nativa por cultivos o pastos.

12. RECOMENDACIONES

Es recomendable la instalación de pluviógrafos en las laderas con altas pendientes para poder obtener información sobre la intensidad y duración de las lluvias que generan los procesos de deslave.

En este estudio se presenta una propuesta para continuar con el análisis de casos de deslizamientos encaminado al avance en el conocimiento y entendimiento de los procesos de deslizamientos. Se recomienda seguir los lineamientos de dicha propuesta para futuro estudio de casos de deslizamientos, la cual involucra los siguientes factores:

Precipitación (P): se evalúa el factor de precipitación para la zona en estudio, considerando tres variables: 1) intensidad para 30 minutos de duración y cinco años de período de retorno (I30), 2) precipitación máxima diaria relacionada con la precipitación media anual (Ce), y 3) las lluvias máximas acumuladas diarias para cinco días (Cc).

Relieve (R): se evalúan dos factores: pendiente promedio y forma (perfil longitudinal, Dalrymple *et al.*, 1968). Los deslizamientos se presentaron siempre en laderas de forma rectilínea en donde la pendiente es superior al 30%.

Tipo de suelo (M): los deslizamientos son movimientos someros del suelo, en donde para todos los casos analizados no se involucró material rocoso y el material movilizado corresponde a suelos finos residuales o coluviales (SUCS - CL y ML).

Erosión (E): se evalúa cualitativamente la susceptibilidad a la erosión hídrica según la clasificación textural para los suelos propuestos por la Sociedad Americana de Ciencia del Suelo (USDA) y se

indican tres niveles de erosionabilidad: alta, media y baja. La erosividad se evalúa a partir de la propuesta de Hudson.

Vegetación (V): vegetación nativa de dicha región y cambios de uso del suelo por cultivos o pastos.

13. REFERENCIAS

- AGC (1991). Consultoría en geotecnia, hidráulica, hidrología. Estudio de amenazas y obras alternativas de protección a Útica a nivel de prefactibilidad. Análisis Geotécnicos Colombianos, Bogotá.
- Correa, L. (1997). Convalidación del método para obtener curvas de intensidad-duración-frecuencia a partir de las lluvias máximas en 24 horas para la zona norte de Colombia. Tesis de grado para obtener el título de especialista en recursos hidráulicos, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia.
- Correa, Óscar (2003). Modelo dinámico para calificación de la amenaza pluvial y evaluación de posibilidad de erosión en la sectorización geotécnica de oleoductos y su aplicación en la planeación y toma de decisiones. Tesis de maestría en Ingeniería - Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia.
- DPAE (2004). Estudio de zonificación de riesgos por remoción en masa y diseños detallados de medidas de mitigación para el barrio Caracolí, localidad de Ciudad Bolívar. Dirección de Prevención y Atención de Emergencias. Contrato CONS-450-02, Unión Temporal IGR-GIA Consultores Ltda., Bogotá.
- DPAE (2003). Zonificación de amenazas por remoción en masa de los barrios Cordillera Sur, Tierra Linda y Los Alpes. Dirección de Prevención y Atención de Emergencias. Contrato CONS 450/02. Unión Temporal IGR-GIA Consultores Ltda., Bogotá.
- Fredlund, D. H. & Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. Wiley-IEEE.
- IGAC (1980). Estudio general de suelos del municipio de Buenaventura, departamento del Valle del Cauca. Instituto Geográfico Agustín Codazzi.
- IGAC (1987). Estudio general de suelos de los municipios de Ibagué, Camajara, Coello, Flandes, Guamo, Rovira, San Luis y Valle de San Juan, departamento del Tolima. Instituto Geográfico Agustín Codazzi.
- IGL (1989). Estudio general de estabilidad de taludes en Útica, Cundinamarca. Trabajo 831-4, abril de 1989. Ingeniería y Geotecnia, Ltda.
- IGL (1993). Puente sobre la quebrada Casa de Teja. Carretera Bogotá-Villavicencio - Asesoría geotécnica. Trabajo 1323-1. Ingeniería y Geotecnia, Ltda.
- IGL (1995). Asesoría geotécnica estabilidad de taludes de Corte y Laderas. Carretera Bogotá-Villavicencio. Trabajo 1485-5. Ingeniería y Geotecnia, Ltda.
- IGL (1995). Asesoría geotécnica y evaluación de los diseños alternativos de puentes - Puente Mp-33a (K83 + 290) - Quebrada Chorrerón. Carretera Bogotá-Villavicencio. Trabajo 1485-10. Ingeniería y Geotecnia, Ltda.
- IGL (1996). Asesoría geotécnica y evaluación de los diseños alternativos de puentes. Carretera Bogotá-Villavicencio y asesoría geotécnica para la construcción de la vía entre K55 y K88. Carretera Bogotá-Villavicencio. Trabajo 1485. Ingeniería y Geotecnia, Ltda.
- IGL (1998). Asesoría geotécnica en el gasoducto Sebastopol - Medellín. Trabajo 1726. Ingeniería y Geotecnia, Ltda.
- IGL (2000). Evaluación de sitios de interferencia de la vía Tobía-Puerto Salgar con los poliductos de Ecopetrol. Bogotá. Trabajo 1860. Ingeniería y Geotecnia, Ltda.
- IGL (2006). Consorcio Progreso Buga. Carretera Buenaventura-Buga. Informe de visita 17-04-2006. Ingeniería y Geotecnia, Ltda., Bogotá.
- IGL (2007). Diseño de elementos en el cauce de la quebrada La Chorrera, para la protección del puente Casa de Teja, PR73 + 0700. Carretera Bogotá-Villavicencio. Informe 2226. Ingeniería y Geotecnia, Ltda., Ingenieros Consultores, Bogotá.

- IGL (2008). Consultoría para el diagnóstico de alternativas y elaboración de la ingeniería para la reducción de riesgos en líneas de las gerencias de poliductos y oleoductos de la Vicepresidencia de Transportes de Ecopetrol S. A. Sector Piedra Verde. Área Técnica Occidente (ATO). Documento 08807-IT-81-1H-A, Ingeniería y Geotecnia, Ltda., Bogotá.
- IGL (2008). Consultoría para el diagnóstico de alternativas y elaboración de la ingeniería para la reducción de riesgos en líneas de las gerencias de poliductos y oleoductos de la Vicepresidencia de Transportes de Ecopetrol S. A. Sector San Antonio de Prado. Área Técnica Occidente (ATO). Documento 08807-IT-81-1C-B, Ingeniería y Geotecnia, Ltda., Bogotá.
- Ingeominas (1999). Mapa geológico del departamento de Antioquia. Escala 1:400.000. Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química.
- Ingeominas (1999). Mapa geológico del departamento de Cundinamarca. Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química.
- Ingeominas (1999). Mapa geológico del departamento de Santander. Escala 1:400.000. Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química.
- Ingeominas (1999). Mapa geológico del departamento del Valle del Cauca. Escala 1:250.000. Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química.
- Ingeominas (2001). Mapa geológico del departamento de Antioquia - Memoria explicativa. Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química.
- Ingeominas (2001). Mapa geológico del departamento de Santander - Memoria explicativa. Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química.
- Ingeominas (2001). Mapa geológico del departamento del Valle del Cauca - Memoria explicativa. Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química.
- Kirkby, M. J. (1973). Hillslope hydrology. John Wiley & Sons. Landscape Systems. A Series in Geomorphology, Chichester.
- Kirkby, M. J. (1984). *Erosión de suelos*. Edit. Limusa, México.
- Mayorga, R. (2003). Determinación de umbrales de lluvia detonante de deslizamientos en Colombia. Tesis de maestría en Meteorología, Facultad de Ciencias, Departamento de Geociencias, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.
- Mendoza, G. (2003). Aplicación del modelo EPIC (Erosión Productivity Impact Calculator) en la cuenca alta del río Subachoque, departamento de Cundinamarca. Tesis de maestría en Ciencias Agrarias, Facultad de Agronomía, Universidad Nacional de Colombia.
- Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la ingeniería*, 2ª ed. Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá.
- Palomino, C. (...). Zonificación geotécnica del corredor vial de Tobía Grande-Puerto Salgar. Tesis de grado para obtener el título de especialista en geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia.
- Saldarriaga, D. (2003). Mapa de susceptibilidad a la erosión de la cuenca alta del río Bogotá. Tesis de maestría en Recursos Hidráulicos, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia.
- Silva, G. (1998). Hidrología básica. Universidad Nacional de Colombia.
- Suárez, J. (2001). Control de erosión en zonas tropicales. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga.
- Suárez, N. & Suárez, J. (2006). Caracterización, análisis y diagnóstico de los flujos de lodos y detritos en la cuenca de la quebrada Angulito en Girón, Santander. Tesis de grado para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Universidad Industrial de Santander.
- UPM (2008). *Manual de estabilización y revegetalización de taludes*. U. D. Proyectos. ETSI. Minas, Universidad Politécnica de Madrid, Editado por Carlos López Jimeno.

The Natural Slope Methodology (NSM), an efficient tool to estimate landslide relative hazard parameters

Alvaro J. González-García

Analisis Geotecnicos Colombianos, Bogota, Colombia
National University of Colombia, Bogota, Colombia

ABSTRACT: This paper briefly describes the “Natural Slope Methodology-NSM”, developed by the late Colombo-Hungarian engineer Tomas Shuk E.. This methodology not only provides direct tools for geotechnical probabilistic slope stability, hazard and economic decision analyses, but it also furnishes a large geotechnical parameter data base with attractive cost and time effectiveness. This methodology obtains its results on the basis of two geometrical parameters (L = horizontal length and H = vertical height) of natural slopes (Shuk 1968, 1970, 1993, 1994b, 1999), which are measured for each slope on topographical maps of an appropriate scale. Underlying NSM is the basic premise that “nature is the best in-situ test”, and NSM tries to become the best possible quantitative interpretation of the geomorphological results produced by nature's massive adaptation processes to climatic, seismic and other environmental conditions the best in-situ test”, of the result produced by nature’s massive adaptation process slopes

1 FUNDAMENTALS OF THE NATURAL SLOPE METHODOLOGY—NSM

The Natural Slope Methodology is based on the basic premise that “nature is the best in-situ test”, and all the research effort and the results obtained by means of NSM revolve around the best possible quantitative interpretation of the result produced by nature’s massive adaptation process, a part of whose observable products at any given moment consist of simple average geometrical parameters of natural slopes. This methodology is thus, a big effort in geomorphological deconvolution and in this paper only a very short account will be presented, which perhaps does not reflect all the details and the usefulness of it. Therefore the interested reader should read the references listed at the end of the paper.

This methodology, proposed and developed by the late Hungarian-Colombian engineer Tomas Shuk E. (1932–2015) from 1968 to 1999, besides its use to perform stability evaluations on a large scale basis, allows to estimate geotechnical parameters for the materials of the hillslopes. These parameters include density and phase relationships, strength and deformation parameters for both the mass and the elements that constitute such slopes, and also the so called pressurization parameters for the mass, which include positive, negative and excess fluid pressures.

The basic principle of NSM is that in a family of measurements of the heights H (in meters) and their corresponding horizontal lengths L (also in meters) of vertical gradient lines in a natural hillslope of homogeneous composition and origin, are linked by the basic functional relationship:

$$H = A L^b \quad (1)$$

It is a simple power function (with empirical parameters A and b), named by Shuk (1990) as the Present Envelope, that always has a high correlation coefficient ($r^2 > 0.95$), in most of the cases $b < 1$, and represents the average profile of the surface of the hillslope earth mass. Because this surface is the interface of the earthen material with its environment, due to physical and thermodynamic reasons, it should be, on average, in dynamic equilibrium with its surroundings. For these reasons, Shuk postulated (Shuk, 1968, 1970, 1990, 1994b, 1999) as a basic premise that this function should correspond to an average factor of safety of 1.0 and to a corresponding average probability of failure of 50%.

2 MEASURING THE SLOPES

The slope measurements are done on a topographic level contour map with defined geological

boundaries at an appropriate scale in which the different slope units are identified. A slope unit should belong only to a particular geological and geomorphological origin and it could be defined as a "geomorphologically meaningfulunit" (Carrara et al, 1990)

This identification is usually done by a professional trained in geomorphology and it is a very important part of the process, not excluded of some subjective component.

Three different natural slope measurement systems had been used in the past:

- a. Whole Slope Method (WSM), in which each slope is measured from the foot to its crest on one line, making sure that this line of measurement represents the slope on which it is located. The reliability of the variability of in-situ materials using this method depends on the choice of the form of slope and therefore it has a high subjective component.
- b. Slope Facet Method (SFM), which was initially employed by the NSM and where, for the same material and slope, the rectilinear facets that cover a number of similar topographical level contours are measured. Sampling of the facets can be done in two ways: randomly, with a statistical method or with facets contained within a hillslope and sampled with uniform spacing.
- c. Sequential Cumulative Contour Interval Method (SCCIM), which starts at the lowest contour level, checking perpendicular distances between this lowest contour and the next upper contour, recording the maximum and minimum horizontal distances and their average. Then, starting from the same minimum curve the same process is repeated, but covering the second, third, or more level ranges, up to the maximum height at which there is usually only one pair of maximum values, called HLD and LLD. (Fig 1)

With the measured values of H in meters and their corresponding horizontal lengths L, also in meters, a correlation is done to obtain the power function of Equation 1 for the measured slope unit

Of the three methods, the best suited statistically is the SCCIM method, which results in an average correlation coefficient $r^2 > 0.99$ for the relational function L vs H, but it is a slow method because the measurement is usually done manually, whereas the Whole Slope Method (WSM) and the Slope Facet Method (SFM), can be adapted for automatic computer measurements.

The measurement of slope units is a critical factor that will have large influence in the results of the NSM analyses. Therefore only very reliable topographical maps should be used, preferably those obtained with remote sensors

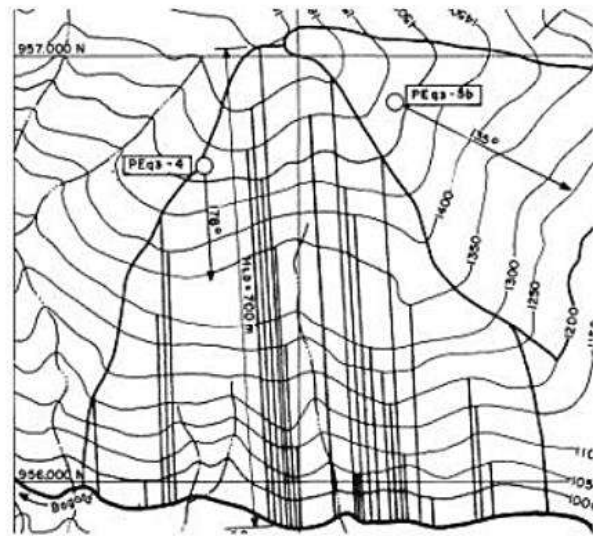


Figure 1. Natural Slope Measurement—Sequential Cumulative Contour Interval Method (SCCIM).

3 GEOTECHNICAL PARAMETERS

With calculated values of A, b, HLD and LLD for each slope, geotechnical parameters can be obtained.

The geotechnical parameters that can be estimated with NSM, are calculated by means of a computer program developed by the Author based on Shuk's so named hypothetical envelopes, which are similar in purpose to the so called master curves and tables developed by Orellana & Mooney (1966) for resistivity surveys. Since NSM was developed initially for rock masses, there is almost always a distinction between the properties of the rock element and those of the rock mass. For soils only the ones related to the mass are pertinent and the geotechnical parameters that can be obtained, with NSM are:

Density Parameters (for mass and element)

- Specific gravity (Gs)
- Total Unit Weight (Gt, ton/m³)
- Dry Unit Weight (Gd, ton/m³)
- Porosity (n)
- Void ratio (e)
- Moisture content (w%)
- Saturation (Sr%)

Strength Parameters (for mass and element)

- Undrained cohesion intercept (Ctu, ton/m²)
- Undrained friction angle (ϕ_u)
- Effective cohesion intercept (Ctef, ton/m²)
- Undrained friction angle (ϕ_{ef})
- Unconfined compression (Qinc, ton/m²)

Pressurization Parameters (for mass)

- Pressurization Condition: negative (NG), quasi-equilibrium (PEQ), positive (P), dissipated positive in excess (PED), active positive in excess (PEX)
- Pore Pressure Parameters:
 R_{uav} = average R_u
 R_{umx} = maximum R_u (or R_u at failure)

Slope Limit Parameters (for mass)

- Short Term Vertical Height:
 H_{oe} (m)
- Long Term Vertical Height::
 H_{om} (m)

Reliable geotechnical parameters cannot be obtained for the following conditions:

- a. For exponent $b > 1$, in which case a transformation needs to be done.

$$LLF = [H_{LD} / (A L_{LD}^{1/b})][b/(1+b^2)] \quad (2)$$

$$HLF = A LLF^b \quad (3)$$

$$b_{new} = 1/b \text{ and } A_{new} = HLF / LLF^{b_{new}} \quad (4)$$

- b. For $\tan(\beta_{LF}) = HLF / LLF > 1$, in which case the calculation program diverges and stops
- c. For $\beta_{LF} = \arctan(HLF/LLF) < 10^\circ$, in which case the calculation program gives unrealistic and/or absurd results

The algorithm to calculate such physical parameters is described elsewhere (Shuk,1998; Shuk, 1999)

4 STABILITY AND LANDSLIDE HAZARD EVALUATIONS

4.1 General stability considerations

In a hillslope of homogeneous material, and for similar lengths L , the segments with heights H larger than those H_o given by the Present Envelope (equation 1) will tend to be less stable than those with smaller heights, and from this deduction, it is possible to obtain relative factors of safety and relative failure probabilities for such segments.

Additionally, in all hillslopes, there are maximum values of H and L , termed Limit Values (H_{LD} and L_{LD}), which also determine a limit slope angle β_{LD} ($\tan \beta_{LD} = H_{LD}/L_{LD}$). These values are transformed to made them belong to the Present Envelope, into the values H_{LF} , L_{LF} and β_{LF} , very similar to the original ones, as given by equations (2) and (3)

For a given population of natural slopes (population defined as composed of slopes belonging to the same geological formation) it has been found that the values H_{LF} and L_{LF} (or H_{LD} and L_{LD}) also

are related by the basic function (1), but with lower correlation coefficients. But in this case of populations THE STABILITY CRITERION SUFFERS AN INVERSION, because the hillslopes higher and steeper than the average would be stronger and therefore the more stable ones. Also, if limit values of H_{LD} and L_{LD} of all the slopes in a region (a universe), irrespective of its origin, are examined, they also comply with the basic function (1), a fact that insinuates a fractal nature of this function.

In conclusion, with the measurements of the limit values of hillslopes it is possible to deduct statistically Relative Factors of Safety (F_s) and Relative Failure Probabilities (p_F) of the individual hillslopes, relative to a population or to an universe. As in all statistical methods, the larger the data base, the better the approximation of the relative values to the true ones.

Furthermore, T. Shuk found that in a single hillslope, the Present Envelope always lied below the results of conventional analyses and that the differences in height were almost constant. This led T. Shuk to the deduction that the so called Present Envelope should corresponded really to long term stability conditions and that the conventional analyses represented short term stability conditions.

Therefore two additional envelopes emerged, depending on the time span for which the stability was going to be evaluated:

$$\text{Short Term Envelope } H = H_{OE+} AL^b \quad (5a)$$

$$\text{Medium Term Envelope } H = H_{OM+} AL^b \quad (5b)$$

In these envelopes, the H_o parameter is one of the geomechanical parameters obtained by means of NSM, and it corresponds to the critical (or maximum) vertical height that can be obtained in a given mass of geologic materials; the results for this parameter correspond very closely to those presented by Terzaghi (1956).. The suscript E refers to the hypothetical height of the "element condition" and the suscript M to the "mass condition" (for the long term condition H_o is zero).

4.2 Stability and hazard general calculations

With all this background, it is possible to calculate for individual slopes, as referred to an universe, relative factors of safety (Equation 6) and relative failure probabilities by means of a Weibull Type III (Ang & Tang, 1984) modified distribution (Eq. 7- Gonzalez and Millan, 2005):

$$F_{ST} = \frac{H}{H_{RT}} \quad (6)$$

$$Ln(p_{FT}) = (F_{ST}^K) * Ln(0.5) \quad (7)$$

In which:
 F_{ST} = relative factor of safety for time span T
 H = limit height of the hillslope under consideration
 H_{RT} = height of the basic function, for the length L of the hillslope and time span T

$$\log H_{RT} = \frac{(\log H_{R0})^2}{\log(H_{R0} + H_{0T})} \quad (8)$$

H_{R0} = height of the basic function (long term) for length L

H_{0T} = critical height of the universe for time span T

P_{FT} = relative failure probability for time span T
 K = parameter of the Weibull distribution, which is a function of the coefficient of variation of F_{ST} (Cv_{FST}) (Figure 2)

$$Cv_{F_{ST}} = \left\{ \frac{\Gamma(1 + \frac{2}{K})}{\Gamma^2(1 + \frac{1}{K})} - 1 \right\}^{0.5} \quad (9)$$

$\Gamma(x)$ = gamma function of x i.e. $\Gamma(1+x) = x!$ (10)

K can also be approximated by:

$$K \approx 1.7285 + 1.248Cvf^{-1} + 1.058 Cvf^{-0.5} - 3.040Cvf^{-0.25} \quad (11)$$

It is noted that equation (8) is different from equations (5) due to the inversion of the stability criterion for slope populations as compared with the stability criterion for slope segments

With the values of H_{0M} and H_{0E} for all the slope data, and with correlations among individual

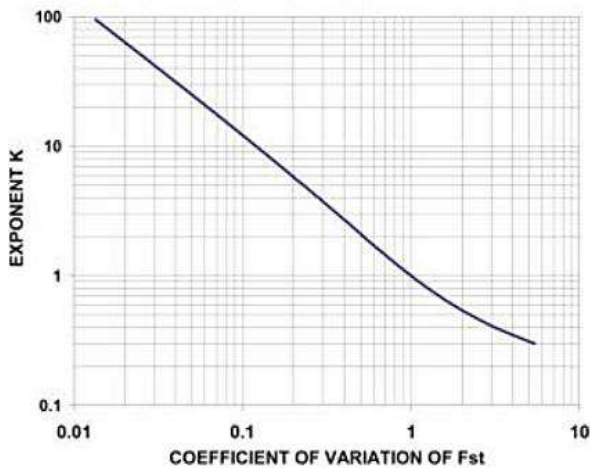


Figure 2. K-parameter for Weibull modified distribution.

reliabilities ($c_F = 1 - p_F$), it is possible to deduct relationships among time spans for the nominal Geological Time (GT), Long Term (LT), Medium Term (MT) and Short Term (ST) time spans. However, to obtain numerical values of the different time spans, it is necessary to adopt one of them. In the Andean Colombian region the maximum annual rainfall cycle is between 4 and 6 years, very similar to the short cycle of 4.2 years of Denness (1988). Because of that, this period has been usually adopted as the short term time span for this region. For the very rainy zones of Western Piedmont in Colombia the maximum annual rainfall cycle is between 9 and 14 years, similar to the basic 11.5 year cycle of Denness.

With these calculations the present stability and hazard situations are obtained (i.e. Figure 3)

4.3 Stability and hazard calculations with earthquake

To include earthquake into MSN stability calculations, with horizontal seismic coefficient k_H and vertical seismic coefficient k_V , a pseudostatic approach is used, in which for each slope the dimension $D = (HLD^2 + LLD^2)^{0.5}$, is preserved, the slope angle βLD is increased by $\Delta\beta LD = \arctan [k_H / (1 + k_V)]$ and unit weights are also increased by a factor $FG = [(1 + k_V)^2 + k_H^2]^{0.5}$, and therefore:

$$\tan(\beta LDeq) = \tan^2\beta LD / \tan(\beta LD + \Delta\beta LD) \quad (12)$$

$$HLDeq = DLD \text{ Sen}(\beta LDeq) / FG \quad (13)$$

$$LLDeq = (DLD^2 - HLDeq^2)^{0.5} \quad (14)$$

And with $LLDeq$ and $HLDeq$ all the safety factor and probability calculations are repeated, preserving the values for H_{0M} and H_{0E} . Earthquake

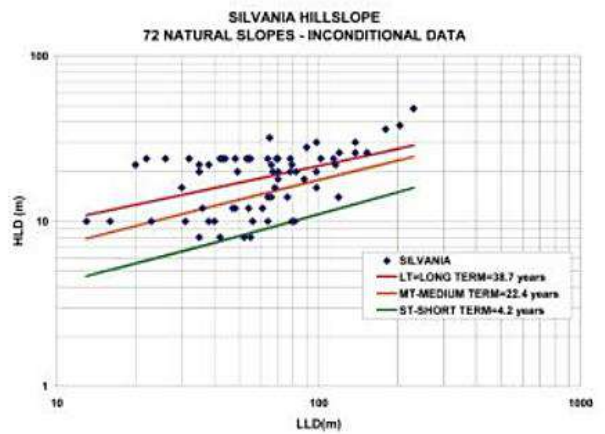


Figure 3. Example of H-L NSM diagram with 72 slopes.

lowers safety factors, especially higher ones and increases the probability of landsliding (Pf[LS]) in terms of these factors. However, due to the lower likelihood of occurrence of the earthquake, the combined probability of failure is lower than the probability of earthquake

$$Pf (LS/Eq) = [P(Fseq < 1)] \times P(Eq) < P(Eq) \quad (15)$$

4.4 Stability and hazard calculations with rain

To include rainfall into MSN stability calculations, rainfall data must be processed to choose an appropriate value of infiltrated rain. First of all it is recommended to have a value for a critical rainfall and its return period.

For Colombia it has been found that critical rainfall for landslides (R_{FCRIT}) is related to annual rainfall (R_{FANN}) and that the critical rainfall duration D_{RF} is related to the critical rainfall (Castellanos & Gonzalez, 1997) with the following relationships, which are only an estimate for Colombian mountainous equatorial conditions and not applicable elsewhere:

$$R_{FCRIT} (mm) = 51.42 + 0.4035 [R_{FANN}(mm)] \quad (16)$$

$$D_{RF} (days) = 3.2829 [R_{FCRIT} (mm)]^{0.4157} \quad (17)$$

With the values of the critical rainfall, its duration, and using daily rainfall data from climatic stations a return period can be estimated. Also with the critical rainfall the infiltration I can be assessed, and the Author commonly uses the USDA SNC-CN Method (i.e Chow et al, 1988)

The values of infiltration I (mm) are transformed into Ru values as follows

$$\Delta Ru = [I (Aa/At)] \gamma_w / [n_{ef} \gamma HLD] \quad (18)$$

$$Rurf = Ruav + \Delta Ru \leq Rumx \leq 1.0 \quad (19)$$

In which

ΔRu = increase in Ru due to infiltration I

Aa = drainage area to slope (as much as 3 At) (L^2)

At = slope area (L^2)

N_{ef} = effective porosity = usually 2/3 of porosity n

γ_w = unit weight of water (F/L^3)

γ = unit weight of geomaterial (F/L^3)

HLD = slope height (L)

Rurf = Ru after rain infiltration

Ruav = average Ru from NSM data

Rumx = maximum Ru from NSM data

With the calculated values of Ru the values for rainfall height HLDrf and length LLDrf are calculated

$$HLDrf = HLD (\gamma/\gamma_{sat}) [(1-Rurf)/(1-Ruav)](1/b) \quad (20)$$

$$LLDrf = (DLD2 - HLDrf2) 0.5 \quad (21)$$

And with LLDrf and HLDrf all the safety factor and probability calculations are repeated, preserving the values for Hom and Hoe. Rainfall lowers safety factors, and increases the probability of landsliding (Pf[LS]) in terms of these factors. However, due to the lower likelihood of occurrence of the rainfall, the combined probability of failure is lower than the probability of rainfall:

$$Pf (LS/Rf) = [P(Fsrf < 1)] \times P(Rf) < P(Rf) \quad (22)$$

4.5 Stability and hazard calculations with rainfall and earthquake

To combine rainfall and earthquake, the values of LLDrf and HLDrf from equations (20) and (21) are treated with equations (12) to (14) to obtain values for LLDrfeq and HLDrfeq with which all the safety factor and probability calculations are repeated, preserving the values for Hom and Hoe. Combined rainfall and earthquake dramatically lower safety factors, and increase probabilities of landsliding (Pf[LS]) in terms of these factors. However, due to the lower likelihood of the simultaneous occurrence of rainfall and earthquake, the combined probability of failure is lower than the probability of simultaneous extreme events:

$$Pf (LS/RfEq) = [P(Fsrfeq < 1)] \times P(Rf) \times P(Eq) < P(Rf) \times P(Eq) \quad (23)$$

4.6 Total landslide hazard calculations

If rainfall (Rf) and earthquake (Eq) are triggering independent events, then, with the Total Probability Theorem, nominal landslide probability P(LS) is given by (Gonzalez, 1992):

$$P(LS) = \{P[LS/(Rf)(Eq)]\} * P[(Rf)(Eq)] + \{P[LS/(Rf)(Eq)]\} * P[(Rf)(Eq)] + \{P[LS/(Eq)(Rf)]\} * P[(Eq)(Rf)] + \{P[LS/(Rf)(Eq)]\} * P[(Rf)(Eq)] \quad (24)$$

in which:

$P[LS]/(A)(B)$ = landslide probability given A and B

$P[(A)(B)] = P(A) \times P(B)$

P(A) = probability of A;

$$P(\underline{A}) = \text{probability of NO A} = 1 - P(A) \quad (25)$$

and also, necessarily:

$$P[(Rf)(Eq)] + P[(Rf)(Eq)] + P[(Eq)(Rf)] + P[(Rf)(Eq)] = 1 \quad (26)$$

The probabilities of triggering events A (which have a return period T_r), are calculated for the design period T_d corresponding to the terms of each calculated period (long, medium and short terms)

$$P(A, T_d) = 1 - \exp(-T_d / T_r) \quad (27)$$

With these probabilities the total landslide probability is calculated with equation (24)

The estimation of the corresponding Safety Factors for these combined probabilities is a more difficult task. The inverse calculations with equation (7) are far from easy and therefore an initial estimate of safety factors can be obtained by averaging for each case the k values of the Weibull distribution with the same factors of equation (26) and afterwards, with an iterative procedure to try to minimize the difference between the estimated k values and the ones obtained for the calculated F_s distribution

4.7 Limitations of NSM slope stability and hazard estimations

As all semi-empirical methods, NSM has its limitations

- ALL THE CALCULATED SAFETY FACTORS AND PROBABILITIES OF FAILURE ARE RELATIVE TO THE POPULATION FOR WHICH THEY ARE CALCULATED
- There are limitations for the inclination of slopes that can be used. Geotechnical parameters cannot be calculated for slopes with slope angles greater than 45° or less than 10° , therefore limiting the analyses with earthquake and rainfall for these slopes
- For hazard calculations, only one value of earthquake and also only one value for rainfall had been used, which do not necessarily ensure the maximum hazard conditions. Although this is also a drawback with other probabilistic methods, a random search, such as the one with Monte-carlo techniques could give a better approximation. Up to now the Author has carried out the hazard evaluations using spreadsheets, but for Monte-carlo technique another calculation algorithm should be developed for NSM.

5 BOGOTA LANDSLIDE HAZARD AS A ZONING EXAMPLE

NSM was used in 1998 as one of the two methods to estimate landslide hazard for the 220 km² of mountainous surroundings of Bogota, the capital city of Colombia (INGEOCIM-UPES, 1998) (Figure 4)

For this evaluation 2,718 slopes were measured from maps at 1:5,000 scale with 5 m level contours and calculations were done (Figure 5)



Figure 4. View of Bogota mountains (not to scale).

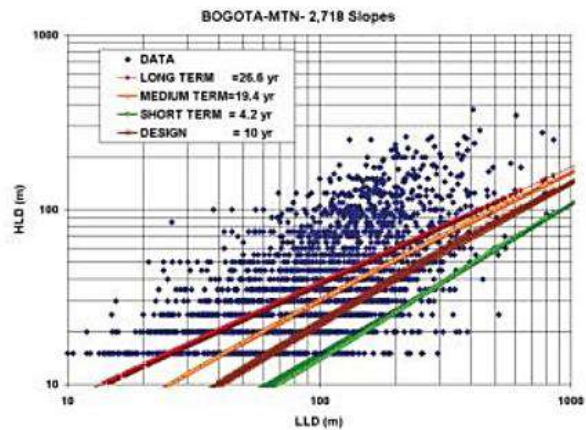


Figure 5. Bogota landslides—NSM data and regressions.

Table 1. Final hazard scale for T = 10-yr time horizon.

Hazard category	Factor of safety F_{s10}	Failure probability P_{fi}
High	$F_{ST} \leq 1.1$	$P_{FT} \geq 44.3\%$
Medium	$1.1 < F_{ST} \leq 1.9$	$44.3\% > P_{FT} \geq 12.1\%$
Low	$1.9 < F_{ST}$	$12.1\% > P_{FT}$

For Bogota the following general NSM parameters were found:

Number of slopes; 2,718 (2,551 for regression)

Rainfall cycle: 4.22 years. (adopted 4.2 years)

NSM regression: $A = 1.7541239$ $b = 0.6662068$

HLD = 190 m LLD = 590 m

Short term = 4.2 years Hoe = 113.97 m

Medium term = 19.39 years

Hom = 9.47 m

Long term = 26.57 years

Design term = 10.00 years Ho10 = 32.04 m

With these calculations the distribution of hazard, safety factors and failure probabilities is presented in Table 1 (Gonzalez & Millan, 2005):

For these categories the distribution of landslide hazard areas is as follows (Figures 6 and 7)

As it can be seen NSM distribution tends to have equal proportions for high and medium landslide hazard areas as compared with the final zoning.

Table 2. Final hazard distribution for T = 10-yr time horizon.

Hazard category	Natural slope methodology	Final combined zoning
High	28.17%	11.0%
Medium	27.21%	61.3%
Low	40.12%	27.7%

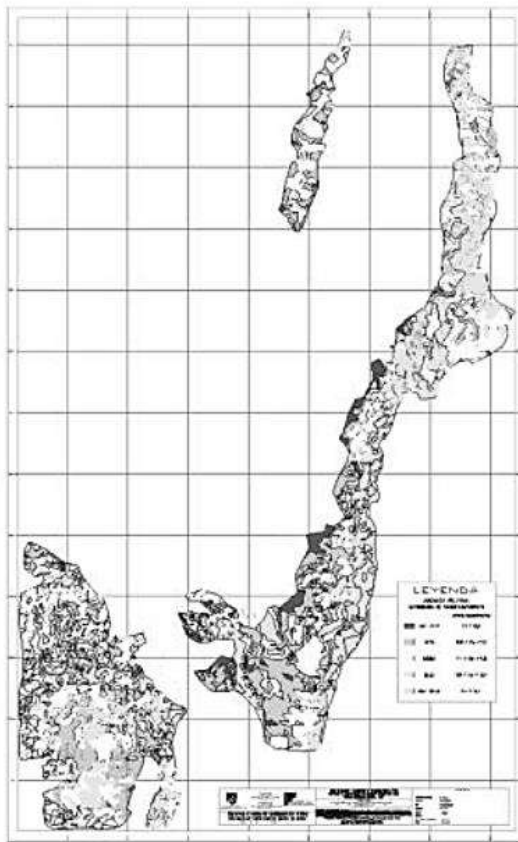


Figure 6. Bogotá landslide hazard zoning with NSM.

The details of the final landslide hazard evaluation was presented by Gonzalez & Millan (2005) and also by Gonzalez & Millan (1999 a and b).

6 CONCLUSIONS

The Natural Slope Methodology NSM has been presented, together with the main details to evaluate relative slope stability and to obtain a landslide hazard zoning, theoretically only with accurate topographic and geological maps at appropriate scales.

This method, which can be classified as a geomorphological quantitative deconvolution tool

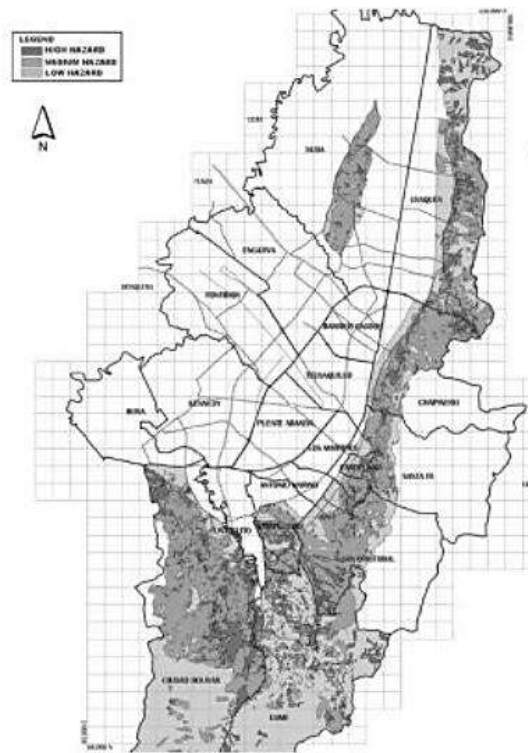


Figure 7. Bogotá landslide final landslide hazard zoning.

and as a slope classification method, can be used in many situations and has proven to be an effective and economic way to quickly obtain relative landslide hazard evaluations.

The method has been used by McMahon (1976), has been discussed by Hack (1998, 2002) and it has been included in the references of Attewell & Farmer (1976), Hoek & Bray (1981), in the papers of the followers of the Slope Mass Rating (SMR) method (i.e. Romana et al, 2015) and in many other papers and publications (i.e. Coates et al, 1979; Sjöberg, 1996; Saranaathan, 2015, etc).

ACKNOWLEDGEMENTS

The Author worked closely with the late colleague and friend Tomas Shuk E, whose brilliant mind invented the core of the method and its main developments. This paper intends to be a tribute to this brilliant hungarian-colombian engineer.

REFERENCES

- References with asterisk (*) are in Spanish
 Ang, A.H.S & Tang, W.H. 1984. Probability Concepts in Engineering Planning and Design—Vol. II—Decision, Risk and Reliability- 562 pp.- John Wiley & Sons.

- Attewell, P.B., Farmer, I.W. 1976—*Principles of Engineering Geology*—Springer 1976, p. 1045
- Carrara, A.; Cardinali, M.; Detti, R.; Guzzetti, F.; Pasqui, V.; Reichenbach, P. 1990- Geographical Information Systems and Multivariate Models in Landslide Hazard Evaluation- *Sixth International Conference and Field Workshop on Landslides; Alps 90*, Milan. Cancelli, A. (Ed) pp. 17–28.
- Chow, V.T.; Maidment, D.R. & Mays, L.W.- 1988.- *Applied Hydrology*—572 pp.- McGraw Hill Intl. Ed.
- Coates, D.F.; Yu, Y.; Gyenge, M. 1979- A Case History of Pit Slope Design *4th ISRM Congress*, Montreaux, Switzerland, September 1979, pp 591–595.
- Castellanos, R. & Gonzalez A.J. 1997. Algunas Relaciones de Precipitación Crítica-Duración que Disparan Movimientos en Masa en Colombia- *2o. Simposio Panamericano. de Deslizamientos*- Vol. 2 pp. 863–878- ABMS—Rio de Janeiro, Noviembre 1997 (*)
- Denness, B. 1988.—The Variation of the Universal Gravitational Constant and the Distribution of Earthquakes in China Through Time and Space - *Conferencias para la Investigación de Deslizamientos de la Red Vial Nacional*—Univ. Nal de Colombia—Fac. de Ingeniería—Nov. 1988.
- González G., A.J. 1990a—Conceptos sobre la Evaluación de Riesgo por Deslizamientos—*VI Jornadas Geotécnicas*- Sociedad Colombiana de Ingenieros (SCI) - Tomo I, pp. 153–170, Bogotá, Octubre 1990..(*)
- González G., A.J. 1990b—Metodología para Evaluación de Riesgo por Deslizamientos a Nivel Intermedio- *VI Jornadas Geotécnicas*- SCI—Tomo II—Oct. 1990..(*)
- González G., A.J. 1992—Avalanche Risk Evaluation at Utica—Colombia—*Ier Simposio Internacional sobre Sensores Remotos y Sistemas de Información Geográfica (SIG)*—pp. 356–378- Instituto Geográfico Agustín Codazzi—Bogotá, Abril 1992.
- González, A.J. & Millán, J. 1999a—Procedimiento para la Evaluación de la Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa en Santafé de Bogotá—Colombia- *XI CPMSIF*—Vol 2.- pp. 701–708- ABMS-Foz de Iguazú, Brasil (*)
- González, A.J. & Millán, J. 1999b—Resultados de la Evaluación de la Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa en Santafé de Bogotá—Colombia- *XI CPMSIF*—Vol 2.- pp. 717–723- ABMS—Foz de Iguazú, Brasil. (*)
- Gonzalez, A.J. & Millan, J. 2005 - Landslide Hazard Evaluation for Bogotá, Colombia- *2005 International Conference on Landslide Risk Management*- Vancouver, Canada—Vol. 1—pp. 475–485 - June 2005
- Hack, R. 1998. Slope stability probability classification; SSPC; 2nd version. *PhD thesis*- University of Technology Delft; International Institute for Aerospace Survey and Earth Sciences; ITC, Delft, Enschede, The Netherlands. (43). ISBN: 90 6164 154 3. p. 275. <http://repository.tudelft.nl>
- Hack, R. 2002- An Evaluation of Slope Stability Classification- *ISRM EUROCK'2002*, Portugal, Madeira, Funchal, 32pp, November 2002
- Hoek, E.; Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering. 3rd Edition* London, CRC Press, 358 pp
- INGEOCIM-UPES 1998.- Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Inestabilidad del Terreno para las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe, San Cristóbal, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba de Santa Fé de Bogota—Octubre 1998.(*)
- McMahon, B. K. 1976.Estimation of Upper Bounds to Rock Slopes by Analysis of Existing Slope Data. Wall Stability in the South Roberts Pit: an Example of the Use of Previous Slopes.—*CANMET Report 76-14-63pp* -Canada Centre for Mineral and Energy Technology, 1976.
- Orellana, E.; Mooney, H.M. 1966 Master tables and curves for vertical electrical sounding over layered structures: Madrid, Interciencia, 150 pp., 66 tables.-
- Romana, M., Tomás, R., Serón, J.B. -2015. Slope Mass Rating (SMR) Geomechanic Classification: Thirty Years Review.—*ISRM Congress 2015 Proceedings* - International Symposium on Rock Mechanics, Quebec, Canada, May 2015- 10pp
- Saranaathan S.E. 2015—Different Research Techniques and Models in Rock Mass Rating and Slope Stability Analysis - *Journal of Chemical and Pharmaceutical Research*, 2015, 7(7):160–168
- Shuk E., T. 1968.—Un Método Sencillo de Diseño para Minimizar el Costo de Taludes en Roca.- *Ier Simposio de Ingeniería Geológica*, Vol. II, MOPT-SCI, 1968.(*)
- Shuk E., T. 1970.—Optimization of Slopes Designed in Rock.- *Proceedings 2nd. Intl. Congress on Rock Mechanics*- Vol. 3. - Paper 7–2- pp. 275–280.-ISRM, Beograd,
- Shuk E., T. 1990.—La Evolución y el Estado Actual de la Metodología Basada en Taludes Naturales para Análisis de Estabilidad en Masas de Materiales Geológicos—Parte I—*III CSMR—SVMSIF*, Caracas, Octubre 1990.(*)
- Shuk E., T. 1994a.—Quantitative Geomechanical Differentiation and Characterization of Geological Materials Derived from a Single Parental Rock by Means of the Natural Slope Methodolog.—*1994 ISRM International Symposium- 4th CSMR—Vol 1- pp 243–254* SOCHIGE, Santiago, 1994
- Shuk E., T. 1994b. Key elements and applications of the Natural Slope Methodology with some emphasis on slope stability aspects.- *1994 ISRM International Symposium- 4th CSMR—Vol 1- pp 255–266* SOCHIGE, Santiago, 1994
- Shuk E., T. 1998- Site Characterization by Means of the Natural Slope Methodology (NSM). *First International Conference on Geotechnical Site Characterization*, pp. 315–320. Atlanta, Georgia (USA), April.
- Shuk E., T. 1999.- Zonificación geotécnica cuantitativa por medio de la Metodología de Taludes Naturales—State of the Art Paper—*XI PCSMGE—Foz de Iguassu, Brasil—Vol 4 (*)*
- Shuk E., T.; Gonzalez A.J. 1993—Quantification of Slope Instability Risk and Cost Parameters for Geotechnical Applications in a Highway Project and in a Regional Study—*ICOSSAR'93 (Sixth Intl. Conference on Structural Safety and Reliability)* - Vol. 3, pp. 2025–2032—Innsbruck—August 1993- A. A. Balkema
- Sjöberg, J 1996—Large Scale Slope Stability in Open Pit Mining—A Review- *Technical Report 1996:10T-229pp*- Division of Rock Mechanics—Luleå University of Technology—Sweden
- Terzaghi, K. (1956)—*Theoretical Soil Mechanics*, p.152–154, 8th Edition. John Wiley, N. York.
- Varnes, D.J. 1984.—Landslide Hazard Zonation: a Review of Principles and Practice.- UNESCO, Paris, 1984

Resistencia no Drenada y Comportamiento a Corto vs. Largo Plazo Como Malinterpretaciones en Ingeniería Geotécnica

Alvaro J. González G., I.C., M.Sc., DIC

Gerente AGC LTDA, Catedrático Emérito, Universidad Nacional de Colombia-Bogotá

ajgonzg@gmail.com; ajgonzalezga@unal.edu.co

Resumen

En la práctica geotécnica, se ha vuelto costumbre evaluar la estabilidad de taludes y otras obras en materiales arcillosos, como cimentaciones y muros de contención, empleando resistencia no drenada C_u y esfuerzos totales para una supuesta condición a corto plazo y luego empleando la resistencia efectiva y esfuerzos efectivos para una condición a largo plazo. Para algunos casos como taludes y cimentaciones esta práctica de uso de la resistencia no drenada C_u , puede acercarse al comportamiento real de las obras, pero en excavaciones y empujes de tierra el uso de la resistencia no drenada se estima francamente inconveniente y desorientador. El Autor considera que estas prácticas son malinterpretaciones del comportamiento real de los materiales térreos ya que tanto la resistencia como la deformabilidad de TODOS los materiales térreos (suelos y rocas) están siempre controladas por los ESFUERZOS EFECTIVOS (o drenados como los llaman algunos).

Abstract

In geotechnical practice, it has become customary to assess stability of slopes and of other works in clayey materials, such as foundations and retaining walls, using undrained strength C_u and total stresses for a supposed short-term condition and then using effective strength and effective stresses for a long-term condition. For some cases, like slopes and foundations, the use of the undrained strength C_u can be close to the real behavior of the works but in excavations and earth pressures the usage of undrained strength is estimated as frankly inconvenient and misleading. The Author estimates that these practices are misinterpretations of the actual behavior of earth materials because both the strength and the deformability of ALL earth materials (soils and rocks) is always controlled by the EFFECTIVE STRESSES (or drained stresses as some call them)

1 LA RESISTENCIA NO DRENADA C_u

1.1 ESFUERZOS EFECTIVOS

El nacimiento de la Mecánica de Suelos está marcado por la aparición del conocido Concepto de Esfuerzos Efectivos (Ecuación 1), promulgado implícitamente por Terzaghi dentro de su Teoría de la Consolidación en 1926 (Terzaghi, 1943; Skempton, 1960), y luego desarrollado por numerosos estudiosos del tema.

$$\sigma' = \sigma - U_f \quad (1)$$

σ' = esfuerzo normal efectivo

σ = esfuerzo normal total

U_f = presión de fluidos o presión de poros

Los esfuerzos efectivos controlan la resistencia τ_f de los materiales térreos (Figura 1), así como su deformabilidad.

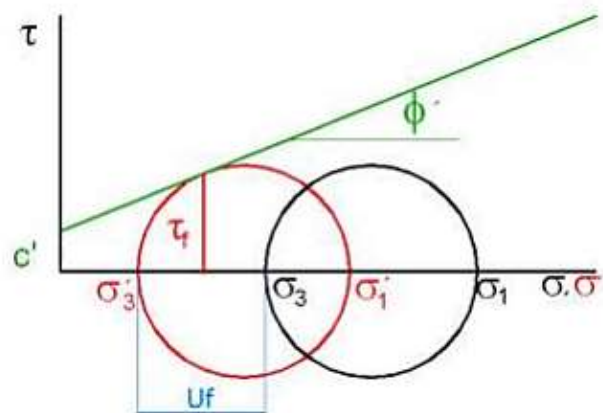


Figura 1. Resistencia τ_f y Esfuerzos Efectivos (en rojo)

Sin embargo, ya en el siglo XXI, para todo tipo de problemas y sin el beneficio de la duda, aún se emplea el método de los esfuerzos totales y la resistencia no drenada (Cu para $\phi_u=0$), en especial después del apoyo a este método por parte de uno de los más profundos investigadores del principio de esfuerzos efectivos (Skempton, 1948), con el fin de facilitar los cálculos de estabilidad de la época de postguerra (en ausencia de toda la abundancia de ayudas computacionales de hoy día), en especial para cimentaciones y presas en materiales arcillosos saturados, donde este método es relativamente aplicable por ser las arcillas materiales impermeables y las cimentaciones y presas procesos de carga.

Los esfuerzos totales se evalúan normalmente con las cargas y el peso propio de los materiales, las presiones de fluidos naturales con los datos de posición y flujos del agua subterránea y las presiones de poros inducidas se pueden evaluar con la ecuación de Skempton (1954)

$$\Delta U_f = B [\Delta \sigma_3 + A \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)] \quad (2)$$

ΔU_f = incremento de presión de poros

B, A = parámetros de presión de poros

$\Delta \sigma_3$ = incremento de esfuerzo principal menor total

$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ = incremento de esfuerzo desviador

Si se hace un ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU) en un material arcilloso saturado y no fisurado, con diferentes presiones de cámara, en términos de esfuerzos totales arroja un valor constante de la resistencia Cu ($\phi_u=0$), pero realmente es que el incremento de la presión de confinamiento $\Delta \sigma_3$ es compensado con el incremento de presión de poros ΔU_f y en realidad todos los círculos de esfuerzos totales equivalen a un solo valor de esfuerzos efectivos (Figura 2)

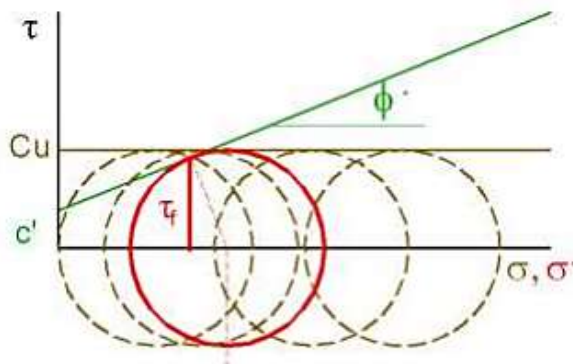


Figura 2. Ensayo UU y Resistencia No Drenada Cu

1.2 El Ensayo de Compresión Simple y Cu

Skempton (1948) demostró que para los casos mencionados de carga la resistencia no drenada Cu (para $\phi_u=0$) en términos de esfuerzos totales estaba muy cerca del valor de resistencia drenada en términos de esfuerzos efectivos (τ_f) (Figuras 3 y 4) y que este valor de Cu podía obtenerse muy fácilmente del ensayo de compresión simple, pero con las siguientes condiciones:

a) Material completamente saturado: en caso de que no haya saturación la resistencia Cu resulta en una pseudoenvolvente de Mohr-Coulomb.

b) Material intacto (sin fisuración) para evitar zonas de debilidad y problemas de drenaje.

c) Procesos de carga, aun cuando Bishop y Bjerrum (1960) lo aconsejan para procesos de descarga pero sin mencionar ejemplos. Sin embargo, el propio Skempton y sus colaboradores tuvieron y han tenido graves dificultades para aplicar este método en las arcillas preconsolidadas del Reino Unido, las cuales, por su naturaleza aún continúan en un proceso de descarga a largo plazo.

1.3 Variabilidad de Cu

Skempton y Bishop (1954) dedujeron la formulación en materiales saturados ($B=1$) para evaluar la relación de Cu a compresión con los parámetros de esfuerzos efectivos (c' , ϕ'), los de presión de poros a la falla (A_f , B), el coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 y la presión isotrópica de consolidación inmediatamente antes del ensayo p' , aplicables al ensayo de laboratorio:

$$Cu = \frac{c' \cos \phi' + p' \sin \phi' [K_0 + A_f (1 - K_0)]}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \quad (3)$$

Para ciertos casos especiales esta fórmula se simplifica, por ejemplo (González, 1974):

a) Para $A_f=1$ (suelos normalmente consolidados-contráctiles) (Figura 3)

$$Cu = (c' + p' \tan \phi') \sqrt{K_a} \quad (4a)$$

y si $c' = 0$

$$Cu = p' \tan \phi' \sqrt{K_a} \Rightarrow Cu/p' = f(\phi') \quad (4b)$$

y teóricamente en ambos casos no influye K_0

b) Para $A_f=0$ (suelos muy preconsolidados- dilatantes) (Figura 4)

$$C_u = (c' + K_o p' \tan \phi') \sqrt{K_p} \quad (5)$$

para materiales preconsolidados es de más difícil aplicación pues normalmente están fisurados.

En la Figura 3 se presenta un caso hipotético de un ensayo de compresión simple en un suelo contráctil (c) mientras que en la Figura 4 se hace lo propio con un suelo dilatante (d), con la misma resistencia C_u , para lo cual necesariamente

$$A_{fd} < A_{fc}, p_d' < p_c' \text{ y } U_{od} < U_{oc}$$

y para la misma presión de poros a la falla lógicamente resulta

$$\Delta U_d < \Delta U_c.$$

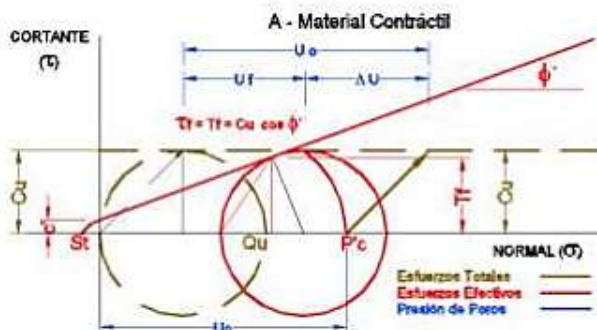


Figura 3. Compresión Simple para Material Contráctil

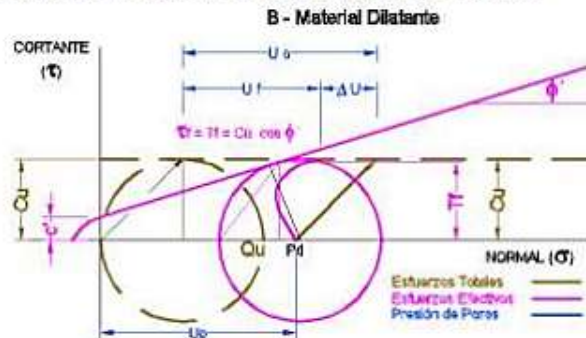


Figura 4. Compresión Simple para Material Dilatante

Se aprecia que en ambos tipos de suelos el valor de la resistencia C_u está muy cercana al valor de resistencia al corte de falla en compresión τ_f , existiendo en los dos casos la relación:

$$\tau_f = C_u \cos \phi' \quad (6)$$

lo que indica que, en carga, siempre

$$C_u > \tau_f \quad (6a)$$

siendo la desproporción mayor a medida que aumenta ϕ' .

Dada la gran cantidad de factores que intervienen en C_u , es posible encontrar el mismo valor de este parámetro para condiciones muy variadas. En la Figura 5

se presentan valores de c' y ϕ' requeridos, para el mismo C_u de cada curva, para un material contráctil con $p' = 10 \text{ ton/m}^2$, $A_f = 1.0$ y $K_o = 1 - \sin \phi'$

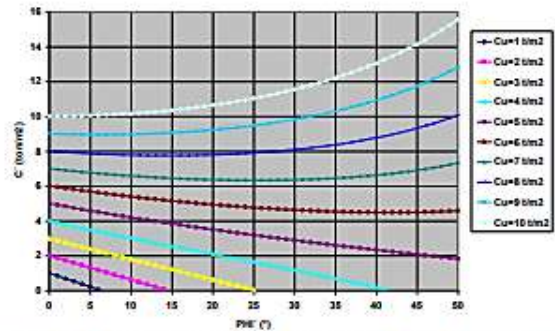


Figura 5. Compresión Simple para Material Contráctil

En la Figura 6 se presentan los valores de c' y ϕ' requeridos, para el mismo C_u de cada curva, para un material dilatante con $p' = 10 \text{ ton/m}^2$, $A_f = 0.0$ y $K_o = (1 - \sin \phi')(RSC)^{\sec \phi'}$ con relación de sobreconsolidación $RSC = 2$

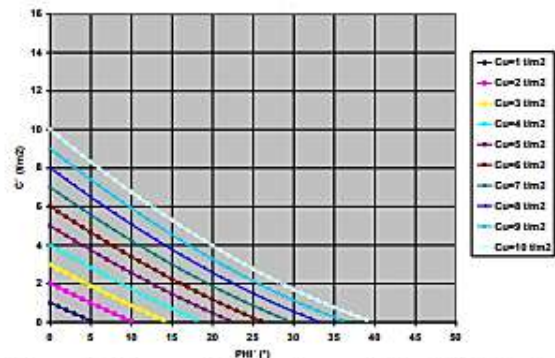


Figura 6. Compresión Simple para Material Dilatante

2 CALCULOS CON C_u

2.1 Análisis de Taludes con C_u

Cuando un material térreo falla, el plano de falla hace un ángulo $\theta = 45^\circ - \phi'/2$ con la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 (Figura 7)



Figura 7. Compresión Simple y Planos de Falla

Si se hace un análisis de estabilidad para un talud con $H = 6.0\text{m}$ y los materiales de la Tabla 1

Tabla 1. Materiales de talud

Material	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ ($^\circ$)	C_u (kPa)
Arcilla	18.755	3.904	19.956	21.434

Roca Alterada 23.000 90.925 42.558 941.80

Para los análisis con esfuerzos efectivos se obtiene (Figuras 8 y 9 y Tabla 2)

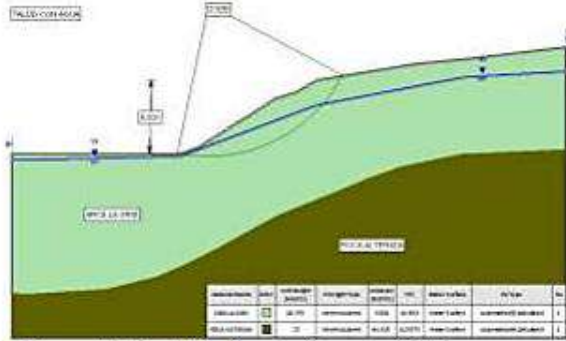


Figura 8. Estabilidad con esfuerzos efectivos y agua

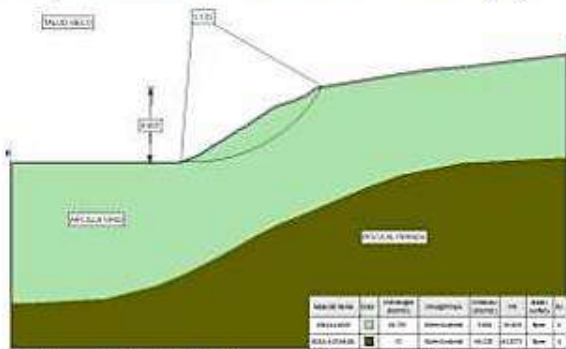


Figura 9. Estabilidad con esfuerzos efectivos y seco

Tabla 2. Resultados de estabilidad con esfuerzos efectivos

Condición =>	Con agua	Seco
Fs	0.928	1.131

Con esfuerzos totales y Cu, los factores de seguridad Fs son similares a los de esfuerzos efectivos, pero no hay variación de los Fs con Cu para los casos con agua y seco (Figuras 10 y 11 y Tabla 3) y además la superficie de falla con Cu es muy diferente a la encontrada con esfuerzos efectivos

Tabla 3. Resultados de estabilidad con esfuerzos totales

Condición =>	Con agua	Seco
Fs	0.994	0.994

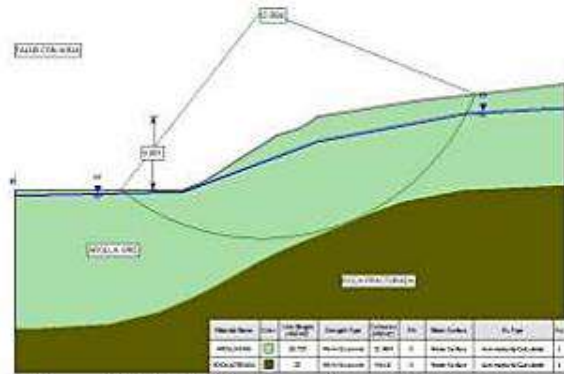


Figura 10. Estabilidad con esfuerzos totales y agua

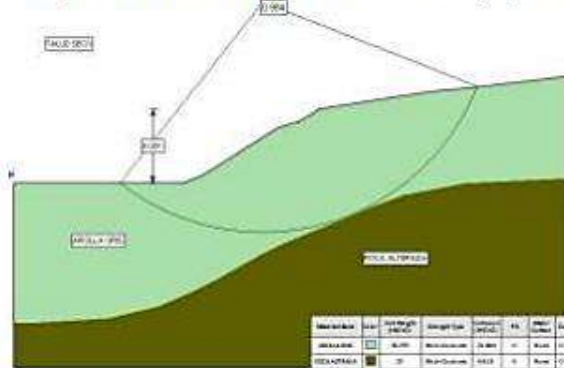


Figura 11. Estabilidad con esfuerzos totales y seco

Si la envolvente de resistencia no drenada con $\phi_u = 0$ fuera una envolvente físicamente válida entonces siempre las superficies de falla harían un ángulo de 45° con el esfuerzo principal mayor, cosa que realmente nunca sucede, como puede verse de los ejemplos anteriores.

Todos los análisis de estabilidad fueron realizados con el Programa Slide V6.0 de ROCSCIENCE (2011), con 10,000 superficies y el método de Bishop Modificado.

2.2 Análisis de Zapatas con Cu

Con los mismos parámetros de la arcilla empleada en el ejemplo del talud se calcula un cimiento corrido con una base $B=1.5m$ ubicado a 1.0m de profundidad en suelo seco, para cuyo cálculo se emplea la metodología de Vesic (1975), pero sin emplear corrección por compresibilidad.

Los parámetros de capacidad portante N_q , N_c y N_γ para $\phi' = 19.956^\circ$ y $\phi_u = 0$ se indican en la Tabla 3, así como la capacidad portante última calculada con la clásica ecuación 7 (Vesic, 1975)

$$q_{ult} = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (7)$$

Tabla 3. Parámetros y Capacidad Portante del Ejemplo

c' (kPa)	ϕ' (°)	N_q	N_c	N_γ	q_{ult} (kPa)
3.904	19.956	6.3715	14.7935	3.9008	232.12
21.434	0.000	1.0000	5.1416	0.0000	129.82

Aunque los datos geomecánicos de la arcilla del ejemplo son tomados de datos reales de laboratorio, se aprecia que los valores de capacidad portante última q_{ult} para el ejemplo son muy diferentes con parámetros efectivos y con parámetros no drenados, siendo q_{ult} con éstos últimos el 56% del q_{ult} obtenido con los primeros, lo cual tiende a ser bastante conservativo

2.3 Análisis de Presiones de Tierra con Cu

Se recuerdan las expresiones para coeficientes de presiones laterales:

$$K_a = \tan^2(\pi/4 - \phi'/2) = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi') \quad (8)$$

$$K_p = 1/K_a \quad (9)$$

$$K_o = (1 - \sin \phi') (RSC)^{\tan \phi'} \quad (10)$$

En las cuales:

K_a = coeficiente de presión activa

K_p = coeficiente de presión pasiva

K_p = coeficiente de presión en reposo

ϕ' = ángulo de fricción efectiva

RSC = relación de preconsolidación

Para el suelo del ejemplo se presentan los valores de coeficientes de presión de tierras para los casos de esfuerzos efectivos y no drenado, asumiendo RSC=1.5 (Tabla 4)

Tabla 4. Coeficientes de Presión de Tierras del Ejemplo

CASO	ϕ' (°)	K_a	K_p	K_o
Efectivo	19.956	0.4911	2.0363	0.7564
No Drenado	0.000	1.0000	1.0000	1.0000

Se aprecia que para el caso no drenado todos los coeficientes de presión de tierras son iguales a la unidad, lo cual es totalmente ilógico y que conduce necesariamente a valores errados de presiones de tierras. Para una discusión mas detallada sobre presiones laterales y descargas con comportamiento no drenado ver González (1991)

3 CONCLUSION DE ANALISIS CON Cu

De todo lo anterior se desprende que el empleo de análisis con Cu puede llevar a resultados irrealistas, muy conservativos o eventualmente inseguros, del comportamiento geotécnico real de las obras de ingeniería

Cuando una carga se aplica rápidamente, por ejemplo en materiales arcillosos, la presión de poros generada no se puede disipar a la misma tasa y entonces se acumula dando lugar a una condición no drenada. Existe desde hace tiempo la noción de que en esta situación,

denominada por algunos como de “corto plazo” (p.ej. Brinch-Hansen & Gibson, 1951), es adecuado usar la resistencia no drenada C_u , asumiendo implícitamente que C_u representa realmente la resistencia del suelo cargado, lo cual no siempre es cierto, como se deduce de los ejemplos anteriores. Sin embargo esta es una situación muy generalizada y un ilustre profesor, abanderado de la resistencia no drenada, el Profesor Charles Ladd de MIT (Ladd, 1991) determina las situaciones y ensayos que hay que usar con C_u (Figura 12)

TABLE 6. Stability Problems Classified According to Drainage Conditions
Definition of Factor of Safety

Case (1)	Common description (2)	Proposed description (3)	Proposed classification (4)	Definition of factor of safety* (5)
1	Undrained, short-term or end-of-construction	No consolidation of soil with respect to applied stresses and undrained failure	Unconsolidated-undrained = UU case	s_u / τ_u or c_u / τ_u (Eq. 6)
2	Drained or long-term	Full consolidation of soil with respect to applied stresses and drained failure ($u_v = 0$)	Consolidated-drained = CD case	s_d / τ_d or $\tan \phi' / \tau_d$ (Eq. 7)
3	Partially drained or intermediate	Partial or full consolidation of soil with respect to applied stresses and undrained failure	Consolidated-undrained = CU case	c_u / τ_u (Eq. 8)

* τ_u = mobilized shear stress required for equilibrium; s_u = undrained shear strength obtained from conventional testing associated with typical $\phi = 0$ analyses; τ_d = drained shear strength from techniques recommended in Section 5; and s_d = drained shear strength defined in Eq. 7

Figura 12. Condiciones de Corto, Mediano y Largo Plazo (Ladd, 1991)

Otro eminente profesor como James.M. Duncan de Virginia Tech, para el caso de estabilidad de taludes, también aconseja el método no drenado y asume los estados de “corto, mediano y largo plazo” (Duncan et al, 2005)

La situación es aún más irreal en procesos de descarga o en presiones laterales, donde definitivamente el empleo de la resistencia no drenada C_u provee resultados totalmente errados.

Por todo lo anterior, en la Norma NSR10 en el Título H en H.2.4.2 se dice expresamente:

“Se permite emplear la resistencia no drenada S_u para casos de análisis en materiales cohesivos saturados y no fisurados:

- a) *Estáticos de cimentaciones superficiales*
- b) *Estáticos de cimentaciones profundas*
- c) *Estáticos de taludes temporales o de falla de fondo temporal*

Pero NO SE PERMITE emplearlo en casos de análisis:

- a) *Estáticos de empujes de tierras*

- b) *Problemas geotécnicos que impliquen relajación de esfuerzos*
- c) *Estabilidad de taludes permanentes*
- d) *De materiales no saturados*
- e) *De materiales fisurados*
- f) *Seudo estáticos*
- g) *Dinámicos*

4 ANALISIS SIN USAR Cu

Debido a todo lo anterior, lo recomendable es usar siempre esfuerzos efectivos, pero siempre queda la duda sobre como tener en cuenta la presión de poros

Entonces el Autor recomendaría

4.1 ESTABILIDAD DE TALIDES

Para el caso de taludes de relleno o de excavaciones, en taludes naturales es posible estimar las presiones de poros estáticas de la exploración del sitio y si ocurre algún proceso de carga o descarga externo, se puede evaluar la variación de presión de poros con el método de Skempton (1954) ya mencionado en 1.1 (ecuación 2) y/o empleando métodos numéricos como como por ejemplo el de Gibson y Lumb (1953) o un programa de elementos finitos como PLAXIS, MIDAS FEM o RS2. Para lluvias y otros infiltraciones, los programa SLIDE O RS2, ya mencionados, traen un módulo para evaluar la presión de poros y caudales en agua con flujo.

4.2 CIMIENTOS Y PRESIONES DE TIERRAS

En estos casos igualmente se pueden emplear los métodos de cálculo de presiones de poros empleando la ecuación (2) de Skempton (1954) y también programas de elementos finitos. En cálculos usuales, por ejemplo, con hojas de cálculo, no es común emplear las presiones de poros generadas por cargas o descargas

4.3 PRESIONES DE POROS POR SISMO

En este caso el exceso de presiones de poros por sismo se puede estimar a partir de los esfuerzos cortantes generados por el sismo, evaluados unidimensionalmente, por ejemplo con EERA (Bardet et al, 2000) y luego aplicar el método simplificado de Sarma et al (1982), o con el parámetro R_u y el número de ciclos (p.ej. Biondi et al, 2000) o con programas específicos como GADFLEA (Booker et al, 1976) o DYNFLOW Prévost (1999) o con programas de elementos finitos 2D o 3D ya mencionados.

5 REFERENCIAS

- Bardet, J.P.; K. Ichii, K.; Lin, C.H. (2000) – *EERA- A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits* – University of Southern California, 2000-
<http://www.ce.memphis.edu/7137/eera.htm>
- Biondi G., Cascone E.; Maugeri, M.; Motta, E. (2000)- *Pore Pressure Effect on Seismic Response of Slopes- Paper 1620- Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering- Auckland, New Zealand 2000*
- Bishop, A.W.; Bjerrum, L. (1960)- *The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems* - Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils- ASCE, Boulder, Colorado -pp. 437-501
- Booker, J.R.; Rahman, M.R.; Seed, H.B. (1976) "GADFLEA - A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading", Report EERC 76-24, University of California, Berkeley.
- Brinch-Hansen, J.; Gibson, R. E. (1951)- *Undrained shear strengths of anisotropically consolidated clays*-Geotechnique, London, England, 1(3), 189-204.
- Duncan, J.M.; Wright, S.G. (2005)- *Soil Strength and Slope Stability- Chapter 3- John Wiley, 2005*
- Gibson R E; Lumb, P (1953)- *Numerical Solution of Some Problems in the Consolidation of Clay.- Proceedings ICE- Volume 2 Issue 2, March 1953, pp. 182-198- Part 1*
- González G., A.J. (1974) - *Safety Factors: A Conceptual Review* - M. Sc. Thesis - Imperial College of Science and Technology, Univ. of London,, 1974
- González G., A.J. (1991) - *Comportamiento de Excavaciones y Métodos de Análisis* – 9pp- Primer Encuentro Nacional de Ingenieros de Suelos y Estructuras–ECI, Bogotá D.C. -Sept. 4 a 6 de 1991
- Ladd, Ch. (1991)- *Stability Evaluation During Staged Construction- The 22nd Terzaghi Lecture- ASCE JGTE Vol. 117, No. 4, .pp 540-615, ASCE, April 1991*
- MIDAS FEM - <http://en.midasuser.com/>
- NSR10 (2010).- *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.* - Asociación Colombiana de Ing. Sismica- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Bogotá, 2010
- PLAXIS - <http://www.plaxis.nl/>
- Prévost, J.H. (1999)- *DYNFLOW - A finite element analysis program for the static and transient response of linear and non linear two and three-dimensional systems, Department of Civil Engineering, Princeton University,*
- ROCSCIENCE (2011) *SLIDE- 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes V6.009- Rocscience Inc – www.rocscience.com*
- RS2- <https://www.rocscience.com/store/rs2>
- Sarma, S.K.; Tsatsanifos, C.P. (1982) "Effective Stress Analysis of a Soil Layer Subjected to Earthquake Loading", Proceedings, 7th European Conf. on Earthquake Engineering, Athens, September 20-25, Vol. 2, No. 4 pp. 523-530.

- Skempton, A.W. (1948)- *The $\phi = 0$ analysis of stability and its theoretical basis*- Proceedings 2nd ICSMFE- Rotterdam- Vol 1 pp. 72-78
- Skempton, A.W. (1954)- *The pore pressure coefficients A and B*-Geotechnique-Vol 4.-pp. 143-147.
- Skempton, A.W.; Bishop, A.W. (1954)- *Soils*- en Reiner M. Ed (1954)- "Building Materials-Their Elasticity and Inelasticity"- North Holland Publ. Co- Chapter 10- pp. 417-482.
- Skempton A.W. (1960), *Significance of Terzaghi's Concept of Effective Stress*, en "From Theory to Practice in Soil Mechanics. Selections from the Writings of Karl Terzaghi", pp 42-53, John Wiley, New York.
- Terzaghi K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley, New York.
- Vesic, A. (1975).- *Bearing Capacity of Shallow Foundations, Chapter 3* – "Foundation Engineering Handbook", Winterkorn & Fang, Eds., 1st Ed.- pp 121-147 - Van Nostrand, N.Y

Artículos III. El Relleno Sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia.

Falla del relleno sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia. Parte 1: las basuras acumuladas como material geotécnico

AUGUSTO ESPINOSA SILVA - Ingeniero Civil, U. Nal.; M. Sc.-U. of Illinois;
Profesor de Tiempo Parcial -U. de Los Andes -16 años; Gerente AREAS Ltda.

ALVARO J. GONZÁLEZ GARCÍA Ingeniero Civil, U. Nal.; M.Sc -London
University; DIC- Imperial College; Profesor Asociado-U. Nal.; Gerente AGC Ltda.

RESUMEN : En la tarde del 27 de septiembre de 1.997 ocurrió un deslizamiento de basuras en el Relleno Sanitario Doña Juana en Bogotá, que involucró cerca de 800,000 m³ de basuras de la denominada Zona II del Relleno. La falla se había hecho evidente desde el día anterior, pero sin embargo, el movimiento súbito y violento tomó por sorpresa tanto a las autoridades como al operador del relleno. Hoy (julio 2001) se ha recolectado la masa deslizada y se ha colocado en una nueva zona. PARTE I - Las propiedades geomecánicas de las basuras dependen, como las de los suelos, de su composición, pero en los desechos esta composición es altamente variable en su estado inicial, y de esta etapa inicial depende su evolución futura, al transformarse bioquímicamente su componente orgánica (predominante en las basuras), en líquido y gas. En estos materiales, como en los suelos, tanto la resistencia como la rigidez, proviene de la *componente sólida* y del *esfuerzo efectivo* que actúa en ella. Por tanto, con el tiempo, al reducirse la proporción de sólidos por la descomposición, también se van reduciendo las propiedades mecánicas de la basura.

PALABRAS CLAVE: rellenos sanitarios, propiedades, resistencia, lixiviado, biogas, recirculación

1. INTRODUCCION A LOS RELLENOS SANITARIOS

1.1 Bosquejo Histórico

Hasta la década de los 80, la ciudad de Bogotá manejó los desechos de basuras por medio de botaderos abiertos, tipo Gibraltar y El Cortijo, sin usar tecnologías más modernas aplicadas en otras localidades, sin la capacidad adecuada para disponer de una magnitud creciente de residuos y sin la seguridad sanitaria que un servicio público de esta naturaleza impone. A partir de 1988 se inicia el Relleno Sanitario Doña Juana incorporando las últimas técnicas.

Simultáneamente, en otras partes del mundo, esta misma actividad había comenzado en los años 30s en el Reino Unido y en los 40s en los EEUU, que habían adoptado la técnica moderna de los Rellenos Sanitarios que con el tiempo pasaría a la formulación del bio-reactor y a la Administración Integral de Residuos Sólidos.

En este proceso se encontró que los rellenos de basuras no eran masas inertes sino en permanente actividad, que producían lixiviados y biogas como resultado de la descomposición

de la materia orgánica presente en los desechos.

1.2 Fases de Evolución de Rellenos Sanitarios

Las fases de evolución de un relleno sanitario, especialmente en lo que atañe a la producción de lixiviados y gases, ha sido descrita en forma sintética por Tchobanoglous et. al. (1993), quienes mencionan, entre otros, los trabajos de Farquhar y Rovers, 1973 y de Christensen y Kjeldsen, 1989, y luego diseminada a toda la Ingeniería Ambiental. (Figura 1).

Esta definición de fases parte de una sucesión de etapas, más o menos secuenciales, a través de las cuales debe pasar en su degradación el contenido de basuras de un relleno típico. La mejor descripción, en concepto de los Autores, se resume a continuación:

Fase I – Ajuste Inicial. En esta etapa inicial las basuras sufren una descomposición microbiana aeróbica, mientras el oxígeno presente en las mismas basuras y en el aire atrapado en su acomodamiento en las celdas, es consumido por las reacciones químicas que desde ese momento se desatarán en el interior del relleno. Se cree que la fuente de organismos

aeróbicos y anaeróbicos de estas reacciones está presente al menos en parte en el suelo que forma las diversas capas de cobertura.

Fase II – Transición. En esta fase se consume el oxígeno disponible y se inicia progresivamente la etapa anaerobia de descomposición. Estas condiciones pueden ser verificadas con la medición del potencial de oxidación/reducción de la basura. Por una parte, los nitratos y los sulfatos presentes pueden ser reducidos a gas nitrógeno y a ácido sulfhídrico (H_2S). Al reducirse aún más el potencial de oxidación/reducción, la comunidad microbiana inicia la conversión de la materia orgánica en metano (CH_4) y en dióxido de carbono (CO_2). Por otra parte el pH del lixiviado que se va formando empieza a descender como respuesta a la presencia de gases orgánicos y a la elevada concentración de CO_2

Fase III – Acidificación. La acidificación comenzada en la fase anterior se acelera con la producción de ácidos orgánicos y menores cantidades de gas hidrógeno, H_2 . Tienen lugar entonces, tres pasos en el proceso: el primero, la hidrólisis de los compuestos molecularmente complejos como los lípidos, los polisacáridos, las proteínas y los ácidos nucleicos; el segundo paso es la acidogénesis propiamente dicha, y la formación de ácido acético (CH_3COOH); el gas formado en esta fase será el dióxido de carbono, CO_2 . El pH del lixiviado bajará durante esta fase a 5 o menos. La demanda bioquímica de oxígeno y la demanda química de oxígeno aumentarán considerablemente en esta etapa. Algunos metales pesados serán solubilizados como respuesta al descenso del pH. También muchos nutrientes esenciales del proceso serán liberados al lixiviado en esta fase, por lo cual si no se recircula el lixiviado, los nutrientes se perderán para el sistema.

Fase IV – Metanogénesis. En esta fase, un segundo grupo de microorganismos se hace predominante. Estos convierten el ácido acético y el gas hidrógeno en metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2). El proceso es estrictamente anaerobio; además, la producción de ácidos se reduce, con lo cual el valor del pH en el lixiviado sube a valores entre 6.8 y 8. Así pocos constituyentes inorgánicos pueden permanecer en solución; los metales pesados disueltos en lixiviados también disminuirán, porque se

precipitan dentro del relleno.

Fase V – Maduración. El relleno entra en la fase de maduración cuando el material biodegradable, fácilmente transformable, ha sido convertido a CH_4 y CO_2 en la fase anterior. La humedad que continúa migrando dentro del relleno, termina por alcanzar los restos de material biodegradable y lo convierte, según se ha descrito. La cantidad de gas producida en esta fase disminuye notablemente porque los nutrientes han sido evacuados con el lixiviado en las fases previas y porque los remanentes sólidos dentro del relleno son biodegradados en forma más lenta. Pequeñas cantidades de oxígeno y nitrógeno comienzan a penetrar en el relleno en esta fase.

Las reacciones químicas aquí descritas, son exotérmicas; más las aerobias iniciales que las anaerobias, que se suceden después en las fases acidogénica y metanogénica. En todo caso, la temperatura puede alcanzar $71^\circ C$ en las aerobias y $21^\circ C$ sobre el ambiente en las anaerobias (Oweis y Khera, 1990).

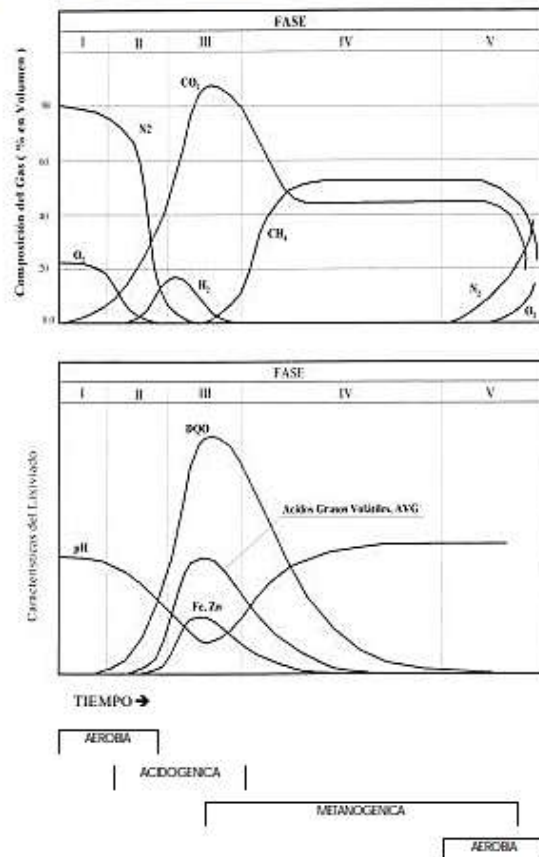


Figura 1 - Variaciones de los componentes del gas y del lixiviado en un relleno sanitario. Tchobanoglous et. al. (1993),

1.3 Generación de Lixiviados

La generación de lixiviados ocurre principalmente en la Fase II de evolución del relleno (Fig. 1). Los lixiviados provienen de: (a) el agua lluvia infiltrada en el relleno mientras se está colocando la basura; (b) el agua que se produce al compactar la basura húmeda y finalmente (c) por la descomposición biológica que se inicia una vez se va conformando el relleno. El máximo caudal de lixiviados debe producirse -al menos teóricamente en zonas templadas - justo antes del cierre del relleno.

Varios métodos han sido desarrollados en otras latitudes para estimar el volumen de lixiviados que debe esperarse de un relleno determinado. El modelo más usado hoy se denomina HELP (Hydrologic Evaluation of Landfill Performance), desarrollado por la USEPA (U.S. Environmental Protection Agency) en 1994, que considera el agua lluvia como la mayor causa de volumen de lixiviados.

Sin embargo, Reinhart y Townsend (1998) consignan en su libro la siguiente observación: "Es seguro decir que, en el presente, la predicción a corto plazo de la cantidad de lixiviados no es una ciencia exacta y, por lo tanto, los sistemas de manejo de los lixiviados deben diseñarse para acomodar un intervalo considerable de variación de las tasas de flujo".

Tchobanoglous et. al (1993) proponen a su turno, un balance hídrico para efectos de conocer cuál es el caudal remanente que se convertiría en lixiviados. El balance se establece en peso por unidad de área del relleno.

1.3.1 Algunas Definiciones

El Agua en el Perfil de un Medio Poroso. Para efectos de entender claramente la posición de la humedad en un medio poroso (basura en este caso) es necesario considerar el amplio espectro del flujo de agua en condiciones no saturadas, empezando desde el estado seco hasta llegar a la saturación como extremos del intervalo en el cual se moverá el líquido almacenado en el relleno sanitario. Las definiciones se toman de las originalmente usadas en agronomía: La primera humedad que adquiere el material proviene del contacto con la humedad ambiente; se dice entonces que el medio posee agua

higroscópica o adsorbida que estará firmemente adherida a la estructura molecular de las partículas y que no estará disponible para las plantas. Al seguir aumentando el contenido de humedad, se pasa por el coeficiente higroscópico y se entra al agua sostenida por la capilaridad del medio; en este dominio, a partir del llamado punto de marchitamiento, el agua estará disponible para el consumo por especies vegetales. El límite superior del agua capilar está marcado por la llamada capacidad de campo. En adelante, hasta la saturación, el agua será gravitacional, o sea que se moverá en respuesta a la gravedad dentro del medio poroso no saturado. (Figuras 2 y 3).

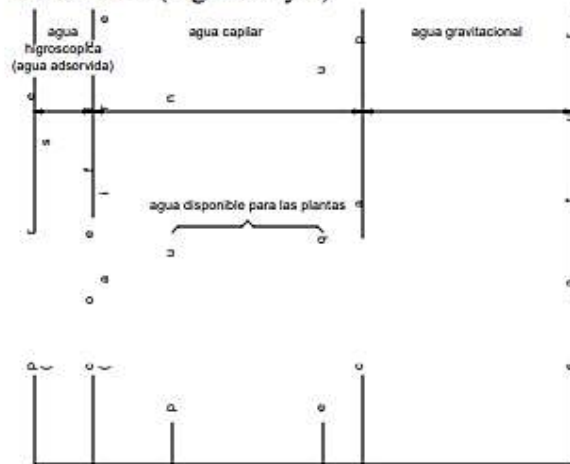


Figura 2a. Clases de humedad en el suelo y puntos de equilibrio

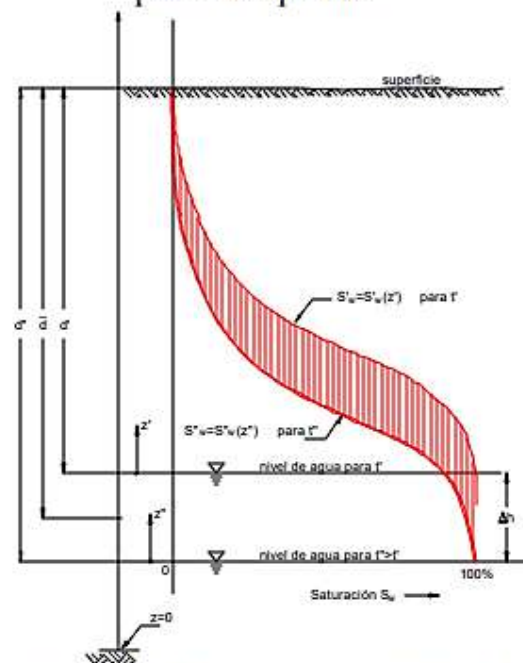


Figura 2b. Distribución típica de humedad sobre el nivel freático

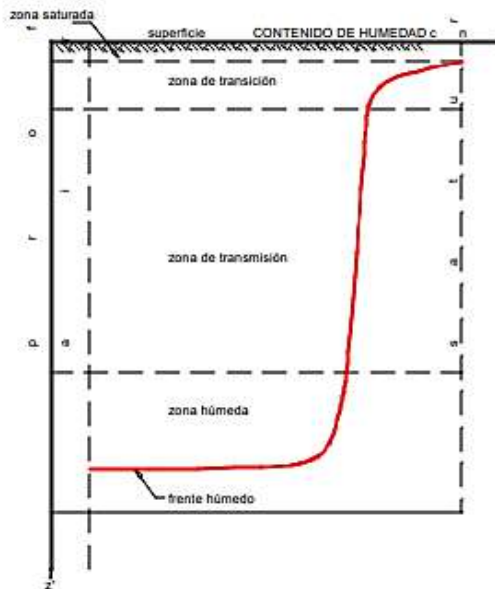


Figura 3. Zonas de humedad durante la infiltración

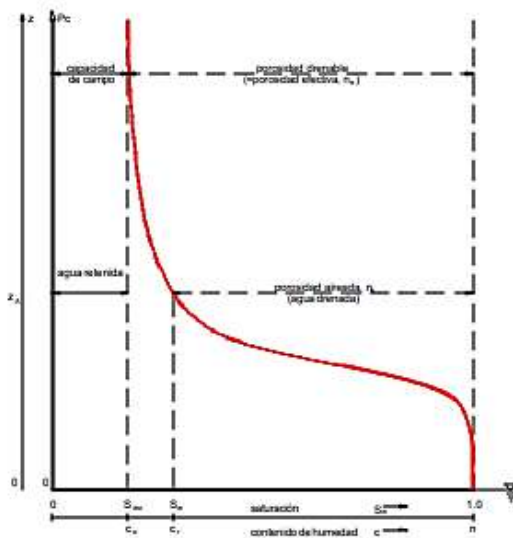


Figura 4. Capacidad de campo (CC) y porosidad efectiva (Bear, 1972)

Capacidad de Campo (CC). Después de lo anterior, puede definirse entonces la capacidad de campo como la cantidad de agua retenida en el medio poroso en contra de la acción de la gravedad. Bear (1972) propone que la capacidad de campo sea entendida como un estado dinámico y no como un estado de equilibrio, por la condición permanente de cambio en respuesta a la permeabilidad, a la estructura del suelo, a su textura, a la temperatura y a la presión barométrica y, cuando se hace referencia a una acumulación de basuras – el caso presente –,

definitivamente a la densidad cambiante del medio poroso. La Figura 4 es la que usa Bear (1972) para ilustrar su significado físico.

Por su parte, Thobanoglous et. al. (1993) plantean una formulación semi-empírica para calcular la capacidad de campo, expresada así:

$$CC = 0.6 - 0.55 \frac{W}{10000 + W} \quad (1)$$

donde:

CC = Capacidad de campo, como fracción del peso seco de la basura. (En realidad un contenido de humedad geotécnico w)
W = Peso de sobrecarga expresado a media altura del nivel considerado. (lb/yd²)

Infortunadamente, esta ecuación ha sido divulgada sin las debidas precisiones por el mismo Tchobanoglous. En realidad, la ecuación es dimensional y el peso (W) está expresado en lb/yd², lo cual quiere decir que la constante es dimensional también, y será 10000 lb/yd². En unidades MKS la ecuación (1) queda como:

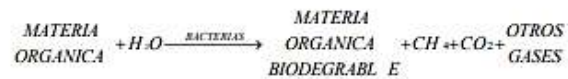
$$CC = 0.6 - 0.55 [W / (5.245 + W)] \quad (1a)$$

W = sobrecarga a media altura (ton/ m²)

Independientemente de esto, lo que más importa es que, por ser la Capacidad de Campo un contenido de humedad geotécnico (w), se concluye que la capacidad adicional de absorber agua que tiene el relleno es igual a la diferencia entre la capacidad de campo y la humedad que ya se posee.

1.4 Generación de Gases

Los mismos Tchobanoglous et al (1993) han planteado la ecuación general de la reacción anaeróbica que debe tener lugar en la descomposición de las basuras, así :



Los mismos autores hacen hincapié en la necesidad de agua para que ocurra la descomposición bacteriana. La ausencia de la humedad requerida en la reacción produce lo que han denominado por unos autores el relleno

momificado y por parte de otros la tumba seca.

Debe hacerse la separación de la materia orgánica, para efecto de los cálculos, en dos: de descomposición rápida, tres meses a cinco años; y de descomposición lenta, hasta 50 años. Debe recordarse lo expresado por Reinhart y Townsend (1998): "Aproximadamente entre 50% y 70% de las basuras sólidas municipales está compuesta por materiales biodegradables". O sea que el remanente sólido que debe quedar después de la descomposición es apenas 30% o 50%. En el caso de Bogotá se llega a 80.% de materiales biodegradables.

La producción de gas en un modelo de relleno de zonas templadas, cuya disposición durara cinco años, llega a un máximo, entre 7 y 10 años desde su iniciación y puede prolongarse con una tasa siempre decreciente hasta los 20 años. Si el suministro de agua al relleno es insuficiente, el proceso es lento y se prolonga en el tiempo. En algunos casos de climas secos se han encontrado, muchos años después de colocados, rellenos en el mismo estado en que se dejaron. Esto equivale a pasar a otras generaciones la responsabilidad por el tratamiento de los desechos actuales, lo cual no es correcto, según el pensamiento actual.

En el caso de las basuras de Bogotá, por su alto contenido orgánico y su también elevada humedad, los gases comienzan a generarse muy rápidamente, e inclusive ha habido pocos casos de pequeños incendios, fácilmente controlables, durante la colocación inicial de las basuras.

1.5 Efectos de la Recirculación de Lixiviados

Es evidente que los Rellenos Sanitarios Modernos han evolucionado para llegar a ser una instalación sofisticada que envuelve procesos físicos y químicos muy complejos.

En este proceso de desarrollo se vió clara la posibilidad de reinyectar los lixiviados para realimentar el proceso biológico de degradación en curso. La segunda generación de tales reactores apareció a mediados de los años 90.

1.5.1 Ventajas y Desventajas de Recirculación

Los estudios forenses del accidente en Doña Juana (Sadat et al, 1997: Geosyntec, 1998) consiguieron ventajas y desventajas del proceso

de recirculación.

Se consideran como ventajas:

- Conduce a la aceleración de la degradación de la basura por la participación de nutrientes y enzimas dentro de la masa del relleno.
- Permite el reingreso y la distribución de organismos metanogénicos lo cual produce un incremento en la generación de biogas.
- Reduce, a la larga, la concentración del lixiviado con lo cual, su tratamiento externo al final del proceso será también menor.
- Brinda un almacenamiento temporal para los lixiviados, con lo cual difiere en el tiempo su disposición final.
- Produce oportunidades de evaporación del lixiviado a lo largo de las líneas de recirculación y en las lagunas de pondaje.
- Acelera el asentamiento del relleno al aumentar su degradación.
- Acorta todo el proceso, y algunos autores tasan esta reducción, de varias décadas, en el caso normal, a sólo 2 años en el caso de recirculación.

Se consideran como desventajas:

- El incremento de los asentamientos de la masa del relleno que conduce a una acelerada distorsión de todas las estructuras o conducciones construídas sobre élla: las vías de penetración, las tuberías, los canales y cunetas, la cobertura final estarán sometidas a esfuerzos y deformaciones que exigirán mantenimiento y ocasional remplazo.
- Conduce a un riesgo creciente de incrustación y taponamiento bioquímico de las tuberías y conducciones de recirculación y, lo que es más grave, a la colmatación de los filtros
- Falta aún la experiencia necesaria para determinar el tipo de inyección que debe diseñarse y la capacidad de los rellenos de absorber la infiltración.
- No se sabe a ciencia cierta en qué momento debe terminar la reinyección y cuáles son los indicadores físicos o químicos para suspenderla.
- La recirculación conduce a la saturación creciente de la masa del relleno lo cual produce, por una parte, brotes de lixiviado en los taludes y, por otra, el desarrollo de altas presiones de poros –en los lixiviados y en los gases– ambos con volúmenes acrecidos justamente a causa del proceso, altas

presiones que atentarán contra la estabilidad local y general del relleno.

- En consecuencia, todas las instalaciones de soporte de un relleno sanitario deben rediseñarse para el caso de la recirculación; lo malo es que aún no se sabe bien cómo se hace por la falta de experiencia previa.
- Definitivamente debe decirse que no es lo mismo un relleno ordinario y un relleno con recirculación: no basta agregar unos cuantos tubos de reinyección de lixiviado para tener un relleno por recirculación.

1.5.2 Conclusiones sobre la Recirculación

Para concluir, debe hacerse una observación fundamental al procedimiento de recirculación, a partir de los razonamientos anteriores:

Las ventajas del proceso de recirculación son, sin excepción, de orden ambiental; en cambio, las desventajas anotadas se relacionan todas con la pérdida de estabilidad o el deterioro de la estructura del relleno, o sea con el aspecto puramente geotécnico.

Si a lo anterior se agrega lo que se ha podido observar en el sentido de que ingenieros ambientalistas e ingenieros geotecnistas parecen recorrer sendas separadas e incomunicadas entre sí, el panorama se oscurece considerablemente y requiere una transformación a fondo antes de que sea demasiado tarde no solo en Colombia sino en otras partes del mundo. Esta afirmación está respaldada por accidentes ocurridos en Doña Juana (Bogotá, Colombia), en Kettleman Hills (California, USA) y en Rumpke (Cincinnati, Ohio, USA).

2. INVESTIGACIONES EFECTUADAS

2.1 Propósito

Con ocasión de la investigación forense llevada a cabo para los efectos del Tribunal de Arbitramento convocado para analizar las causas y consecuencias del deslizamiento de basuras, ocurrido en el Relleno Sanitario Doña Juana el 27 de septiembre de 1997, los peritos ingenieros -Autores de este artículo- contrataron con el CIMOC (Centro de Investigación de Materiales y Obras Civiles) de la Universidad

de los Andes, una serie de ensayos de campo y laboratorio. Estos ensayos se pueden considerar únicos, por la oportunidad en la que se hicieron, por los equipos utilizados y por los resultados obtenidos. Además era la primera vez que se ensayaban con cabeza lectora multicanal (resistencia de punta, fricción, presión de poros y velocidad de onda de cortante), en forma simultánea, rellenos sanitarios en diferentes etapas de su evolución en 12 años (1988-2000).

2.2 Ensayos de Campo

En campo se practicaron los siguientes ensayos:

- 14 sondeos con geopiezocono sísmico en las diferentes zonas del relleno ($\Sigma L = 240\text{m}$)
- 4 sondeos con ensayos de presiofímetro.

Con el piezocono sísmico se obtuvieron datos continuos de presión de punta (q_c), fricción lateral (f_s), y presión de poros (μ); además, datos puntuales de velocidad de onda de cortante (v_s). Algunos ensayos excedieron la profundidad de 30 m, y penetraron la casi totalidad del relleno de las diferentes zonas.

Algunas perforaciones debieron hacerse en parejas, a una distancia nominal de 1.0 m, porque fué claro que la primera lectura encontraba una resistencia exageradamente alta, por la presión del gas acumulado dentro del relleno; la segunda lectura, ya disipada la presión del gas, registró valores normales.

Con el presiofímetro se obtuvieron parejas de cohesión y ángulo de fricción interna ($c-\phi$), con lo cual se completó un conocimiento inicial sobre la real resistencia de los rellenos.

2.3 Ensayos de Laboratorio

En muestras frescas recogidas en el relleno y conservadas en cuarto frío, se hicieron:

- 4 ensayos en consolidómetro de 41.5 cm de diámetro: 2 a humedad natural y 2 en muestras saturadas.
- 4 ensayos de permeabilidad, 2 antes de consolidación y 2 en muestra consolidada.
- 5 ensayos de densidad, viscosidad, pH, sólidos suspendidos y tamaño de estos sólidos, en muestras de lixiviado.

3. COMPOSICION DE LAS BASURAS

Para la Zona II se dedujo la composición promedio, la cual se compara con el Relleno (Hidromecánicas, 1993) y con basuras de EE. UU. (Tchobanoglous et al, 1993):

Tabla 1- Composición de Basuras

DEGRA DACION	COMPO- NENTE	PROMEDIO (%)		
		Zona II	D.Juana	U.S.A.
Rápida	M. Orgn.	60.8	52.3	27.5
	Papel	14.9	18.3	40.0
Lenta	Madera	1.5	3.1	2.0
	Tela	2.8	3.8	2.0
	Cuero	0.2	1.8	0.5
	Caucho	0.1	1.0	0.5
Casi nula	Plástico	14.7	13.2	7.0
	Metales	2.1	1.6	9.5
	Mineral	1.2	0.3	3.0
	Vidrio	1.6	4.6	8.0
	Hum w%	73.9	60.3	27.0

Las siguientes diferencias saltan a la vista:

- La materia orgánica de la basura colocada en la Zona II es algo superior a la del relleno
- Los orgánicos son más altos en Bogotá (en mayoría desechos de alimentos), que en USA (2/3 son pastos y hojas de jardines)
- Los plásticos y relacionados son también más altos en Doña Juana.
- En cambio el papel, cartón y demás, son mucho más altos en USA.
- En USA son mayores los desechos metálicos y de vidrio, porque son elementos importantes en empaques allá.
- La humedad de las basuras en Colombia, mayor a 60%, es más del doble de lo encontrado en USA.

Lo anterior sirve como justificación cualitativa del hecho que la producción de gases y lixiviados en Bogotá sea más grande que en USA y se produce a tasas mayores que las que son conocidas allá.

4. PROPIEDADES DE LAS BASURAS

4.1 Anotaciones Preliminares sobre las Propiedades Geomecánicas de las Basuras

Aunque las basuras tienen un comportamiento

mecánico similar al de los suelos de origen mineral, difieren de éstos en dos aspectos:

a) Los sólidos de las basuras son en un alto porcentaje *biodegradables*, lo cual hace que, en especial en un ambiente confinado como el del relleno, estos sólidos biodegradables se descompongan por acción bacteriana dando lugar a gases y lixiviados.

b) La humedad que traen las basuras en su estado de colocación, inicialmente no está en su gran mayoría en estado libre sino que se libera, en primer lugar por compresión en la medida en la que progresa el apilamiento y luego por la acción de descomposición de los componentes biodegradables.

Es conveniente recordar que en estos materiales, como en los suelos, tanto la resistencia (a la tracción o al esfuerzo cortante, que son los dos modos de falla posibles) como la rigidez, proviene de la *componente sólida* y del *esfuerzo efectivo* que actúa en ella y que por tanto, al ir reduciéndose la proporción de ésta con el tiempo y transformándose bioquímicamente en líquido y gas (los cuales a su vez reducen los esfuerzos efectivos en la fase sólida remanente) también se irán reduciendo resistencia y rigidez.

Otra cosa es lo que se encuentra en Singh y Murphy (1990), donde estos autores tratan de descalificar las basuras como material geotécnico y pretenden que su elevada deformabilidad es razón suficiente para eludir el cálculo de estabilidad por métodos tradicionales.

4.2 Peso Unitario y Humedad

De diferentes estudios en Doña Juana se puede deducir lo siguiente:

Tabla 2 - Densidad y Humedad de las Basuras

CONSULTOR	γ_t (t/m ³)	w (%)	γ_d (t/m ³)
Sadat et. al (1997) (+)	0.90	66.6	0.54
Geosyntec (1998) (+)	1.06 a 1.30	---	---
Integral (1998)	1.00	28.2	0.78
González y (+)	1.023	87.3	0.54
Espinosa (2000) (+)	1.180	---	---

(+) Zona II (*) con coberturas intermedias

En un relleno de basura, inicialmente se obtienen por sobrecarga los mismos efectos que

en un suelo (incremento de presión de poros y densificación), pero al pasar el tiempo ya el efecto gravitatorio de densificación se ve afectado por la descomposición y la generación de gases y lixiviados. Entonces el peso unitario total tenderá a permanecer relativamente constante después de cierta profundidad [Kavazanjian et al. (1995), Sadat (1998), Tchobanoglous et al. (1993)] o aún a reducirse.

4.3 Peso Específico de Sólidos G_s

Para suelos, los valores en la literatura varían entre G_s=1.2 para turbas típicas, hasta G_s=2.7 para materiales granulares típicos. Acá también hay diferencias en los estudios y se estima que los valores extremos (1.03 y 1.75) son improbables (Tabla 3)

Tabla 3- Peso Específico de Sólidos de Basuras

CONSULTOR	G _s
Sadat et. al (1997)	1.03
Geosyntec (1998)	1.40
Integral (1998)	1.75
González y Lab	1.15
Espinosa (2000) Terreno	1.35

4.4 Humedad y Saturación

Con los valores de G_s y una variación razonable de relación de vacíos *e*, se pueden calcular los contenidos de humedad geotécnica de saturación para comparar con los valores reportados a lo largo de este proceso (Tabla 4). Sorprende encontrar una variación probable 42% < w < 145%, lo que indicaría que la basura colocada en el relleno, con una humedad del orden de 60% a 90%, o está saturada, o tiene una humedad tal que le garantiza estar muy cerca de la saturación.

Tabla 4. - Humedad Probable de Saturación

e	Para G _s =			
	1.03	1.15	1.40	1.75
Humedad de Saturación				
0.50	0.48	0.43	0.35	0.28
(*) 0.75	0.72	0.65	0.53	0.42
(*) 1.00	0.97	0.87	0.71	0.57
(*) 1.50	1.45	1.30	1.07	0.85
2.00	1.94	1.73	1.42	1.14

(*) Valores más probables

4.5 Capacidad de Campo

Ya se definió la capacidad de campo como la cantidad de agua que queda retenida en la porosidades del medio cuando se permite el drenaje libre. En la Figura 5 se incluye la representación gráfica de acuerdo con Tchobanoglous et al (1993) (Ecuación 1a) para γ_t variable entre 0.8 ton/m³ y 1.3 ton/m³ y para alturas de relleno entre 0 m y 100 m. Para altura nula, la capacidad de campo será 0.6; para 100m, varía entre 0.9 y 0.12, y para alturas intermedias entre 0.2 y 0.3, correspondientes a la realidad en el relleno de Doña Juana.

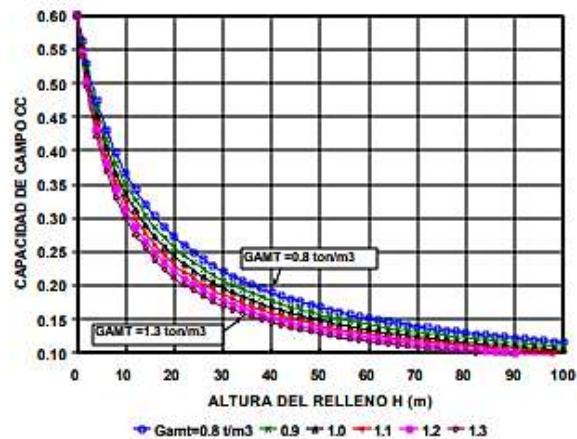


Figura 5- Variación de Capacidad de Campo

4.6 Permeabilidad

Diferentes consultores han encontrado:

Tabla 5 - Permeabilidad de Basuras

CONSULTOR	ENS.	#	TIPO	k (cm/s)
Hidromecá(92)	Infiltr	5	superf	5.0x10 ⁻²
Sadat (1997)	Infiltr	3	superf	2.0x10 ⁻²
Geosyntec (98)	Pozos	7	superf	2.1x10 ⁻⁴
González y Espinosa (2000)	Lab.	2	no con.	7.6x10 ⁻⁴
	Lab.	2	consol.	2.8x10 ⁻⁴

Estos valores indican alta variabilidad y permeabilidad media a alta. Por otro lado los ensayos de densidad y viscosidad de lixiviados muestran que la permeabilidad al lixiviado oscila entre un 75% y un 60% de la medida con agua para temperaturas entre 25°C y 50°C, las de interés en el interior de un relleno sanitario.

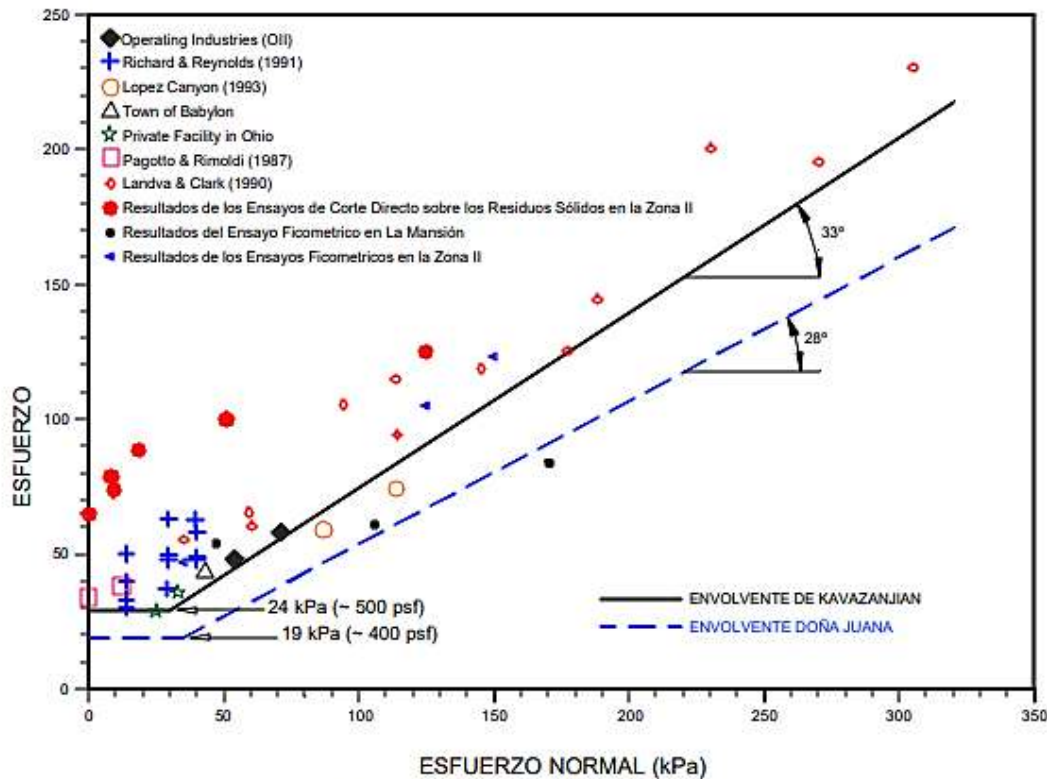


Figura 6- Resistencia de Rellenos Sanitarios (adaptada de Geosyntec, 1998)

La permeabilidad está sujeta a variaciones importantes, cuales son: (i) al densificarse la basura, se reduce la permeabilidad. (ii). al degradarse la basura, aparecen más vacíos y debe aumentar la permeabilidad, (iii) la presencia de burbujas de gas son para el agua obstáculos. La permeabilidad en este caso baja.

4.7 Resistencia de Basuras

La resistencia al corte de este material, aunque heterogéneo, anisotrópico y aleatorio, puede describirse con la relación de Mohr-Coulomb:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2)$$

- con s = resistencia al esfuerzo cortante
- c' = cohesión efectiva
- σ' = esfuerzo normal efectivo = $\sigma - \mu$
- μ = presión de poros
- ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna

Kavazanjian et al (1995) reunieron la información disponible sobre un grupo de rellenos sanitarios, en especial de Estados Unidos. Estos rellenos tendrían un

comportamiento puramente cohesivo para bajas presiones de sobrecarga y netamente friccional para presiones mayores. Este autor encontró: $c' = 24 \text{ kPa} = 2.4 \text{ ton/m}^2$; $\phi' = 33^\circ$ (Figura 6)

Por su parte Geosyntec (1998), adoptó para Doña Juana una envolvente similar, pero con $c' = 19 \text{ kPa} = 1.9 \text{ ton/m}^2$; $\phi' = 28^\circ$ (Figura 6)

Los consultores de Doña Juana han usado:

Tabla 6 - Resistencia de Basuras

CONSULTOR	c' (t/m ²)	ϕ' (°)
Hidromecánicas (1993)	1.0	20
Sadat (1997)	6.7	23
Geosyntec (1998)	1.9 (*)	28
Integral (1998)	2.0	20
Himtech et al. (1998)	4.0	11
González, Zona II	0.52	29.5
Espinosa - Promedio	0.47	23.8

(*) Puramente cohesivo hasta encontrar $\phi = 28^\circ$

Este tema de la resistencia de la basura se tratará más extensamente, para Doña Juana, en artículo complementario (González y Espinosa, 2001a).

4.8 Consolidación

Las consolidaciones que se reportan, en consolidómetro de gran tamaño (ϕ 0.415 m) y con cuatro incrementos de carga: 0.5, 1.0, 2.0 y 4.0 kg/cm², fueron las primeras que se llevaron a cabo en basuras de Doña Juana. Las curvas e-log σ' tienen formas convencionales, con mayor pendiente en el ciclo de carga que en el de descarga; pero con alta pendiente en el ciclo de descarga, lo que es ya una novedad. Las relaciones de vacíos iniciales e_0 variaron entre 1.01 y 1.84, con valores finales de 0.63 a 1.38 y sin claros quiebres de la presión de sobrecarga.

Aunque los ensayos son denominados lentos, su duración es mucho menor que la realidad del añejamiento de un relleno real. Habría que considerar además, la desintegración de la materia sólida; pues no se trata de cerrar los vacíos existentes sino que estos vacíos se reproducen permanentemente en la medida en que se transforma la materia biodegradable.

4.9 Velocidad de Cortante Vs

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3)$$

donde G = módulo de cortante; ρ = densidad

La velocidad de la onda de cortante promedio, proporcional a la rigidez del relleno, se encontró que varía de 72m/s para la la Zona I (más antigua) a 126m/s para la Zona VII (más joven), resultando en una clarísima reducción de la rigidez del relleno con la edad (Figura 7).

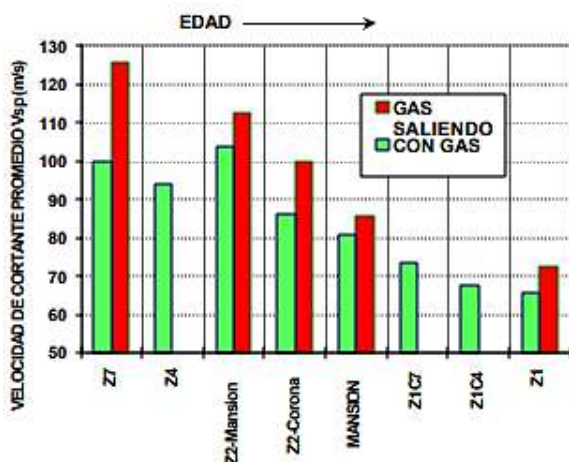


Figura 7 - Variación de Velocidad de Cortante en Doña Juana

5. DISCUSION

5.1 Necesidad de la Discusión

Algunos temas son tópicos fundamentales de discusión para aclarar los determinantes de los que depende la estabilidad de los rellenos sanitarios. Se tratan aquí, porque la revisión de la literatura disponible permite apreciar una ignorancia generalizada sobre muchos aspectos, confusión en otros, y porque lo más grave, como ya se dijo, es que la práctica de la ingeniería geotécnica parece seguir una ruta divergente de la de la ingeniería ambiental.

5.2 Errores Conceptuales

Errores conceptuales juegan un papel preponderante en la cadena que inexorablemente conduce a los accidentes:

1) Capacidad de Campo (CC). Se ha definido la capacidad de campo como la fracción del peso seco que puede albergar agua en las basuras en condiciones de drenaje libre. Es este un contenido de humedad (w) de los geotecnistas y resulta que no sólo se expresa en forma diferente a la humedad total de las basuras, sino que se asume que éstas están en condiciones de recibir agua sin limitación, cuando en muchos casos se observa que los rellenos están casi saturados desde un comienzo.

2) Peso Específico de Sólidos (Gs). Se investigó en la literatura existente y se calculó para las basuras típicas de Bogotá. Se encontró que hay valores referenciales desde 1.03 hasta 1.75, siendo estos dos extremos improbables. Parece estar más cerca de 1.35 a 1.40

3) Contenido de Humedad. Con frecuencia se cita en la literatura como humedad a secas, sin advertir que puede referirse a contenido de humedad ($w=Ww/Ws$), a humedad volumétrica ($\Theta=Vw/Vt$) o a humedad total ($Ht = Ww/Wt$) (Ww =peso de agua; Ws = peso de sólidos; Wt = peso total= $Ww+Ws$; Vw,t =volumen de agua, volumen total)

4) Permeabilidad y Drenaje. Por la dificultad de hacer ensayos a una escala razonable y a varias profundidades, en general hay gran incertidumbre sobre la permeabilidad de los depósitos de basura. Por tal razón se intenta a veces establecer los drenajes con materiales

importados, cuya permeabilidad puede ser igual o menor a la de la masa a la que se le quiere extraer el agua. La práctica generalizada de cubrir los rellenos sanitarios con capas diarias de protección, hechas de material limo-arcilloso impermeable, reduce la permeabilidad global del relleno en uno a dos órdenes de magnitud.

5) Presión de Poros. El error conceptual radica aquí en creer que la basura no está saturada, por lo que se estima que no se pueden generar presiones de poros dentro de ella. La realidad es que se midieron altas presiones de líquido (lixiviado) y gas (biogás) que reducen los ya precarios esfuerzos efectivos del conjunto.

6) La Acción del Tiempo. Las propiedades del desecho sólido -incluidas las propiedades geotécnicas- son variables en el tiempo. La variación consiste precisamente en que el componente sólido va desapareciendo en la medida en que la basura se degrada. Cada vez, en cambio, hay más líquidos por la porción de basura que se descompone y los libera. La diferencia entre los rellenos típicos de los Estados Unidos y Colombia, aparece clara dentro de este contexto: cuando allá envejecen, los rellenos se parecen a un cargamento de estropajos secos - livianos pero estables-; aquí en Colombia se degradan hasta eventualmente convertirse en lodo, el cual tiende a acumularse en la base del relleno y a facilitar la iniciación de un deslizamiento

Estos aspectos se discutirán más extensamente en artículos complementarios (González y Espinosa, 2001a; 2001b).

5.2 Incidencia de la Recirculación

La recirculación de los lixiviados producidos por el relleno tiene dos propósitos ambientales; el primero, prolongar la actividad bioquímica y la desintegración de las basuras; el segundo, guardar el lixiviado por el mayor tiempo posible, lo cual equivale a posponer su evacuación. Esto, por supuesto, tiene las siguientes consecuencias:

1) Aumento Local y por Niveles de la Saturación: La reinyección de lixiviados a presión y por niveles, necesariamente va a traducirse en un aumento del grado de saturación de la basura, porque en aquellos

puntos donde la humedad sea aún baja, la recepción de reinyección va a ser mayor, dada la relativamente alta permeabilidad de la basura. Si el relleno tiene capas intermedias, el lixiviado tenderá a alojarse en cada celda y, al migrar hacia abajo, por la acción gravitacional, se acumulará en la parte más baja de cada celda.

2) Disminución Local de Esfuerzos Efectivos: El aumento de la saturación conducirá a la disminución local de esfuerzos efectivos. Con pesos unitarios de basuras sólo un poco mayores que el del agua, el esfuerzo efectivo, que controla el comportamiento geomecánico del material, puede llegar a ser peligrosamente bajo.

3) Resistencia Nula por Núcleos: Así, progresivamente dentro del relleno se irán generando núcleos de resistencia nula, fenómeno este que viene a ser reforzado por la ebullición de gases y lixiviados, o lixigás, como se bautizó para el peritazgo técnico.

4) Condensación del Gas al Enfriarse: Las reacciones son exotérmicas, así que en el interior de las celdas se genera calor. El gas al tratar de salir, a través de las chimeneas para venteo, se enfriará progresivamente, y se producirá un condensado espumoso que colmata tuberías y chimeneas obstruyendo la circulación.

5) Presión Interna de Gas: Al no poder salir y bajo los efectos de la temperatura, el gas trata de expandirse y comienza a ganar presión, cosa que en efecto hace, como fue notorio en las mediciones con geopiezómetro que mostraron una inflación a media altura del relleno, entre 8m y 18m de profundidad donde se hace especialmente notoria. Al respecto se hace un análisis de detalle en artículo complementario (González y Espinosa, 2001a).

6. CONCLUSIONES

Después del análisis panorámico de las propiedades de los desechos antrópicos acumulados de Bogotá, es posible extraer algunas conclusiones:

- Las basuras pueden ser tratadas como material geotécnico y en tal sentido las técnicas desarrolladas por la geomecánica son aplicables.

- Es preciso conciliar los aspectos ambientales y geotécnicos, y evitar errores conceptuales, para entender el comportamiento y para lograr rellenos estables.
- Dada la degradación bioquímica de los depósitos de basuras, los parámetros que controlan su estabilidad descienden al paso del tiempo, como bien pudo establecerse en el Relleno Sanitario de Doña Juana (Bogotá, D.C.) a lo largo de 12 años de acumulación.
- La recirculación es una excelente idea ambiental; sin embargo, debe actuarse con mucha precaución al recomendarla en rellenos de tipo abierto, como Doña Juana.

REFERENCIAS

- Augello, A. J.; Matasovic, N.; Bray J.D.; Kavazanjian, E.; Seed, R.B. (1995).- Evaluation of Solid Waste Landfill Performance During the Northridge Earthquake.- *Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills*. Geotech. Special Publ. 54 -ASCE, 1995.
- Bear, J. (1972).- *Dynamics of Fluids in Porous Media*. Dover Publ. Inc. 1972, 1988.
- Geosyntec Consultants (1998).- Investigación de las Causas del Deslizamiento de la Zona II el 27 de Septiembre de 1997- Relleno Sanitario Doña Juana- Santafé de Bogotá- para Prosantana Ltda. ESP- En Inglés- 3 Vol. Julio 1998.
- González, A. J.; Espinosa, A. (2000).- Peritazgo Técnico - Controversias Surgidas en Torno del Relleno Sanitario de Doña Juana-- Tribunal de Arbitramento - 3 Vol.- Bogotá, Julio 2000
- González, A. J.; Espinosa, A. (2001a).- Falla del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia- II- Evaluación de Presión de Poros y Resistencia de Basuras- *en este mismo Simposio*
- González, A. J.; Espinosa, A. (2001b).- Falla del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia- III- Mecanismo de Falla, Causas y Costos del Deslizamiento- *en este mismo Simposio*
- Hendron, D. M. et. al. (1999).- Investigation of the Cause of the 27 September 1997 Slope Failure at the Doña Juana Landfill. *Foro Rellenos Sanitarios. Cerdeña, Italia*. 1999.
- Hidromecánicas Ltda (1992).- Estudio de Tratamiento de Lixiviados para la Zona I.- Contrato 020/92- para EDIS, 1992.
- Hidromecánicas Ltda (1993).- Diseño del Relleno Sanitario de Doña Juana y Disposición de Residuos Sólidos Peligrosos para Santafé de Bogotá. - Contrato 01/93- para EDIS - 1993.
- Himtech, Murillo Lobo-Guerrero, Inecon-Te (1999).- Estudio para el Desarrollo de la Zona VII, Nueva Zona de Disposición de Basuras Actualmente en Operación- Estudio para la UESP.-1999.
- Integral S.A. (1998).- Relleno Sanitario Doña Juana - Zona IV- Etapa 2- Revisión del Diseño para la UESP- Abril 1998.
- Kavazanjian, E; Bonaparte, R.; Johnson G.W.; Martin, G.R.; Matasovic, N (1995).- Hazard Analysis for a Large Regional Landfill- *Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills*. Geotech. Special Publ. 54 - ASCE, 1995.
- Landva, A.; Knowles G. D- Editors (1990).- *Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice*. ASTM STP 1070, Phil., 1990.
- Oweis, I. S.; Khera, R. P. (1990).- *Geotechnology of Waste Management*. Butterworths & Co. Publishers Ltd. 1990.
- Reinhart, D. R.; Townsend T. G. (1998).- *Landfill Bioreactor Design & Operation*. Lewis Publishers, New York. 1998.
- Repetto, P. C. (1995).- Basic Considerations for the Design of Municipal and Hazardous Waste Landfills- *X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ing. de Fundaciones*- . Guadalajara, México, 1995.
- Sadat Intl. Inc., Universidad de los Andes y Arthur D'Little (1997).- Informe del Diagnóstico Geotécnico y Ambiental de las Causas del Deslizamiento en el Relleno Sanitario de Doña Juana - para el DAMA- 2 Vol. - Bogotá, Diciembre 1997
- Singh, S.; Murphy, B. (1990).- Evaluation of Stability of Sanitary Landfills. *Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice*, ASTM STP 1071, Landva & Knowles (Eds)- Philadelphia. 1990
- Tchobanoglous, G.; Theisen, H.; Vigil, S.A. (1993).- *Integrated Solid Waste Management* - Mc Graw-Hill Intl. 1993.

Falla del relleno sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia. Parte 2: evaluación de presión de poros y resistencia de basuras

ALVARO J. GONZÁLEZ GARCÍA Ingeniero Civil, U. Nal.; M.Sc -London University; DIC- Imperial College; Profesor Asociado-U. Nal.; Gerente AGC Ltda.

AUGUSTO ESPINOSA SILVA - Ingeniero Civil, U. Nal.; M. Sc.-U. of Illinois; Profesor de Tiempo Parcial -U. de Los Andes -16 años; Gerente AREAS Ltda.

RESUMEN : En la tarde del 27 de septiembre de 1.997 ocurrió un deslizamiento en el Relleno Sanitario Doña Juana en Bogotá, que involucró cerca de 800,000 m³ de basuras de la denominada Zona II del Relleno. La falla se había hecho evidente desde el día anterior, pero sin embargo, el movimiento súbito y violento tomó por sorpresa tanto a las autoridades como al operador del relleno. Hoy (julio 2001) ya se ha recolectado la masa deslizada y se ha colocado en una nueva zona. PARTE II - En las basuras, como en los suelos, tanto la resistencia como la rigidez, proviene de la *componente sólida* y del *esfuerzo efectivo* que actúa en ella. Con el tiempo, se reduce la proporción de sólidos por la descomposición y también se van reduciendo las propiedades mecánicas de la basura. En el Relleno Sanitario de Doña Juana la componente mas importante de la presión de poros proviene del biogás, especialmente durante las fases de descomposición de la basura en las cuales éste se produce y en consecuencia se constituye en el principal agente detonante potencial de inestabilidad en esas fases.

PALABRAS CLAVE: rellenos sanitarios, presión de poros, resistencia, lixiviado, biogás, edad

1. PRESIONES DE POROS EN BASURAS

1.1 Conceptos Generales

El concepto de presión de poros surge del Principio de Esfuerzos Efectivos que es el fundamento de la mecánica de materiales particulados; fue postulado por *Karl Terzaghi* en 1926 al resolver el problema de consolidación y en su forma más común se expresa con la formulación de Bishop (1955):

$$\sigma' = \sigma - \mu_f \quad (1)$$

$$\mu_f = \mu_g - \chi(\mu_g - \mu_w) \quad (2)$$

σ = esfuerzo normal total

σ' = esfuerzo normal efectivo

μ_f = presión de fluidos o de poros

μ_g = presión de gas

μ_w = presión de líquidos

χ = factor de saturación $\approx S_r$

=0 para $S_r = 0$ y $\mu_f = \mu_g$

=1 para $S_r = 1$ y $\mu_f = \mu_w$

Se considera que, conceptualmente, el

esfuerzo efectivo es el que actúa en la fase sólida, la cual es la única que puede resistir los esfuerzos cortantes o de tracción y por tanto es este esfuerzo efectivo, σ' , y no el esfuerzo total σ , es el que controla la resistencia y rigidez del medio particulado.

La expresión más común de la resistencia al cortante \underline{s} de materiales sólidos particulados es la de Mohr-Coulumb:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - \mu_f) \tan \phi' \quad (3)$$

Aquí se aprecia claramente que para esfuerzo normal σ constante, al incrementar la presión de poros μ_f se reduce la resistencia s . También hay reducción de \underline{s} si se disminuyen c' (ablandamiento), σ (descarga) o $\tan \phi'$ (reducción de fricción).

En materiales minerales el agua causa μ_w y ablandamiento, el aire μ_g y, los efectos de fracturación y alteración mineralógica causan variaciones en c' y en ϕ' , pero normalmente todos estos efectos ocurren sin mucha variación del peso de sólidos W_s .

1.2 Particularidades en Basuras

En contraste con los suelos, en las basuras la descomposición bioquímica transforma gran parte de los sólidos (W_s) en líquido (W_w) y gas (W_g) y éste último, por su proceso de mayor generación en la zona con mayor saturación, ubicada en las partes inferiores, asciende permanentemente por convección por entre el líquido, en un proceso similar al de ebullición. Entonces ya no es tan clara la distinción entre las fases líquida y gaseosa, sino que en este proceso de ascenso del gas se crea un fluido que es una mezcla de lixiviado y gas en ascenso, que se puede denominar "lixigás", el cual tiene menor densidad que el lixiviado. Adicionalmente este flujo de gas es pulsante.

Todo esto dificulta la medición de las presiones de poros en los rellenos sanitarios, ya que varían grandemente en el espacio y en el tiempo, de acuerdo con la composición y estado de transformación de las basuras, estado que depende del tiempo que lleven de descomposición y en el corto plazo, según la concentración de lixiviados y la facilidad de movimiento del gas dentro del relleno. Esta dificultad ya había sido anotada por los operadores en Doña Juana, quienes identificaron también la existencia del "lixigás" y lo describieron, sin ese nombre.

2. PRESIONES DE POROS MEDIDAS EN DOÑA JUANA

2.1 Piezómetros

El Relleno Sanitario Doña Juana está dividido en 5 zonas, en edad ascendente: Zona 1 (Antigua y Cajas 4 a 7), Zona Mansión, Zona II, Zona IV y Zona VII.

Después del evento del 27 de septiembre de 1997, se han instalado gran cantidad de piezómetros en el Relleno Doña Juana, en comienzo de tipo Casagrande pero finalmente en la Zona VII y posteriores, todos de hilo vibrátil. Hay dificultades con los piezómetros Casagrande, por la presencia del "lixigás", pero los de hilo vibrátil tampoco están exentos de problemas, por lo corrosivo y hostil del ambiente interno del relleno.

2.2 Análisis de Información

Dentro del proceso de estudio, fué suministrado a los Peritos Ingenieros - autores de este artículo- copia del Informe Final de Instrumentación del Relleno, hecho por Hidroestudios (2000) para la UESP, en dónde, entre otros muchos datos, están los de 130 piezómetros instalados y 101 operativos.

Dado el gran volumen de datos de piezómetros, se inició su procesamiento por la Zona Mansión, los más antiguos y algo se hizo en la Zona VII, los más recientes, para tener los extremos de la banda de información.

Debido a que Geosyntec (1998) dedujo sus parámetros de presión de poros con profundidad en la zona Mansión, se procesó la información de los 10 piezómetros operativos en este sector (8 Casagrande y 2 de hilo vibrátil), y se trató de normalizar la información con el parámetro $R_u = U_f / \gamma H$, en forma similar a como lo había hecho Geosyntec (1998). Dado que había lecturas desde Noviembre de 1997, no existía un criterio sobre la fecha para el análisis y se decidió analizar los máximos, promedios y mínimos para encontrar tendencias. (Figura 1).

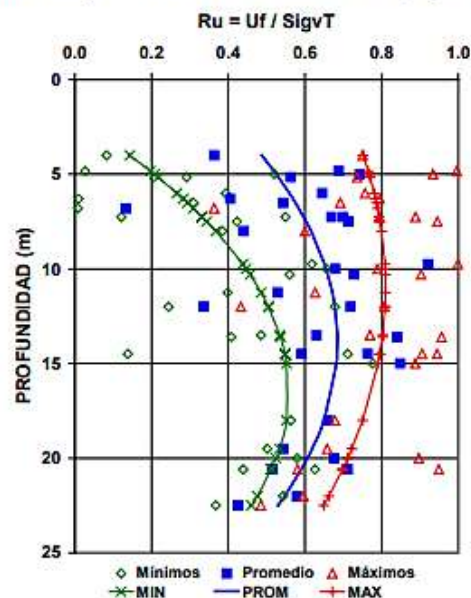


Figura 1- Datos de Piezómetros Z. Mansión

De esta Figura 1 puede concluirse:

- Hay una grandísima dispersión de los resultados, mayor hacia la superficie y menor

para los piezómetros de hilo vibrante que para los Casagrande.

- Si hay una tendencia similar a la encontrada por Geosyntec (1998), con valores crecientes de R_u hasta un 60% de la profundidad y luego decrecientes.
- Con tres puntos en cada sitio no hay resolución suficiente para detallar la distribución de presión de poros en el relleno.

En uno de los piezómetros de la Zona VII, además del R_u , se ensayó analizar la variación de la presión de poros con profundidad para diferentes fechas pero también se observó que no había suficiente resolución.

Por lo anterior los Autores decidieron obtener la información con piezocono sísmico, que mide la presión de poros (μ) en forma continua en toda la profundidad, además de parámetros de presión de punta (q_c), fricción lateral (f_s), y velocidades de cortante (v_s). Se hicieron 240m de perforación, encargados al CIMOC de la Universidad de los Andes.

3. DATOS DE PIEZOCONO SÍSMICO

3.1 Exploración y Presiones de Gas

Inicialmente se ordenaron 6 sondeos de mínimo 20m de profundidad: 3 en la Zona I (Antigua, Caja 4 y Caja 7), uno en la Mansión, uno en la Zona II y uno en Zona IV, para tener la gama de edades del relleno. No se programó inicialmente la Zona VII, por estar en transición de cambio de operador del relleno.

Al recibir los resultados de 9 sondeos (1A, 1B, 1C4, 1C7, 2A, 2B, Mansión A, Mansión B y 4-2), y luego de analizar los primeros datos, se indagó al CIMOC por la razón de los 9 sondeos en vez de los 6 ordenados y se conoció que se habían hecho sondeos adicionales ("B"), poco tiempo después y cerca de los sondeos originales ("A"), en aquellos sitios en donde no había sido posible sondear a la profundidad predeterminada de 20 m.

Analizando inicialmente los resultados en sondeos cercanos se pudo observar que todos los datos de q_c , f_s , μ y v_s eran diferentes y en algunos casos bien diferentes, lo cual se atribuyó inicialmente a la variabilidad de la basura. Sin embargo, análisis más detallados

indicaron que consistentemente la presión de poros en los sondeos iniciales "A" era siempre mayor que en los sondeos posteriores "B".

Entonces se concluyó que la diferencia de presiones era de gas, el cual se liberaba cuando se sacaba la sonda (que es como una jeringa) del sondeo "A" y cuando se hacía el sondeo "B" ya, una parte o toda, la presión de gas se había liberado. Con esta nueva posibilidad, se ordenaron 6 sondeos adicionales por parejas en Zona 2, Zona 7 y Zona 4-1. Infortunadamente, hechos los sondeos 7A, 7B y 2C, y ya para concluir el sondeo 2D, el cono y toda la sonda quedó atrapada a 17m en este sondeo y hubo necesidad de terminar la investigación. La sonda no se pudo recuperar, a pesar de intentar con una excavación a 18m de profundidad.

3.2 Variación con Profundidad y Componentes

En la Figura 2 se presenta la variación, en todos los 13 sondeos, de las presiones con profundidad: se aprecia una gran dispersión, pero la tendencia general de la presión es a crecer con profundidad, con dispersiones menores hasta 5-7m de profundidad, mayor dispersión de este punto hasta 11-12m y gran dispersión de ahí en adelante.

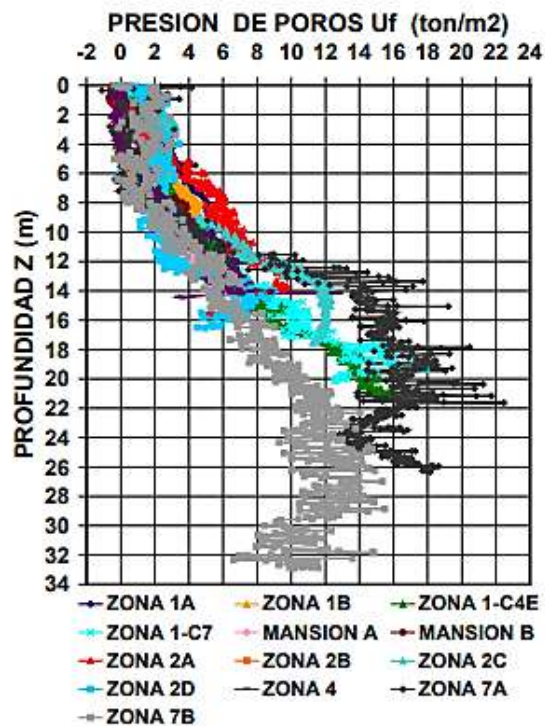


Figura 2- Presiones de Poros con Piezocono

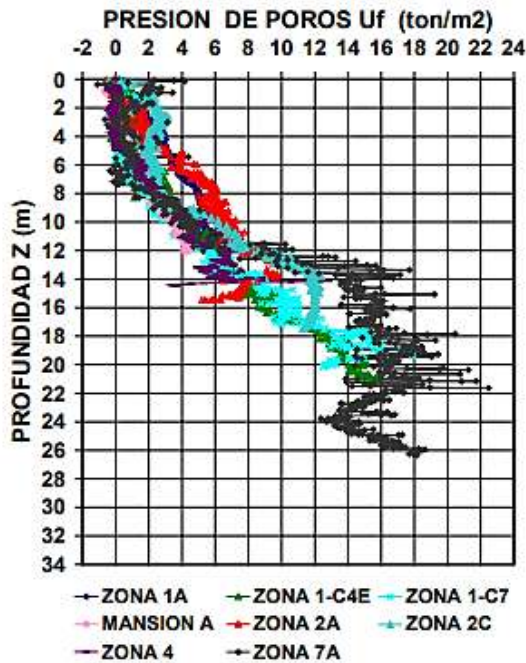


Figura 3 - Presiones de Poros con Gas

En la Figura 3 se ven los resultados para los 8 sondeos primarios (con gas) y se deduce que se mantienen los patrones de dispersión.

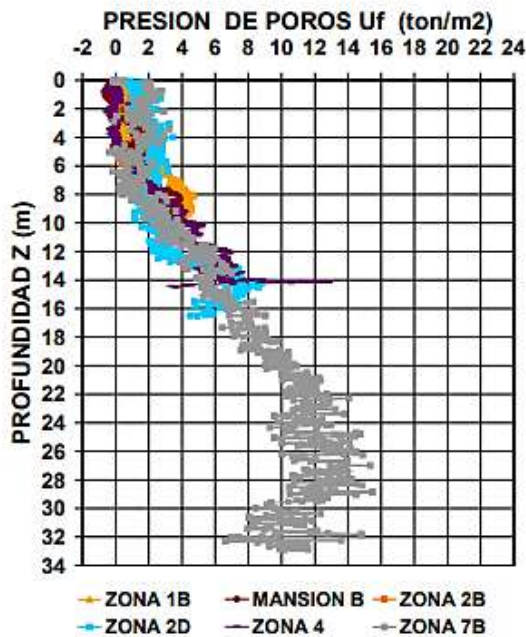


Figura 4- Presiones de Poros con Gas Saliendo

En la Figura 4 se muestran los resultados para los 5 sondeos secundarios (con gas saliendo) y se observa que la dispersión es

relativamente baja; de superficie hasta 5 a 7m de profundidad la presión es relativamente constante y oscila entre 1 y 3 ton/m²; a partir de este punto y hasta los 14-16m la presión crece aproximadamente en forma lineal, pero con una pendiente aproximada de 0.8, inferior a la dada por el peso unitario de agua (1.0) y luego en el Sondeo 7B, que llegó a 33m de profundidad, la presión sigue creciendo con la misma pendiente anterior hasta los 22m, sigue hasta los 29m aproximadamente constante con un valor de 12-14 ton/m² y luego desciende a 9-12 ton/m² al final del sondeo, ya muy cerca probablemente del filtro de base.

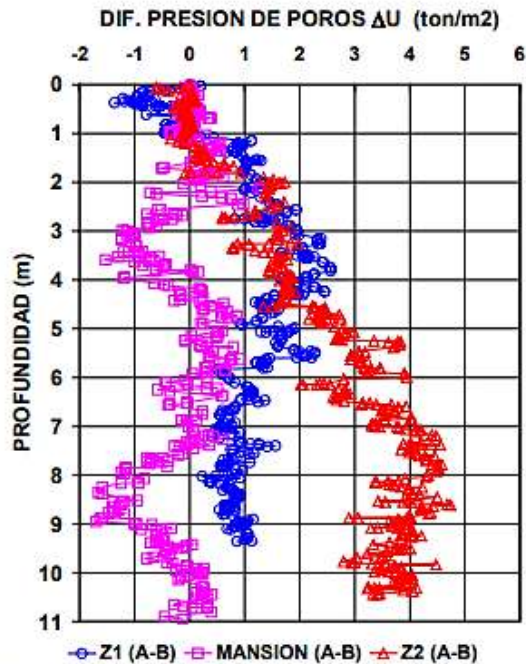


Figura 5- Diferencias de Presiones de Poros Con Gas y Con Gas Saliendo

El resultado de los análisis de diferencias de presión de poros se presenta en la Figura 5 para los sondeos de las Zonas I, II y Mansión y en la Figura 6 para la Zona VII, recordando que en ésta última no hay capas intermedias de suelo y se observa:

a) Salvo en la Zona II, donde aumenta hasta 7m de profundidad, la diferencia de presiones por gas tiende a disminuir hacia el fondo.

b) En Zona I y Mansión hay un máximo de la diferencia de 3 a 4m de profundidad, mientras que no existe en la Zona II y se desplaza hasta los 13m en la Zona VII.

c) En la Mansión en promedio la diferencia es nula, salvo por pequeños picos, debido probablemente a la extracción forzada de gas.

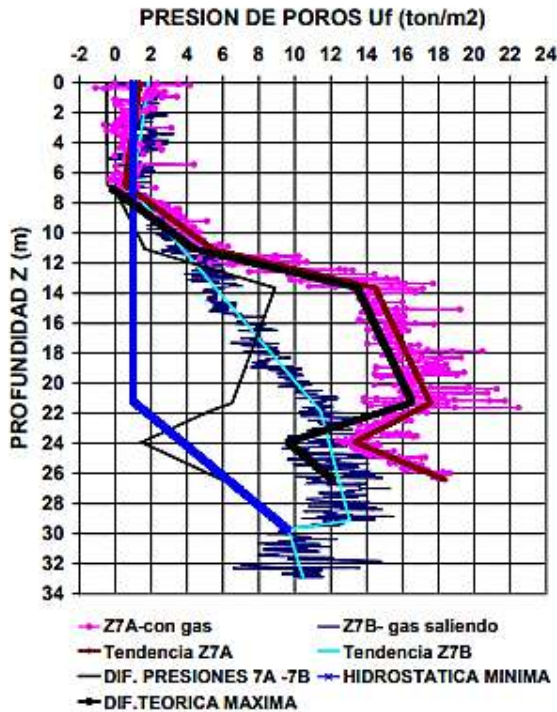


Figura 6- Diferencia de Presiones en Zona VII

d) Se observa que la diferencia de presión por gas puede ser hasta el 100% de la presión total cerca a la superficie para llegar a 10m de profundidad alrededor del 10-15% en Zona I y Mansión, a 60% en Zona II y a 30% en Zona VII (Figura 6), para en esta última tener un pico de 60% a 20m de profundidad.

e) Sin embargo, de 7 a 20m la pendiente de la presión de poros con profundidad es del orden de 0.7, lo cual indica que se trata del "lixigás". Si se asume una distribución hidrostática de lixiviado desde la profundidad del Sondeo 7B con peso unitario de 1.01 ton/m³ y se establece nuevamente la diferencia, teóricamente se obtiene la presión máxima de gas (Fig. 6), la cual representa hasta el 90% de la presión total de 10 a 20m de profundidad.

Las diferencias de presiones entre perforaciones sucesivas encontradas con los ensayos de piezocono, mayores arriba que abajo, pueden explicarse por:

a) Presencia de gas libre, en grandes burbujas que comienzan a aparecer a veces a

los 5 m y normalmente de 10 a 12 m de profundidad y que llegan hasta casi el fondo de la perforación. Este gas libre sale a la atmósfera al perforar.

b) Presencia de lixigas, desde el fondo hasta aproximadamente donde termina la burbuja, midiendo de abajo hacia arriba.

c) Nivel de saturación aparente, equivalente al de lixiviado si no hubiese gas, que coincide aproximadamente con el máximo de presión del gas libre.

Para obtener algunas proporciones de estas dimensiones se hizo un cálculo aproximado con las 6 de las 8 perforaciones dobles (Mansión A y B, Z2C y Z2D, Z7A y Z7B - el par Z1A y Z1B no se empleó por apartarse de la tendencia general) y se encontraron las siguientes relaciones empíricas, en función de la profundidad máxima de las dos perforaciones H (m):

Tabla 1- Presión con Profundidad

Profundidad a Nivel: =Z	Valor (m)
Gas Libre	$Z_{gl} = 9.13 \ln(H) - 18.82$
Lixigas	$Z_{lxg} = 0.560 H - 1.338$
Máx. Presión de Gas	$Z_{gmx} = 12.76 \ln(H) - 19.24$
Saturación Aparente	$Z_{sat} = 0.663 H$
Fondo de Gas Libre	$Z_{fg} = 12.72 \ln(H) - 22.45$

En cuanto a las presiones máximas se tiene, en función de la profundidad Z (m):

Tabla 2 - Valores de Presión de Poros U

Presión Máx. = Umx	Valor (ton/m ²)
En el Fondo	$U_{wmx} = 0.331 Z$
De Gas	$U_{gmx} = 0.821 Z + 0.34$
	$U_{gmx} = 10.46 \ln(H) - 18.14$

Todo el anterior razonamiento llevó a los Autores a postular los siguiente:

En el Relleno Sanitario de Doña Juana la componente mas importante de la presión de poros proviene del biogás, durante las fases de descomposición de la basura en las cuales este se produce y en consecuencia se constituye en el principal agente detonante potencial de inestabilidad en esas fases.

La existencia de altas presiones de gas provenientes de materiales orgánicos no es ni

mucho menos nueva para la Ingeniería, en especial con materiales de origen orgánico:

a) En la explotación de petróleo es la existencia de estas altas presiones la que hace posible la extracción del crudo y si no existe o es muy baja, no es económica la explotación

b) Cuando se hacen perforaciones en zonas con carbón, hay que tener mucho cuidado pues la presión de gas puede expeler el varillaje.

3.3 Influencia en los Esfuerzos Efectivos

Para evaluar la influencia de la presión de poros en los esfuerzos efectivos se calculó el parámetro R_u , asumiendo un peso unitario total de 2 ton/m^3 en los primeros 0.8 m por efecto de la cobertura final y 1.2 ton/m^3 constantes de 0.8 m hacia abajo, aunque ya se conoce que debe haber variaciones del peso unitario en profundidad (Espinosa y González, 2001). Para la Zona VII que no tiene capas intermedias se adoptó un peso unitario total de 1.05 ton/m^3 a partir de 0.8 m .

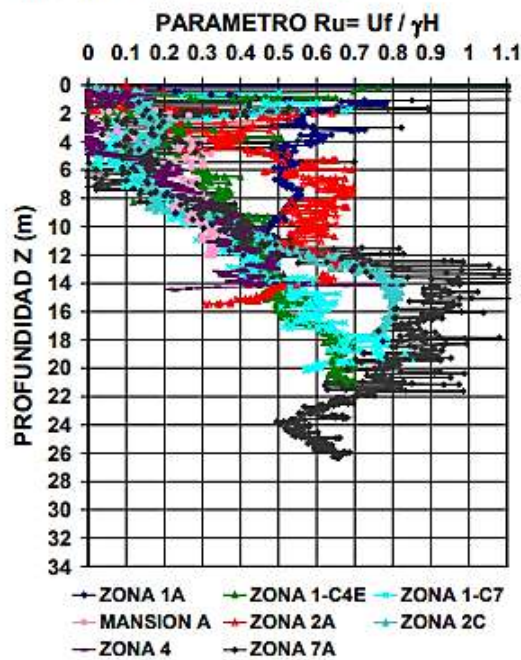


Figura 7- Parámetro R_u con Gas

Recordando que un valor alto de R_u indica un esfuerzo efectivo bajo y que para $R_u=1$ en basuras el esfuerzo efectivo es casi nulo, se hace el siguiente análisis:

a) Para el caso de presiones de poros con gas (Fig. 7) el límite inferior de R_u crece

linealmente de 0 en superficie (donde hay una gran variación aparente de 0 a 3m por las oscilaciones y sensibilidad del piezocono) a un valor de 0.7 a 20m de profundidad, luego sigue constante en el Sondeo 7A y finalmente descendiendo hacia el fondo. En los valores máximos se presentan picos y variaciones en parábolas con picos variables en los diferentes sondeos, pero coincidente en muchos casos, en especial en la Mansión y en Zona II con los centros de las celdas de cada nivel. En la Zona VII se presentan de 12 a 22m de profundidad valores de R_u muy cercanos o superiores a 1.

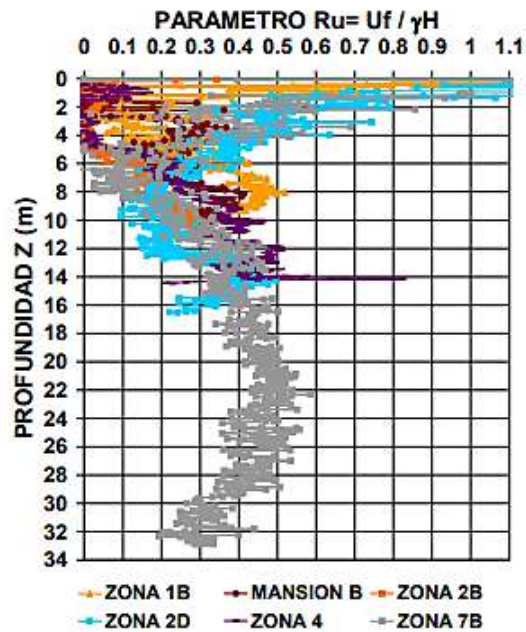


Figura 8 - Parámetro R_u con Gas Saliendo

b) Para presiones de poros con gas saliendo (Fig. 8), el R_u promedio crece desde superficie hasta 0.5 a 22m de profundidad, sigue aproximadamente constante hasta los 28 m y luego descendiendo. Hay una gran variación de 0 a 5m y en los máximos se presentan parábolas, pero menos acentuadas, excepto en la Zona VII donde no hay este fenómeno, probablemente debido a la inexistencia de capas intermedias.

c) Ya con todos los sondeos se compararon los valores promedio de R_u en todas las zonas y se encuentra un paulatino descenso de R_u con la edad, excepto para la Zona I, tal vez por la recirculación por infiltración en esta zona. Además se observa la influencia de la

extracción forzada de gases en La Mansión (Ru con gases ≈ Ru con gases saliendo) (Fig.9)

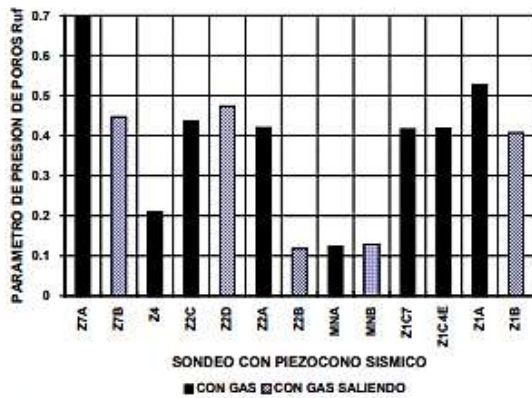


Figura 9- Variación de Ru Promedio con Edad

3.4 Presiones de Poros en la Zona II en Mayo y Septiembre de 1997.

Por la edad de la parte inferior del relleno de la Zona II en esa época (1.7 a 2 años), ya se había iniciado, teóricamente, el proceso de generación de gases.

La forma de la distribución de presión de poros en un relleno escalonado como la Zona II puede ser similar en todos los niveles pero no así sus valores relativos con profundidad, como lo adoptó simplifícadamente Geosyntec (1998). Por otro lado el complejo modelo del CITEC, efectuado para Sadat (1997), si parece simular adecuadamente la forma de la distribución de presiones con profundidad, en especial los máximos de presiones de gas a 10 a 20 m de profundidad encontrados por la investigación de campo mencionada en 3.1.

Aunque este modelo de CITEC-Sadat tiene algunas variables que no corresponden con lo sucedido en la Zona II, como por ejemplo que las chimeneas están aparentemente espaciadas cada 60 m y no 45 m como se hicieron, que no se incluyó la ley de Henry en la modelación y que no se consideró la recirculación a presión, de todas maneras fué el mejor modelo disponible, ante la imposibilidad de tener uno nuevo por escasez de tiempo.

Para el caso con chimeneas y 20 meses de colocación de basuras (junio de 1997) (Figura 6.22 de Sadat, 1997), el relleno se encuentra en el nivel 21 real y hay altas presiones de poros en la fundación del nivel 4, en los niveles 5 a 9 hacia el talud y en los niveles 18

a 20 pero bien dentro del talud. Menores presiones se encuentran, entre los niveles 10 a 12, 80 m adentro del talud, aproximadamente coincidente con la facilidad de inyección de lixiviados en el nivel 11. Las presiones máximas en estos niveles inferiores son de 20 a 26 ton/m² (200 a 260 kPa) en niveles 4 a 9.

Por otro lado de las 7 áreas investigadas, no se emplearon los datos de presión de poros de 5 de ellas para asimilar la distribución y eventualmente valores de μ y R_u , para la situación de la Zona II en Mayo de 1997, por las siguientes razones: la Zona I era muy antigua, las Zonas I-C4 y I-C7 habían sufrido recirculación y luego pozos para extracción, la Zona Mansión está siendo sometida a extracción forzada de gases, las Zonas IV ya tenían cambios importantes de diseño y no se ejecutaron ensayos dobles y la Zona VII es de un diseño totalmente diferente y no ha tenido ventilación ni extracción forzada de gases.

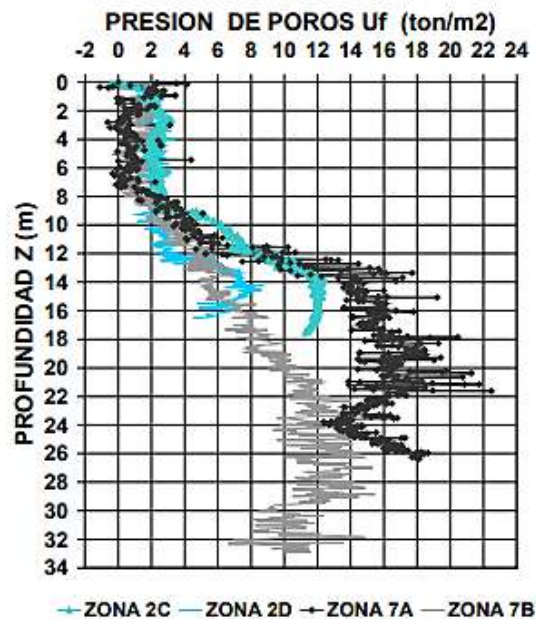


Figura 10- Presiones de Poros para Zona II

Sólo quedaba la Zona II en la parte superior de la zona fallada (Sondeos 2A y 2B) y el área cerca a La Mansión. Sin embargo, comparando la distribución de los sondeos en esta zona (Sondeos 2C y 2D), con los de la Zona VII (Fig 10), se encontró que eran muy similares en las presiones de poros de los 13m iniciales, por lo que se concluyó que las mediciones de estas dos zonas, combinadas con la otra área

en Zona II, podrían ser el mejor modelo disponible de distribución de presiones de poros con profundidad en las zonas deslizadas de la Zona II y además las presiones máximas en el sondeo 7A de 13 a 22m de profundidad (18 a 22 ton/m²), son muy similares a las del modelo de CITEC-Sadat ya mencionado.

Por lo anterior, se adoptaron las relaciones empíricas deducidas en 3.2

4. PRESIONES DE POROS CON RECIRCULACIÓN

La recirculación de lixiviados aumenta de 4 a 10 veces la tasa de producción de lixiviados y gases, pero el incremento de presión de poros no es necesariamente proporcional a la tasa de producción, en especial para gases.

En Junio de 1997 se inició recirculación, no sólo en la Zona II, por inyección, sino también con infiltración por gravedad en la Zona I, en la Zona I-C7 y algo en La Mansión.

Dado que las Zonas I ya estaban algo maduras, la influencia de la recirculación en las presiones de poros por descomposición fué mucho mayor en las más frescas que eran la Zona II y La Mansión, las cuales estaban en la fase inicial de metanogénesis.

Las presiones de inyección en los manómetros de la Zona II, aunque pudieron ser proporcionales a las presiones en el interior del relleno, no necesariamente corresponden exactamente a ellas y por ello Geosyntec (1998) asumió que en el interior las presiones son 2/3 de las del manómetro a la entrada.

De acuerdo al modelo de CITEC-Sadat (1997), cuando hay recirculación, las presiones por la descomposición inducida pueden ser de 30% a 50% superiores a las que se generarían si no se recirculara. Sin embargo ésto no es fácilmente calculable y se requeriría un modelo complejo para evaluar valores más cercanos a la realidad, modelo que no fue posible desarrollar por escasez de tiempo,

5.0 RESISTENCIA

Para evaluar la resistencia se hicieron ensayos de presiofímetro y de piezocono

5.1 Presiofímetro

Se hicieron estos ensayos en perforaciones en las Zona 1, Zona 1- Caja 4, Mansión y Zona 4, como ya se explico en 7.1. En general hay una gran dispersión de los datos para los ensayos locales, los cuales se reinterpretaron: se adoptó la presión de poros del cono para obtener el esfuerzo efectivo normal y se calcularon promedios para todo el sondeo, por lo que sólo hay cuatro datos de parámetros de resistencia.

5.2 Piezocono

5.2.1 Correlaciones

Con los datos de q_c y f_s y luego de ensayar numerosas correlaciones se calcularon:

$$\cdot \text{Relación de Fricción } Rf = \frac{f_s}{q_c} \% \quad (4)$$

$$\cdot \text{Angulo de fricción equivalente (Vesic, 1977)} \\ \rho = Rf = (0.11)(10)^{-1.3 \tan \phi} \quad (5)$$

$$\tan \phi_{eq} = -\frac{1}{1.3} \log(Rf/11) \quad (6)$$

5.2.2 Clasificación

Se intentó hacer la clasificación de similitud de comportamiento en un diagrama Rf vs q_c , pero la dispersión es muy alta. En general, en un mismo sondeo y de acuerdo a este método indirecto, hay comportamiento desde turbas hasta gravas

5.2.3 Parámetros de Resistencia.

Luego de numerosos ensayos con varias correlaciones empíricas y de tratar de calibrar los resultados con los datos de presiofímetro, se escogió la relación de Vesic (1977- Ecuación 6) y la resistencia al cortante se calculó puntualmente como:

$$\tau = \sigma_v' \tan \phi_{eq} \quad (7)$$

Con correlaciones lineales entre τ y σ_v' , en forma similar a como se hace con el SPT (González, 1999), se hallaron los parámetros efectivos c' y ϕ' . También, como con el SPT, este procedimiento tiende a subestimar c' .

5.3 Datos Brutos de Resistencia

El resumen de los valores brutos de c' y ϕ' se presenta en la Tabla 3 y en la Figura 11, (en bastardilla los parámetros con gas saliendo):

Tabla 3 - Parámetros Brutos de Resistencia

ZONA	PIEZOCONO		PRESIOFICOM	
	c' (t/m ²)	ϕ' (°)	c (t/m ²)	ϕ (°)
Zona 1A	0.033	36.114	1.145	17.500
Zona 1B	0.000	30.727		
Zona 1-C4E	0.773	8.962	0.423	14.392
Zona 1-C7	1.101	13.094		
Mansion A	0.077	20.330	1.773	13.186
Mansion B	0.000	37.329		
Zona 2A	0.604	12.402		
Zona 2B	0.520	29.501		
Zona 2C	0.604	12.402		
Zona 2D	0.352	21.455		
Zona 4	1.054	8.183	2.339	29.973
Zona 7A	0.381	26.812		
Zona 7B	0.408	33.948		

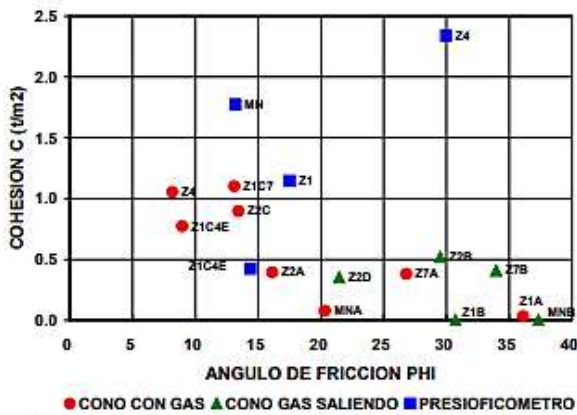


Figura 11-Datos Brutos de Resistencia

Otros consultores también han estudiado las basuras de Doña Juana, así:

Tabla 4 - Datos de Resistencia de Basuras

CONSULTOR	c' (t/m ²)	ϕ' (°)
Hidromecánicas (1993)	1.0	20
Sadat (1997)	6.7	23
Geosyntec (1998)	1.9 (*)	28
Integral (1998)	2.0	20
Himtech et al. (1998)	4.0	11

(*) Puramente cohesivo hasta encontrar $\phi=28^\circ$

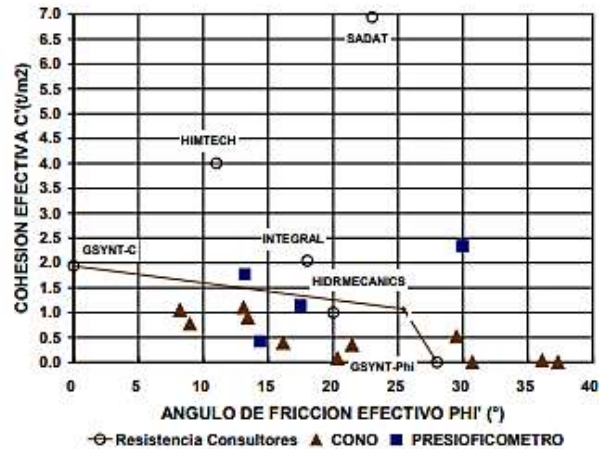


Figura 12- Datos de Resistencia Doña Juana

En la Figura 12 se han colocado estos últimos datos y de estas dos figuras se puede concluir:

a) Hay una gran dispersión de valores de resistencia, propio de un material tan heterogéneo y variable.

b) Los valores de resistencia son bajos, pues la cohesión y la fricción, salvo para la Zona VII, la más fresca, no sobrepasan de 2.5ton/m² y 37° respectivamente.

c) Los valores de resistencia de los sondeos con gas son menores, del orden del 57% de la de sondeos con gas saliendo, lo cual indica que el gas no solo actúa como presión de poros, sino que también reduce la resistencia, tal vez por lo liviano y poroso del material de desecho.

5.4 Evaluación de Resistencia de Estudios con Análisis de Estabilidad.

5.4.1 Resistencia de Estudios Anteriores

Luego de efectuar los análisis de estabilidad (González y Espinosa, 2001b), se revisaron estos valores de resistencia y se encontró:

a) El valor de c' adoptado por Sadat es demasiado alto y si fuese así, tal vez no hubiese habido falla (R_u de falla $\gg 1.0$).

b) El presiofícometro puede sobreestimar la resistencia promedio de la basura, tal vez porque fueron realizados a poca profundidad (menor de 8.2 m) en basura más fresca.

c) Los valores de corte directo, hechos por Sadat superficialmente, son los más altos pues

representan la resistencia de basura fresca, la cual tuvo influencia marginal en la falla.

d) Los valores adoptados por los demás diseñadores son más realistas, e implican fallas con R_{uf} entre 0.6 y 0.75.

5.4.2 Resistencia de Este Estudio

En la Figura 12 se aprecia que los valores obtenidos en la presente investigación son inferiores a los obtenidos por todos los consultores anteriores y que los valores de presiofícometro también son inferiores a los obtenidos anteriormente. Esto puede deberse a que los valores deducidos en el presente peritazgo son promedios hasta 20m de profundidad y los valores de consultores anteriores o fueron estimados con datos de basuras de otras latitudes o son de datos de campo superficiales (Sadat,97; Himtech,98).

En los análisis de estabilidad se encontró que los valores más bajos de R_{uf} en la falla (R_{uf} de 0.0 a 0.4) correspondían a los sondeos con gas (Z1C4, Z1C7, MNA, Z2A, Z2C y Z4), lo que parece irreal, dado el alto valor de R_{uf} en la falla de Zona II. Dado que se aplicó la ecuación de Vesic indiscriminadamente para todos los sondeos (con gas y con gas saliendo), y aunque se trató de correlacionar con los datos de presiofícometro en los sondeos donde se hizo este ensayo, muy posiblemente esto no haya sido totalmente correcto y por consiguiente se hizo necesario ajustar los datos de sondeos con gas. Para este efecto se correlacionaron las diferencias con los valores de presiofícometro y se encontraron las siguientes fórmulas de ajuste:

$$c'_{aj} \text{ (t/m}^2\text{)} = c' + 0.1709 - 0.5184 \ln(\tan \phi') \quad (8)$$

$$(\tan \phi')_{ajus} = 0.9048 (\tan \phi') \quad (9)$$

Los valores ajustados definitivos se presentan en la Tabla 5 y el diagrama c' - ϕ' corregido en la Figura 13. Con ellos los valores de R_{uf} de falla ahora oscilaron entre 0.20 y 0.75, lo cual parece más lógico.

Tabla 5- Parámetros Ajustados de Resistencia
Sondeos con Gas

ZONA	PIEZOCONO	
	c' (t/m ²)	ϕ' (°)
Zona 1A	0.367	33.430
Zona 1-C4E	1.901	8.121
Zona 1-C7	2.028	11.885
Mansion A	0.763	18.533
Zona 2A	1.206	14.673
Zona 2C	1.810	12.192
Zona 4	2.230	7.413
Zona 7A	0.906	24.574

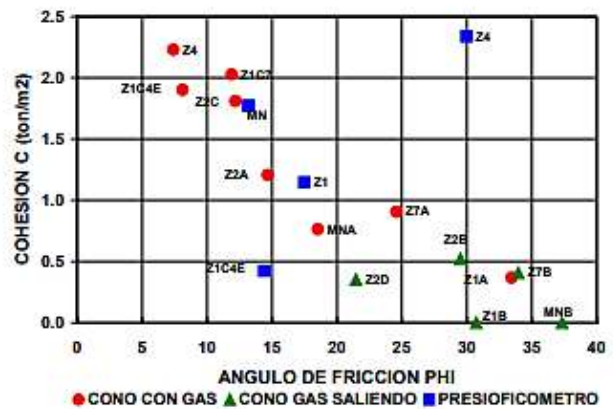


Figura 13- Datos Ajustados de Resistencia

5.5 Evolución de la Resistencia con el Tiempo

En la misma Figura 13 se observa que a medida que la basura evoluciona con el tiempo, hay una tendencia a incrementarse la cohesión c' y a reducirse la fricción ϕ' .

Recientemente, con un nuevo análisis de los datos (González, 2001) para obtener parámetros generalizados, y con una estimación de las edades de los rellenos, se puede llegar a la siguiente evolución de la resistencia con el tiempo (Tabla 6- Figura 14):

Tabla 6- Variación con el Tiempo

ZONA	ϕ' (°)	C' (ton/m ²)	Edad Estimada Media (años)
ZONA 1	19.964	0.977	7.875
MANSION	23.943	0.845	4.917
ZONA 2	29.501	0.520	2.958
ZONA 4	32.083	0.455	1.958
ZONA 7	33.948	0.408	0.667

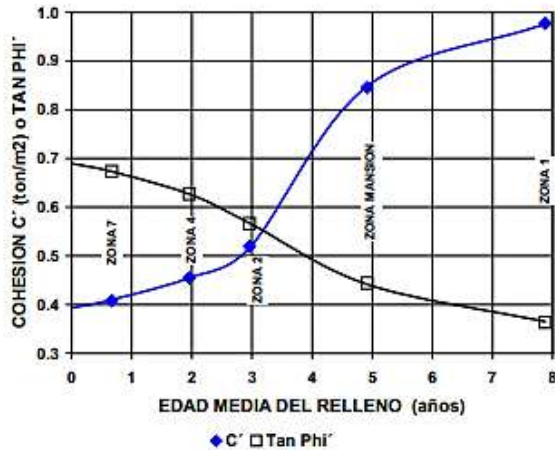


Figura 14- Evolución de Resistencia del Relleno de Doña Juana

Con esta evolución se observa una reducción neta de la resistencia, en especial para esfuerzos efectivos normales superiores a 10 ton/m², correspondientes a las partes bajas del relleno. (Figura 15)

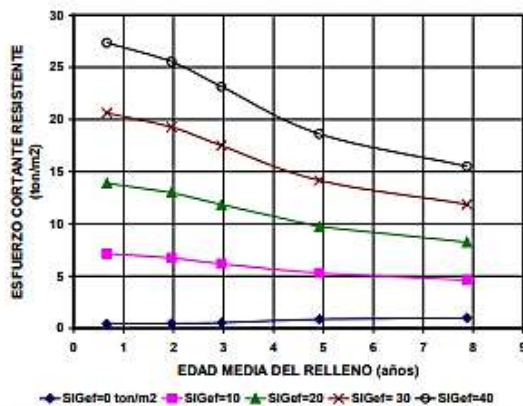


Figura 15- Evolución de Resistencia con el Tiempo para Diferentes Esfuerzos Efectivos

Igual cosa sucede con la rigidez (Espinosa y González, 2001) y todo se debe a la pérdida de material sólido con el tiempo, efecto que no puede ser compensado con el proceso de consolidación por los altos niveles de presiones de poros que se generan continuamente.

6 CONCLUSIONES

A) Las presiones de poros en el Relleno Sanitario de Doña Juana son altamente

variables tanto en el espacio como en el tiempo y tienen magnitudes relativamente elevadas.

B) Para obtener valores confiables de presiones de poros con profundidad se hizo necesario tener los registros continuos que suministra el piezocono eléctrico.

C) En el Relleno Sanitario de Doña Juana la componente mas importante de la presión de poros proviene del biogás, durante las fases de descomposición de la basura en las cuales éste se produce y en consecuencia se constituye en el principal agente detonante potencial de inestabilidad en esas fases.

D) En consecuencia la distribución de la presión de poros con profundidad es compleja debido a sus tres componentes: lixiviado, "lixigas" y gas, pero es posible obtener algunas relaciones empíricas para su análisis.

E) Para la situación de la Zona II antes de la falla, las presiones de poros medidas en Zona II remanente y en Zona VII, así como las relaciones empíricas, se pueden adoptar para análisis.

F) La recirculación incrementa las presiones de poros, no sólo por el aumento de fluidos en la masa, sino principalmente porque exagera el proceso de descomposición de la materia orgánica.

G) La resistencia sanitaria del Relleno Sanitario de Doña Juana también es altamente variable.

H) Por la dificultad de muestreo inalterado en las basuras, en especial en profundidad, la resistencia es necesario evaluarla con métodos indirectos, de los cuales para este estudio se escogió el piezocono eléctrico.

I) Sin embargo, las altas presiones de poros en el Relleno de Doña Juana afectan todas las lecturas en sondeos de piezocono con gas, por lo cual fué necesario ajustar los valores de resistencia para estos sondeos.

J) Los valores de parámetros de resistencia obtenidos son inferiores a las empleados por la mayoría de otros consultores en Doña Juana.

K) La resistencia del relleno sanitario decrece con el tiempo, incrementándose c' y reduciéndose Φ'

AGRADECIMIENTOS

Todos estos trabajos fueron hechos para y costeados por el Tribunal de Arbitramento convocado para dirimir las controversias entre el Operador y la Ciudad con relación al accidente ocurrido en Doña Juana el Septiembre 27 de 1997

REFERENCIAS

- Bishop, A.W. (1955).- The Principle of Effective Stress- Conferencia dictada en Oslo ante la Sociedad Geotécnica Noruega en Septiembre de 1955- Publicada en Tek. Ukeblad No. 39 (1959)
- Espinosa, A.; González, A. J. (2001).- Falla del Relleno Sanitario de Doña Juana- Bogotá, Colombia - I- Las Basuras Acumuladas Como Material Geotécnico - *En este mismo Simposio*
- Geosyntec Consultants (1998).- Investigación de las Causas del Deslizamiento de la Zona II el 27 de Septiembre de 1997- Relleno Sanitario Doña Juana- Santafé de Bogotá- para Prosantana Ltda. ESP- En Inglés- 3 Vol. Julio 1998.
- González, A. J. (1999).- Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT - X Jornadas Geotécnicas - SCI-SCG
- González, A. J. (2001).- Comunicación personal.
- González, A. J.; Espinosa, A. (2000).- Peritazgo Técnico - Controversias Surgidas en Torno del Relleno Sanitario de Doña Juana- Tribunal de Arbitramento - 3 Vol.- Bogotá, Julio 2000
- González, A. J.; Espinosa, A. (2001b).- Falla del Relleno Sanitario de Doña Juana- Bogotá, Colombia - III - Mecanismo de Falla, Causas y Costos del Deslizamiento - *En este mismo Simposio*
- Hendron, D. M. et. al. (1999).- Investigation of the Cause of the 27 September 1997 Slope Failure at the Doña Juana Landfill. *Foro Rellenos Sanitarios. Cerdeña, Italia. 1999.*
- Hidromecánicas Ltda (1993).- Diseño del Relleno Sanitario de Doña Juana y Disposición de Residuos Sólidos Peligrosos para Santafé de Bogotá. - Contrato 01/93- para EDIS - 1993.
- Himtech, Murillo Lobo-Guerrero, Inecon-Te (1999).- Estudio para el Desarrollo de la Zona VII, Nueva Zona de Disposición de Basuras Actualmente en Operación- Estudio para la UESP.-1999.
- Integral S.A. (1998).- Relleno Sanitario Doña Juana - Zona IV- Etapa 2- Revisión del Diseño para la UESP- Abril 1998.
- Landva, A.; Knowles G. D- Editors (1990).- *Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice.* ASTM STP 1070, Phil., 1990.
- Sadat Intl. Inc., Universidad de los Andes y Arthur D'Little (1997).- Informe del Diagnóstico Geotécnico y Ambiental de las Causas del Deslizamiento en el Relleno Sanitario de Doña Juana - para el DAMA- 2 Vol. - Bogotá, Diciembre 1997
- Singh, S.; Murphy, B. (1990).- Evaluation of Stability of Sanitary Landfills. *Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice*, ASTM STP 1071, Landva & Knowles (Eds)- Philadelphia. 1990
- Vesic, A. (1977).- Design of Pile Foundations- NCHRP Synthesis 42 - 68pp- National Cooperative Highway Research Program- Transportation Research Board - Washington D.C.- 1977

Falla del relleno sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia. Parte 3: mecanismo de falla, causas y costos del deslizamiento

ALVARO J. GONZÁLEZ GARCÍA Ingeniero Civil, U. Nal.; M.Sc -London University; DIC- Imperial College; Profesor Asociado-U. Nal.; Gerente AGC Ltda.

AUGUSTO ESPINOSA SILVA - Ingeniero Civil, U. Nal.; M. Sc.-U. of Illinois; Profesor de Tiempo Parcial -U. de Los Andes -16 años; Gerente AREAS Ltda.

RESUMEN : En la tarde del 27 de septiembre de 1.997 ocurrió un deslizamiento en el Relleno Sanitario Doña Juana en Bogotá, que involucró cerca de 800,000 m³ de basuras de la denominada Zona II del Relleno. La falla se había hecho evidente desde el día anterior, pero sin embargo, el movimiento súbito y violento tomó por sorpresa tanto a las autoridades como al operador del relleno. Hoy (julio 2001) ya se ha recolectado la masa deslizada y se ha colocado en una nueva zona. PARTE III - Se analizan los antecedentes, el mecanismo de falla y las causas del deslizamiento. Se concluye que el deslizamiento de la Zona II de Doña Juana fué provocado por aumento de presiones de gas debidas al volumen de lixiviado inyectado por recirculación, el cual a su vez encontró unos drenajes deficientes e incrementó su presión en la base facilitando la falla inicial en bloque. El costo de la falla ascendió aproximadamente a \$27 millones de dólares.

PALABRAS CLAVE: rellenos sanitarios, presión de poros, deslizamiento, análisis, costos

1 ANTECEDENTES

El Relleno Doña Juana atiende a la ciudad de Bogotá, capital de Colombia y en la actualidad recibe del orden de 5000 toneladas diarias de desechos sólidos. El Relleno comenzó a operar a finales de 1988 y se estima que ha recibido hasta ahora (Julio 2001) cerca de 17 millones de toneladas de basuras.

1.1 Breve Descripción del Sitio

Localización: El Relleno Sanitario de Doña Juana se desarrolla en un predio situado en la vereda El Mochuelo, perteneciente al municipio de Usme, aproximadamente a 12km en línea recta hacia el SW del centro de la ciudad. Situado sobre la margen izquierda del río Tunjuelito, el terreno tiene una extensión de 334 hectáreas, de las cuales sólo son útiles cerca de 120 Ha para el desarrollo del relleno sanitario, el resto está conformado por un área montañosa de relieves abruptos y de difícil aprovechamiento.

Relieve: Parte de los terrenos se localizan en la ribera baja plana del río, a 2600 msnm. La parte más escarpada, hacia el sur, alcanza a 3000 msnm. Se distinguen en el costado oriental

de la zona aprovechable, los cerros de El Moral y el Campanario, La Repetidora y San Rafael que forman una especie de contrafuerte rocoso que protege la estabilidad de la parte alta. El lote tiene forma alargada con 1800 m de longitud en el sentido S-N y 700 m en el sentido E-W.

Hidrografía y Clima: El terreno es recorrido por pequeñas quebradas y riachuelos que se agrupan en la parte alta y descienden en sentido W-E hacia el río Tunjuelito, siendo las más importantes las quebrada Yerbabuena y El Botello. La precipitación anual oscila entre 500mm y 800mm con un promedio multianual de 680mm, mientras que la evapotranspiración anual varía entre 1000 y 1100mm, imprimiendo un carácter seco al lugar. Hay dos periodos secos en el año: de diciembre a marzo y entre junio y septiembre; con dos periodos húmedos: entre marzo y mayo, y entre octubre y noviembre. Existe una estación meteorológica en el sitio, que opera desde 1988.

Geología: La geología de la zona se enmarca en la sub-cuenca del río Tunjuelito, que viene de la localidad de Usme y entra a la Sabana de Bogotá por el sur oriente. Las formaciones, de la más antigua a la más moderna, son: (a) *Formación Guadalupe (Ksg):* potentes areniscas

que forman los cerros que enmarcan la ciudad y afloran al occidente del área. (b) *Formación Guaduas (TKg)*: formación carbonífera, lutitas en la base y arcillolitas rojizas hacia el techo, con dos capas características: arenisca La Guía cerca de la base y arenisca Lajosa en la parte media (c) *Formación Cacho (Tpc)*: areniscas de grano medio a grueso, ferruginosas y con estratificación cruzada; separa las formaciones Guaduas y Bogotá. Forma cintas en la topografía, las cuales se ven en la parte alta de la vereda El Mochuelo, donde está Doña Juana. (d) *Formación Bogotá (Teb)*: en laderas suaves entre areniscas que bordean la Sabana y el valle del río Tunjuelito. Arcillolitas rojas a moradas y grises, con ocasionales capas de areniscas. La estratificación no es clara en todos los afloramientos y sirve al relleno sanitario como una conveniente base impermeable. (e) *Arenisca de la Regadera (Ter)*: discordante sobre la formación Bogotá (Teb) en el sinclinal de Tunjuelito. Areniscas cuarzo-feldespáticas de grano medio a grueso, alternadas con capas de arcillolitas rojizas. Forma crestas en el cerro de la Guacamaya y en el otro lado del sinclinal, en el Cerro El Moral, al E del Relleno. Otras formaciones cercanas son (f) *Formación Usme (Teu)* y (g) *Conos del Tunjuelito (Qc)*. bloques, cantos, gravillas y hasta arena, que son fuente principal de agregados pétreos de la Sabana, y al NE de la entrada a Doña Juana se observan las grandes cavidades dejadas por su explotación.

Rasgos Tectónicos: El río Tunjuelo corre a lo largo de una estructura sinclinal estrecha, de 6 a 8 km de ancho entre el cerro de La Guacamaya al NE y el cerro de El Moral al SW. En una distancia de 10 km, las formaciones Guaduas, Areniscas del Cacho, Bogotá, Arenisca de la Regadera y Usme son dobladas a manera de artesa, con sus flancos levantados hacia el oriente, y hacia el occidente donde se encuentra el Relleno. Se encuentra al sur, *la falla de rumbo de Yerbabuena* (N20°E) y la posición de las formaciones se altera hasta que, justo al norte del relleno, la *Arenisca de La Regadera* se invierte en el cerro de San Rafael, pasa a ser vertical en el cerro de La Repetidora y vuelve a ser normal, o sea buzando al E, en el cerro de El Moral. Otra falla, también de rumbo, limita a este sector un poco al sur del cerro de El Moral.

1.2 Zonificación, Diseño y Operación

El Relleno Doña Juana tiene 8 zonas, de las cuales tan sólo 5 han sido activas y la última está por desarrollarse. El Relleno se inició en Noviembre de 1988 en la Zona I, la cual se extendió hacia el sur hasta Febrero de 1995, al finalizar la denominada Caja 7. Siguió Zona Mansión, Zona II, Zona IV y la Zona VII, actualmente culminando. (Figura 1) En 2002 se desarrollará la Zona VIII

Los estudios para tratamiento de lixiviados, se hicieron en 1992 y concluyeron recomendando la recirculación. Los diseños de la Zona II se ejecutaron en 1993, incluyendo la recirculación. Este sistema de tratamiento fue aprobado en octubre de 1993 mediante resolución de la autoridad ambiental, resolución cuya reposición fue solicitada por la Ciudad para que el sistema de recirculación de lixiviados fuese instalado únicamente como experimental.

A mediados de 1994 se abrió Licitación para la Operación del Relleno en la Zona II, donde ocurrió el accidente, mediante concesión y en la cual se especificaba el sistema de recirculación de lixiviados como única medida de tratamiento. El relleno pretendía llegar a 130m de altura de talud en un área de 25Ha. y los trabajos se iniciaron con interventoría directa del Distrito.

Dada la diferencia de cerca de un año entre la entrega de los estudios para la Licitación y la iniciación del Contrato de Concesión, parte del área de la Zona II diseñada fue ocupada por la Caja 7 de Zona I y también fue necesario utilizar una zona de transición que se denominó Zona Mansión, mientras el Concesionario adecuaba el diseño original de Zona II a la nueva topografía y se hacían los trabajos preparatorios antes de recibir basura. La disposición de desechos en La Zona II se inició en octubre de 1995 y culminó el 27 septiembre de 1997, el día del deslizamiento. Sólo 4 horas después del deslizamiento, que ocurrió a las 4:30pm, se reinició la recepción de basura en la Zona IV, que estaba culminando su adecuación como zona de emergencia. Esta zona operó de septiembre 27 de 1997 hasta finales de 1998. Entretanto, de Octubre a Diciembre de 1997, la Alcaldía hace

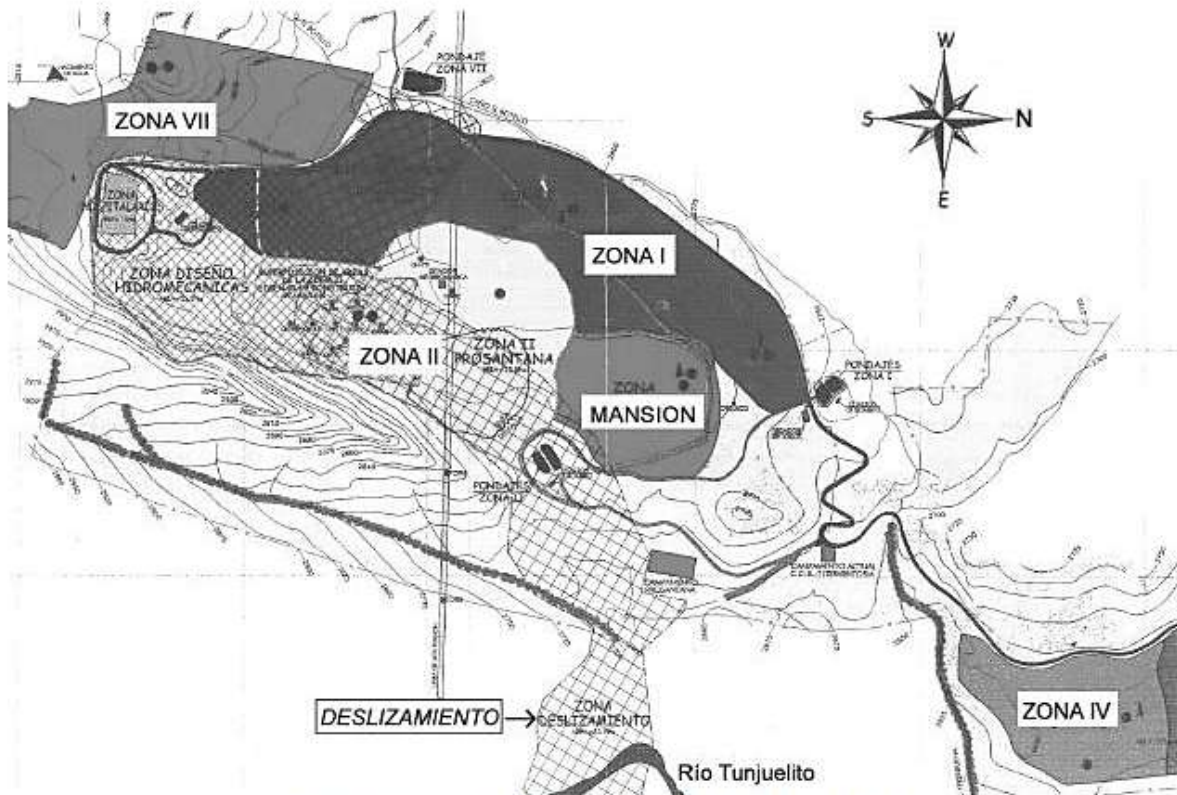


Figura 1-Disposición General del Relleno Doña Juana

interpretación unilateral del Contrato de Concesión, contrata la interventoría con una firma Consultora y finalmente declara la caducidad del Contrato de Concesión. Se ejecutaron estudios adicionales para la Zona IV remanente y en Mayo de 1998, luego de la confirmación de la resolución de caducidad del Contrato de Concesión, entra un nuevo operador, pero no en concesión. A comienzos de 1999 se presentan los estudios de Zona VII, la cual comienza a operar casi inmediatamente. Simultáneamente se hace la operación de reubicación del material deslizado nuevamente en el Relleno, para lo cual se adecúan tanto la zona deslizada como otras zonas. En enero de 1999, el Distrito liquida unilateralmente el Contrato de Concesión. A mediados de 1999 se hace nueva licitación para concesión del relleno y a comienzos del 2000 entra como nuevo Concesionario un Consorcio Franco-Español.

Dadas las condiciones contractuales, el Concesionario de Zona II presentó varios recursos y demandas contra el Distrito. Estos procesos se unificaron en Julio de 1999,

cuando las partes acordaron, en Audiencia de Conciliación, que todas sus diferencias fueran resueltas por un Tribunal de Arbitramento. Este se instaló en octubre de 1999 y llamó como peritos técnicos a los Autores en diciembre de 1999, quienes entregaron su informe en mayo del 2000 y aclaraciones en julio del 2000. El Laudo Arbitral se pronunció el 18 de diciembre del 2000.

2 LA ZONA II DE DOÑA JUANA

La Zona II tenía una extensión original de 25.2Ha y la reconfiguración finalmente construida 22.8Ha. El llenado empezó el 9 de octubre de 1995 y terminó el día del deslizamiento, 27 de septiembre de 1997. La altura máxima de talud ($H_{m\acute{a}x}$) que se alcanzó fue de 65m, con espesor máximo ($D_{m\acute{a}x}$) de 45m. El diseño original del relleno tenía $H_{m\acute{a}x}$ de 130m y $D_{m\acute{a}x}$ de 65m, con taludes 3H:1V y bermas de 10m de ancho cada 12m de altura para un talud promedio 3.9H:1V, sobre terreno natural excavado en escalones con la primera terraza de 170m de longitud y pendiente 6.6%.

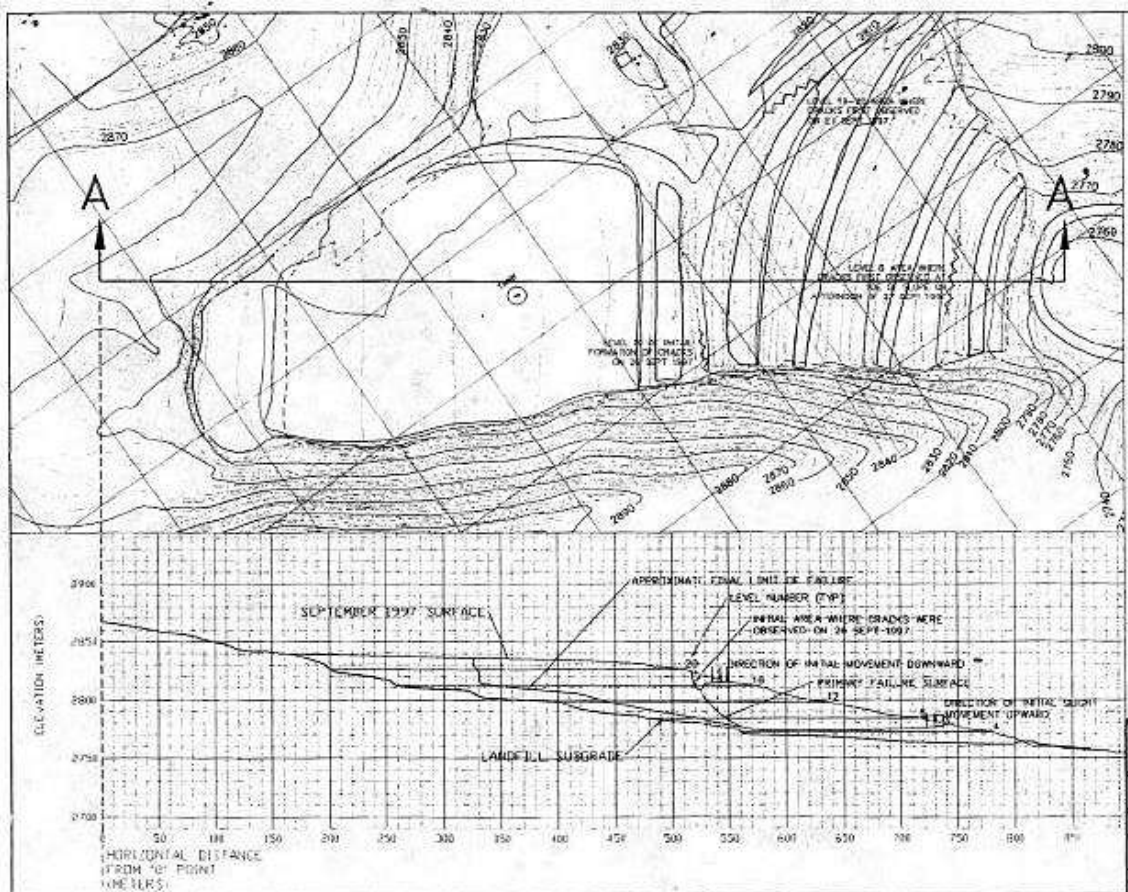


Figura 2 - Planta y Perfil de la Zona II- Superficie de Falla - Tomada de Geosyntec (1998)

hacia afuera del talud. En la reconfiguración se tenía $H_{m\acute{a}x}=75m$ y $D_{m\acute{a}x}=55m$, con taludes 3H:1V y bermas de 20m de ancho cada 12m de altura, para un talud promedio de 4.7H:1V, con la primera terraza de 235m de longitud y pendiente de 3.4% hacia afuera del talud. (Figura 2). Ambos diseños preveían capas de 2.5m de basura, capas de cobertura diaria de material arcilloso de 0.35m de espesor y capa de cobertura final de 1.1m de espesor. El fondo estaba constituido de abajo hacia arriba por: suelo natural compacto en 0.4m, geomembrana flexible de polietileno, 0.3m de arena de filtro, geotextil y capa de 0.2m de protección en suelo, además de una red de filtros de grava envueltos en geotextil, bajo la arena, para recolectar el lixiviado. También había filtros pasantes en las capas intermedias, filtros laterales (con mayores secciones y longitudes en la reconfiguración que en el diseño) y chimeneas de evacuación de gases espaciadas entre 45m y 50m. En la reconfiguración se incorporó un dique

compacto de pie de 6m de altura, 10m de corona y taludes 3H:1V.

La operación de llenado de basura se llevó a cabo normalmente desde octubre de 1995 y en Junio de 1997 se iniciaron las labores de reinyección de lixiviados, luego de varios meses de adecuación del sistema, el cual consistía en una tubería de impulsión sobre terreno natural en el costado sur, con ramales que se llevaban en cada nivel a tuberías ciegas subhorizontales, provistas a la entrada de manómetros y luego a 30m de la superficie conectadas a tuberías perforadas también subhorizontales ubicadas dentro del relleno, embebidas en grava. En total se recircularon 45,915m³ de lixiviados, de los cuales, al final y debido a que no era posible la inyección con el sistema de bombeo, debido las altas presiones internas, se infiltraron 4,375m³ en las chimeneas de la parte posterior alta del relleno, área que permaneció relativamente indemne luego del deslizamiento



Foto 1 - Panorámica del Deslizamiento

3. EL DESLIZAMIENTO

Numerosas dificultades se presentaron en el relleno al tratar de inyectar a toda costa los lixiviados producidos por el relleno del tal manera de seguir los requisitos de la autoridad ambiental de no verter éstos al río Tunjuelito. En ese proceso se inyectó nivel por nivel de los previstos para reinyección, hasta que se fueron presentando señales de saturación o las presiones que había que alcanzar en las bombas eran excesivas.

Así fue como en el informe de interventoría de Agosto-Septiembre se registró una grieta en el nivel 15. El 26 de septiembre de 1997, alrededor de mediodía, se presentó una grieta de 5m de longitud y 25cm de ancho, entre los niveles 18 y 19. Cuando se trató de reinyectar, el lixiviado brotó por las grietas indicando comunicación expedita dentro del relleno, por un lado, y saturación de los niveles inyectados inferiores por otro.

El día 27 las grietas continúan en aumento hasta que se desencadena el movimiento. Al notar el aumento de las grietas, los brotes de lixiviado y rotura de ductos del sistema de recirculación, el 27 de septiembre hacia la 1:30pm los ingenieros residentes del Concesionario y de Interventoría suspendieron tanto la recirculación como la operación de desargue de basura, y ordenaron la evacuación de personas y equipos del talud, evitando así desgracias humanas.

En solo cuarenta minutos, desde las 4:00pm hasta las 4:40pm del día 27 de septiembre se movieron aproximadamente 800,000 m³ de

basuras, primero del costado norte de la Zona II, justo hacia abajo de un ligero quiebre horizontal que el relleno, y la cuenca que lo soporta, ofrecen en ese punto. Una vez movida la parte baja y desconfina la parte alta, el deslizamiento avanzó retrogresivamente de 150 a 200m, vinculando tajada tras tajada, hasta su estabilización final (Foto 1, Figura 3)

La masa deslizada se comportó como un fluido que se precipitó colina abajo, con tanta energía que pudo pasar por sobre las estribaciones de la formación Regadera al norte del cerro El Campanario, compañero del cerro El Moral que le sirve de contrafuerte al relleno, con un desplazamiento aproximado de 1 km (Figura 3).

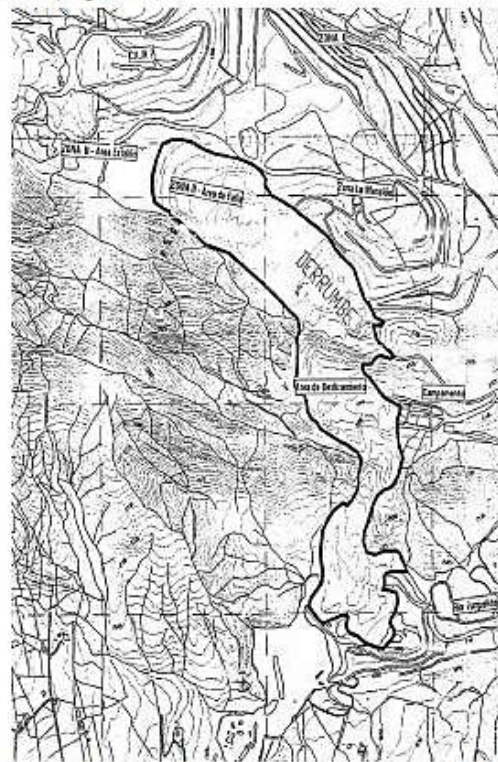


Fig.3-Planta del Deslizamiento - Sadat(1997)

Los hechos, según los relató el ingeniero residente de interventoría, se sucedieron así:

· "(a) Después de medio día, la grieta se agranda a 1.0 m de ancho y el bloque caído esta 1.0 m por debajo (b) A la 1:50 PM se descubre movimiento en la lengua del deslizamiento, hacia arriba en los niveles 5 o 6. (c) A las 4:00 PM la grieta superior tiene de 20m a 30m de largo y el escalón es de 2.0 m. En la pata, el escalón hacia arriba es de 3.0 m. (d) A las 4:20 PM el movimiento se

acelera. Primero se mueve EN, luego voltea SN y luego NE para pasar sobre el Cerro de la Repetidora.(e) A las 4:40 PM termina el movimiento; la costra superficial se movió como una balsa sobre un fluido espeso hasta taponar el río Tunjuelito.(f) Operaciones en la Zona IV empezaron el mismo día de la falla."

El deslizamiento alcanzó a represar el río Tunjuelito, por lo que fue necesario y en forma rápida construir un dique de contención del río y un canal de desviación del mismo en su ladera derecha, para evitar posibles avalanchas hacia aguas abajo.

4 ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO

4.1 Acciones Posteriores al Deslizamiento

Luego de sucedido el deslizamiento, se instalaron por el Concesionario numerosos piezómetros e inclinómetros en la Zona I y en la Zona Mansión. Geosyntec (1998), apoyado por consultores colombianos, hizo análisis preliminares de la falla y concluyeron además que existía inestabilidad potencial tanto en la Zona Mansión como en Zona I, donde también se había iniciado recirculación. Por lo tanto se programaron y ejecutaron de emergencia pozos de bombeo de lixiviado en esta dos zonas. Sadat et al. (1997) instalaron piezómetros adicionales en Zona II e hicieron ensayos de corte directo de la basura in-situ y con presiofímetro en perforaciones. Ambos Consultores hicieron ensayos en los materiales de cobertura, filtros y geomembrana.

4.2 Análisis Previos al Peritazgo

Tanto Sadat et al (1997) como Geosyntec (1998) hicieron análisis detallados del deslizamiento. Estos últimos lograron llegar al deslizamiento pocos días después e instalaron tres piezómetros y tres inclinómetros en la masa fallada, lo que permitió establecer, mediante la lectura de los movimientos remanentes, que la superficie de falla era aproximadamente paralela al terreno natural, pero del orden de 5m por encima de éste, por lo que se dedujo la falla había sido por la basura, sin implicar la geomembrana de fondo. Luego de extensos, profundos y juiciosos

análisis los dos consultores llegan a las siguientes conclusiones:

Sadat et al (1997) indican que *"...la superficie de falla no circular presenta un factor de seguridad inferior con respecto a la superficie circular..."* y que *"..tanto en el caso de falla circular como en el la no circular el factor de seguridad disminuye progresivamente [con el tiempo], este fenómeno se explica por el aumento de la presión de gas en el interior del relleno principalmente..."*. Adicionalmente *"..se observa que la reinyección de lixiviado por las chimeneas acelera la disminución del factor de seguridad..."* y que *"...en los últimos meses en el caso no circular la pendiente del factor de seguridad disminuye lo cual sugiere que de seguir su tendencia la falla podría haberse presentado en un lapso de tiempo [sic] más prolongado, aún sin la recirculación de lixiviados..."*

Por su parte Geosyntec (1998) indica que *"...se concluye que la falla de Septiembre 27 de 1997 fue causada por presiones de poros adicionales en la masa de desecho sólido, el cual resultó de la operación del sistema de recirculación de lixiviados. Sin la operación del sistema de recirculación de lixiviados, los análisis de estabilidad indican que el desecho sólido en la Zona II hubiese estado algo amrginalmente estable, dada la geometría del relleno en Septiembre 27, pero la falla no hubiese ocurrido en esa fecha..."*

Es de anotar que Sadat et al (1997) consideraron que la recirculación se había hecho únicamente por las chimeneas, mientras que Geosyntec (1978) tuvo en cuenta solamente el efecto mecánico de la recirculación, pero no el efecto bioquímico de incrementar la producción de lixiviados, pero sobretodo de gases, el cual sí incluyó Sadat (1997). Sin embargo ambos Consultores coinciden en atribuir a la recirculación: (a) aumento de presión de poros (b) la consiguiente disminución de la estabilidad, hasta llegar a la falla.

4.3 Análisis Retrospectivo de Deslizamientos

El análisis de un deslizamiento implica un análisis retrospectivo para el cual, en general,

se requieren los siguientes datos (González, 1989): (a) secuencia de eventos antes, en y luego del deslizamiento; (b) geometría de la masa del deslizamiento antes de ocurrir el evento, incluyendo, si es posible, grietas de tracción; (c) geometría de la zona del deslizamiento posterior al fenómeno, incluyendo la localización de la superficie de deslizamiento; (d) posición, descripción y propiedades de los diferentes materiales involucrados; (e) valor de la presión de poros operativa en la superficie de falla en el momento del evento; (f) posición y valor de sobrecargas en el momento del evento; (g) valor de las aceleraciones por sismo en la masa del deslizamiento en el momento del evento y sobretodo (h) mecanismo de falla.

Conocidos en la forma más completa y real posible los datos anteriores, se realiza el análisis retrospectivo, el cual puede hacerse de dos formas: (1) Análisis convencional (2) Envolverte de esfuerzos.

Cuando en un talud no es posible obtener en su totalidad la superficie de falla, o cuando la falla es incipiente y no es posible detectar su ubicación, pero sí se conoce el mecanismo probable de falla, o la envolvente de resistencia no es lineal, es muy conveniente conocer los intervalos de esfuerzos cortantes y efectivos normales en diferentes superficies potenciales de falla: si para un talud con una geometría dada se colocan en un diagrama $\tau - \sigma'$, los esfuerzos actuantes en las diferentes superficies potenciales para una condición de presiones de poros y un mecanismo dado, y luego se hace una envolvente por los valores máximos, se obtiene lo que se denomina la Envolverte de Esfuerzos. Este concepto fué introducido por Casagrande (1948) y posteriormente desarrollado por otros. Con la envolvente de esfuerzos, la envolvente de resistencia más probable del material debe ser tangente a la envolvente de esfuerzos y el punto de tangencia debe corresponder a los niveles de esfuerzos de la superficie de falla más probable. De hecho, en el gran intervalo de valores de c' y $\tan \phi'$ que se deducen del método convencional para una superficie de falla, tan sólo un par de ellos corresponde al valor más probable movilizado y estos valores pertenecen a una recta tangente a la envolvente

de esfuerzos del talud. La gran ventaja de la envolvente de esfuerzos es que depende solamente de la geometría, peso unitario y condición de presión de poros en el talud, siendo independiente de los parámetros de resistencia de los materiales,

4.4 Aplicación a la Zona II de Doña Juana

Todo tipo de análisis retrospectivos tiene limitaciones, similares a los análisis directos y como todos los efectuados en ingeniería y en especial en geotecnia. Para el caso de Doña Juana, la aplicación es similar que para otros taludes, pero la incertidumbre puede ser mayor, en especial con relación a: (1) gran variabilidad del material en densidad y resistencia; (2) presión de poros de líquidos y gases, muy variables en el espacio y el tiempo; (3) deslizamiento complejo con un evento inicial y luego propagación hacia arriba.

De los datos requeridos mencionados en 4.3 se pueden eliminar la sobrecarga y el sismo, pues no hubo evidencia de sobrecargas importantes ni registro en la Red Sismológica Nacional de sismos cercanos ni en la fecha ni poco antes del deslizamiento. Tan sólo se analizó el evento inicial de falla, puesto que las causas buscadas para el Peritazgo tenían relación era con este deslizamiento. Los movimientos sucesivos retrogresivos posteriores, sirvieron para aclarar el mecanismo de falla inicial

(a) Secuencia de Eventos: afortunadamente se contó con el excelente y minucioso relato, acompañado de excelentes fotografías, del Ingeniero Residente de Interventoría. Además se tuvieron numerosas fotografías y videos posteriores al evento. La secuencia del deslizamiento se describe en detalle en 4.7. (b) Geometría Antes del Evento: existen los planos topográficos del Concesionario y la ubicación de grietas del informe del Ing. de Interventoría. Para el análisis de este peritazgo se empleó la misma sección deducida por Geosyntec (1978), la cual se encontró ajustada a la realidad. (c) Geometría Después del Evento: se tienen los levantamientos topográficos de Sadat y la restitución ordenada por el DAMA, incluida también en el informe de Sadat. Adicionalmente están los datos de

inclinómetros de Geosyntec (1998). (d) Posición, Descripción y Propiedades de los Materiales Involucrados: a tratar de dilucidar este punto y el siguiente sobre la presión de poros se dedicaron los otros dos artículos complementarios (Espinosa y González, 2001; González y Espinosa, 2001a). Sin embargo, no fué posible obtener todos los datos deseables sobre algunos aspectos importantes tales como: (d1) *Densidad del relleno en profundidad*: dado que no fué posible obtener en campo esta variación, para los análisis se emplea un peso unitario húmedo promedio de 1.2 ton/m^3 para todo el conjunto basura+capas intermedias de cobertura. (d2) *Resistencia de la basura operativa en el momento de la falla*: en artículo complementario (González y Espinosa, 2001a) se ha hecho la descripción de lo encontrado en la exploración adelantada y se han descrito las variaciones generales posibles y su relación con la presión de poros. Dado que uno de los objetivos del análisis retrospectivos es precisamente tratar de encontrar esta resistencia, luego se discutirá en los análisis. (d3) *Posición y resistencia de las capas intermedias de cobertura*: es muy posible que, por las presiones de poros, el proceso de descomposición y los asentamientos del relleno, estas capas hubiesen perdido su continuidad mecánica, en proporción indeterminada con la edad y profundidad. Por estas razones en ninguno de los análisis anteriores de estabilidad en Doña Juana se han considerado las capas de cobertura intermedia como un material diferente al resto del relleno. Por lo anterior, en los análisis que se presentan tampoco se consideran estas capas, excepto por su mayor peso unitario, ya involucrado en el peso unitario promedio adoptado. (d4) *Resistencia de la capa de cobertura exterior*: tampoco es considerada por ninguno de los estudios como diferente al resto del relleno y tampoco se tuvo en cuenta. (d5) *Dique de Pie*: En los análisis forenses, aparentemente sólo Geosyntec (1998) consideró esta estructura, mencionada en 2, la cual, por demás, aparentemente no fué afectada por el deslizamiento y por otro lado, tuvo un efecto importante en el proceso de falla, como se detalla adelante. (e) Presión de Poros Operativa en la Superficie de Falla en el

Momento del Evento: este es tal vez el parámetro más difícil de evaluar, dado que el relleno no estaba instrumentado y debido a las particularidades de las presiones de poros en rellenos sanitarios, ya discutidas antes (González y Espinosa, 2001a). Es necesario aproximarse a los valores reales con extrapolación de datos de otros sitios similares (La Mansión-Geosyntec, 1998), con modelos complejos (diferencias finitas de Sadat et al, 1997) o bien simplificados con R_u o con superficies piezométricas. Para éste estudio, ya se ha identificado una probable distribución de presión de poros que podría ser similar a la que tenía la Zona II antes de recirculación (González y Espinosa, 2001a). Sin o con recirculación, resolver analíticamente el problema es altamente complicado y hay que hacer numerosas simplificaciones. Por estas razones este parámetro se discutirá más extensamente adelante en el análisis retrospectivo. (f) Mecanismo de Falla: este importante aspecto del análisis ya había sido dilucidado en parte, al menos para el movimiento inicial, en los informes de Sadat y Geosyntec, en especial este último, con la identificación, mediante inclinómetros, de una superficie de falla aproximadamente plana en el fondo del relleno, con lo cual se dedujo un mecanismo de falla en bloque, el cual también resulta más crítico a largo plazo según Sadat. Sin embargo en los análisis retrospectivos se consideró también la falla circular, en razón a las conclusiones del Ingeniero Residente de Interventoría en su informe del deslizamiento. Sin embargo, las grietas superiores en los niveles 15, 18 y 19 y la falla pasiva que afloró en el nivel 6, son perfectamente posibles con ambos tipos de mecanismo. Además, cinemáticamente, los dos mecanismos, circular y en bloque, también son posibles.

4.5 Envolventes de Esfuerzos

Inicialmente se calcularon envolventes de esfuerzos, para obtener esfuerzos actuantes y para contrastar y validar tanto los valores de resistencia de estudios anteriores, como los obtenidos en este estudio. Para poder llevar a cabo este tipo de análisis se requiere contar con datos de gran número de superficies de

falla que involucren amplias posibilidades dentro de la geometría del talud. Dado que los programas comerciales (STABL, XSTABLE, SLIDE, etc), no suministran esta información, se empleó en este estudio el programa TALUD, adaptación del programa STABL de 1975, hecha por el autor A. González desde esas fechas y mejorado con el tiempo.

De acuerdo a González y Sierra (1995), la ecuación de la envolvente de esfuerzos puede expresarse como:

$$\tau_{\text{máx}} - \tau = A (\sigma_{\text{máx}} - \sigma)^B \quad (1)$$

en la cual:

- $\tau_{\text{máx}}$ = τ máximo actuante para el talud
- $\sigma'_{\text{máx}}$ = valor de σ' actuante para $\tau_{\text{máx}}$
- A, B = parámetros de ajuste con $B < 1$.

Sabiendo que para un esfuerzo σ' dado, en la tangente a la envolvente de esfuerzos:

$$d\tau / d\sigma' = \tan \phi' \quad (2)$$

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (3)$$

es posible obtener pares de valores de c' y ϕ' (o $\tan \phi'$) y tener la relación inversa respectiva, la cual se compara con los valores de c' y ϕ' de ensayos para determinar la resistencia en el momento de la falla. Los valores de falla ($F_s=1$) se encuentran sobre la curva, si son mayores $F_s > 1$ y si son menores $F_s < 1$.

Antes de tener los resultados de exploración de campo se hicieron análisis de sensibilidad para diferentes condiciones de presiones de poros y de peso unitario del relleno en la sección de análisis de Geosyntec, considerando el relleno homogéneo con los siguientes resultados (Figura 4):

Modo Falla	Peso Unit. (t/m ³)	Presión de Poros Ru	C' Máx (t/m ²)	ϕ' Máx (°)
Circular	1.00	0.00	4.6	12.604°
Circular	1.00	0.50	4.6	25.139°
Circular	1.00	0.75	4.6	46.377°
Circular	1.26	0.75	5.8	46.879°
Bloque	1.26	0.75	6.0	38.133°
Circular	1.26	0.90	5.8	75.878°

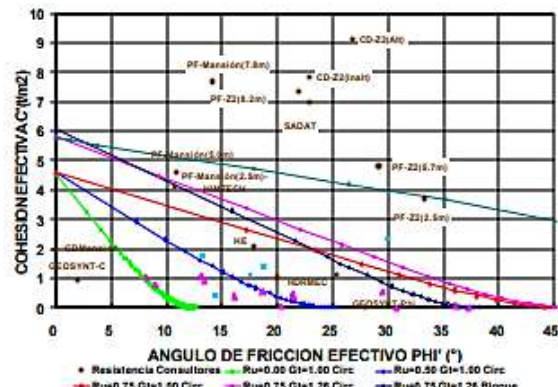


Figura 4 - Envolventes de Esfuerzo

Se concluye que: (a) El cortante máximo requerido sólo depende del peso unitario y no de la presión de poros, como era de esperar. (b) La fricción máxima requerida es directamente proporcional a la presión de poros. (c) Al incrementar el peso unitario se aumentan también el cortante máximo requerido y la fricción máxima requerida, pero en mayor proporción el cortante. (d) La falla en bloque tiene mayor cortante máximo requerido pero menor fricción máxima requerida que la falla circular.

Al comparar las envolventes con los datos de resistencia de estudios anteriores se observa (Figura 4): (a) El valor de resistencia adoptado por Sadat et al (1997) es demasiado alto y si fuese así, tal vez no hubiese habido falla (R_u de falla $\gg 1.0$). (b) Los valores de presiofímetro sobreestiman la resistencia promedio de la basura, tal vez porque fueron realizados a poca profundidad (menor de 8.2 m) en basura más fresca. (c) Los valores de corte directo, hechos superficialmente, son los más altos pues representan la resistencia de basura fresca, la cual tuvo influencia marginal en la falla. (d) Los valores adoptados por los demás diseñadores son más realistas, e implican fallas con R_{uf} entre 0.6 y 0.75.

Igualmente, al comparar los valores del presente estudio con las envolventes se aprecia que: (a) Los valores obtenidos en la presente investigación, tanto de piezocono como de presiofímetro, son inferiores a los obtenidos por todos los consultores anteriores (b) Los valores de R_u de falla, van desde $R_{uf}=0.0$ hasta $R_{uf}=0.7$, siendo el primer valor algo alejado de la realidad (tal vez hubiesen ya

fallado numerosos taludes).(c) Los valores más bajos corresponden a los sondeos con gas En especial por los dos últimos aspectos la resistencia de los sondeos con gas fue ajustada (González y Espinosa, 2001a), con lo cual los valores de R_{uf} ahora oscilaron entre 0.20 y 0.75, lo cual era más lógico.

4.6 Análisis Detallado Convencional

Para los análisis se empleó la geometría de la sección de Geosyntec, que corresponde al centro de la masa deslizada (Figura 5). En esta figura, además del perfil, se ha colocado la distribución de niveles de presión deducida en González y Espinosa (2001a), con el fin de zonificar el talud en tres áreas básicas, de arriba a abajo: (1) Área superior de basura húmeda hasta donde aparece gas libre; (2) Área intermedia, donde hay gas y lixigas predominantemente y (3) Área inferior, a partir del nivel de saturación aparente o del pico de gas, donde hay lixiviado, lixigas y algo de gas. En esta última área inferior, la parte más baja, cerca al dique se asumió con mayor presión, pues allí convergen todos los lixiviados. Se adoptaron parámetros de densidad y presión de poros, para el caso con drenaje normal y con drenaje insuficiente, así:

AREA	PESO UNIT. (ton/m ³)	RU (drenaje)	RU (sin drenaje)
Superior	1.20	0.150	0.150
Media	1.20	0.650	0.650
Inferior	1.37	0.275	0.650
Inferior cerca a dique	1.37	0.650	0.650
Inferior, entre dique y escalón de base	1.37	0.4625	0.650

Con estos datos se calcularon envolventes de resistencia de la sección de análisis con drenaje para falla en bloque y falla circular en condición. Como el material realmente no era homogéneo, por las diferentes presiones de poros, fué un poco más difícil de lo normal llegar a unas envolventes razonables.

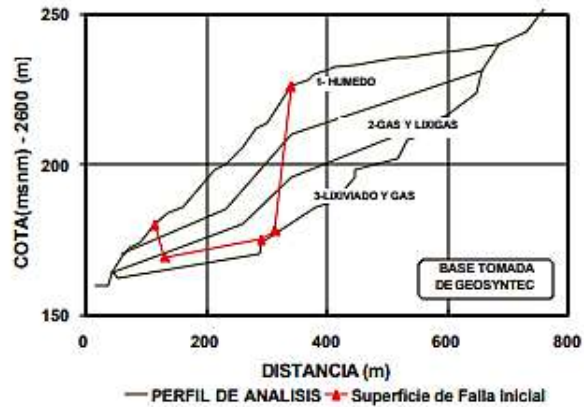


Figura 5- Perfil de Análisis (deformado)

Dado que en situación normal el talud no estaba fallando, necesariamente la resistencia debería estar por encima de las envolventes de condiciones normales. Además, como la zona más antigua de la Zona II tenía una edad cercana a los 2 años cuando ocurrió el accidente, se adoptó como resistencia la deducida para la Zona 2B, de la misma área y con 2.5 años de edad, cuyos parámetros son: $c' = 0.5196 \text{ ton/m}^2$; $\phi' = 29.501^\circ$

Con la resistencia adoptada se analizó la sección para casos sin y con recirculación y con y sin drenaje de fondo (deficiente).

%aumento en U_f por Recirculac	Circular	Bloque Drenaje	Bloque Sin Drenaje
$F_{seg} \Rightarrow$	F_{scD}	F_{sbD}	F_{sbND}
Sin Recirc	1.246	2.119	1.188
5%	1.155	2.035	1.075
10%	1.065	1.951	0.962
15%	0.974	1.867	0.850

(a) Estabilidad Sin Recirculación y Drenaje: en este caso es más crítica la falla circular que en bloque, por efecto de las presiones de gas en la zona intermedia. Resultados similares obtuvo Sadat. (b) Estabilidad con Recirculación y Drenaje: para este caso no es posible saber con certeza las presiones generadas por la acelerada descomposición debida a la recirculación, ya que se estima que el efecto de las presiones de inyección se disipa muy pronto dentro del relleno. Se considera además que el mayor efecto de la inyección es que ingresa mayor volumen de lixiviado al relleno,

aunque se estimó que tan sólo del 50% al 60% del volumen inyectado realmente se quedó en el relleno. Por todo esto se hizo un análisis de sensibilidad de la estabilidad variando los incrementos de presiones de poros entre 5% y 20%. Para un incremento leve de presiones de poros (10% a 15%), la falla circular sigue siendo más crítica que la falla en bloque. Pero la evidencia de campo indicaba que la falla fué en bloque, entonces había otro elemento que no se había tenido en cuenta. (c) Estabilidad con Recirculación y sin Drenaje: Se consideró el caso en el cual el drenaje es deficiente y entonces toda la presión de gas se transmite al lixiviado, en especial en el fondo y el material del fondo se ablanda ($c'=0$, $\phi'=26.5^\circ$) Se analizó solo la falla en bloque y se observa (Figura 6) que con drenaje deficiente la estabilidad es casi igualmente crítica para los dos mecanismos para leves incrementos de presión, pero algo más crítica con bloque. Entonces es muy posible que la falla real haya tenido una combinación de los dos mecanismos: de bloque en la base inicialmente y luego circular de talud en la parte superior.

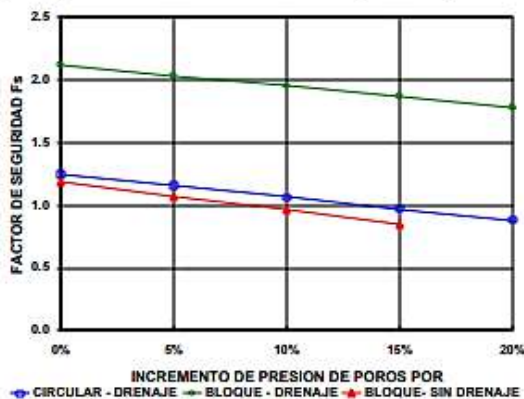


Figura 6- F_s con Incremento de U_f

De estos análisis se puede concluir: (a) Con drenaje adecuado el mecanismo de falla circular es más crítico que la falla en bloque y ocurre en la parte superior del talud; (b) Sin drenaje adecuado en la base, el mecanismo de falla en bloque en la base del relleno es igual a ligeramente más crítico que el circular. Con el resto de evidencia se puede adicionar: (c) El proceso de generación del deslizamiento se vio retardado por el efecto de arco tridimensional en planta que acuñó la masa y le impidió un desplazamiento súbito. En el caso de la

localización inicial del relleno, la falla, que tal vez hubiese ocurrido antes en el tiempo, se hubiera presentado intempestivamente, sin dar tiempo a detener el flujo de camiones o a evacuar el área con consecuencias mucho más funestas. Sin embargo, este acuñamiento generó presiones de poros adicionales que probablemente contribuyeron a que la falla fuese tan violenta; (d) El hecho de que la masa fallada se comportase como un fluido indica la altísima presión de poros en su interior y la evidencia de varios testigos de que se escucharon explosiones confirman que el principal actor de este evento fué el gas.

Finalmente se concluye que el deslizamiento de la Zona II de Doña Juana fué provocado por aumento de presiones de gas debidas al volumen de lixiviado inyectado por recirculación, el cual a su vez encontró unos drenajes deficientes e incrementó su presión en la base facilitando la falla inicial en bloque

4.7 Proceso de la Falla y del Desplazamiento

Poco a poco se ha ido describiendo cómo el estado interior del relleno sufre un cambio permanente. Sin embargo, este cambio de estado tiene todavía la connotación de equilibrio estático. Es importante ahora, describir el tránsito hacia una situación dinámica, así:

(1). Dinámica interna de degradación. El relleno nunca es químicamente estable. Desde que se instaura la actividad bioquímica, el cambio interno es permanente. La materia orgánica se descompone por la acción bacteriana: se producen gases y se liberan lixiviados, antes atrapados en la estructura interna de la basura. (2). Acción gravitacional sobre el relleno. Bajo la acción de su propio peso, al degradarse y con la sobrecarga de las capas subsecuentes de relleno, el desecho sufre una combinación de consolidación tradicional y de colapso interno. Aparecen entonces asentamientos, no necesariamente homogéneos y el relleno se va acomodando en forma permanente. En este proceso pueden aparecer grietas, que son eficientes caminos de liberación de gas a presión. (3) Saturación Local. La humedad considerablemente alta de las basuras en Bogotá, garantiza que desde un comienzo haya núcleos de saturación completa en la basura. La

degradación, el acomodamiento del relleno, la producción de gases y lixiviados poco a poco van favoreciendo el hecho de que estos núcleos de saturación completa se extiendan dentro del relleno. (4) Explosión de los Gases. En este proceso el gas, cada vez más abundante y más caliente -por causa de las reacciones exotérmicas- se presuriza en el interior del relleno, comienza a sufrir pequeñas explosiones y se genera un régimen pulsante, donde el gas a presión expide lixiviado (lixigas) por las chimeneas de venteo. (5) Agrietamiento Progresivo. Las grietas que aparecen, en 24 horas van creciendo a ojos vista, como ya había ocurrido en la Zona I en 1991; en ese caso la liberación de gas mejoró la estabilidad y el caso no pasó a mayores. El relleno se mueve arriba, en el costado SE, donde la grieta destapa la geomembrana y gira casi imperceptiblemente. (6) Deformación. La grieta se abre arriba, y abajo, cerca de la pata empieza a hacerse evidente que la base del relleno se está levantando. Lo sostiene temporalmente, la presión pasiva sobre el dique de protección de 6m de altura con el que se había rematado en el extremo N, el Nivel 1. El relleno se encajona en el angostamiento topográfico y, por un momento más, lo detiene el efecto de arco de aquí derivado. (7) Iniciación del Movimiento. La presión interna ha seguido creciendo. El globo, lleno de lixiviado y gas a presión empieza a moverse, hasta que se rompe. En ese momento se oyeron explosiones de gas a presión que se libera, el cual algunos pudieron ver en la televisión en un video filmado por un aficionado. Las condiciones están dadas para que se inicie la licuación por flujo, que aquí se ha bautizado más precisamente como licuación por degradación. Se ha llegado pues, al umbral de la falla. La situación interna de esfuerzos se extiende y solo falta un empujón final de sobrepresiones de poros, gas —sobre todo— y lixiviados para que se desencadene el movimiento. (8) El Deslizamiento. El relleno en ese momento era una masa de líquido viscoso que pujaba por moverse por la colina hacia abajo. la costra superficial más seca y rígida se agrietaba al no resistir las deformaciones crecientes de la masa interna. En ese momento, el deslizamiento solo estaba detenido por el dique de protección y por el efecto de

encajonamiento topográfico. Pero no sería por mucho tiempo: en solo veinte (20) minutos la masa sobrepasó el dique y se precipitó por la ladera hasta llegar al río Tunjuelito. Cubrió en su paso, el cerro de la Repetidora, momento en el cual su ángulo de fricción interna aparente era de apenas 4°; pasó luego sobre las estribaciones del cerro El Campanario y llegó al río después de un recorrido de cerca de 1200 m. Registros fotográficos permiten apreciar que la masa que se deslizó era una pasta fluida, licuada, para ser precisos. (9) Efecto Retrogresivo. Una vez desconfinado en la base, la parte alta del relleno pudo moverse en forma retrogresiva, tajada por tajada, para avanzar unos 150 m hasta su equilibrio final. Se observaron grietas de tracción hasta de 8 m o 10 m de altura donde la basura era estable en posición vertical. Drenado el gas y el lixiviado, ahora esta parte alta del relleno mostraba parte de sus propiedades, no conservadas ni en la base ni en su parte media.

5 ANÁLISIS DE CAUSALIDAD

5.1 Factores

A) Factores a favor de la estabilidad:

Angulo de fricción interna de la basura; Cohesión desarrollada por la estructura interna y por refuerzos como plásticos, maderos o materia sólida; Esfuerzo efectivo o intergranular, o la diferencia entre esfuerzo total y presión de poros; Encajonamiento topográfico; Dique terminal.; Adecuada compactación; Buena permeabilidad de la masa de basuras.

B) Factores en contra de la estabilidad:

Biodegradabilidad de la basura y la consiguiente destrucción de la materia sólida; Generación interna de gas; Liberación del agua atrapada en la basura.; Crecimiento paulatino de la presión de poros; Importancia relativa de la presión de gas dentro de la presión de poros existente; Pendiente de la ladera; Insuficiencia en el sistema de drenaje; Insuficiencia en el sistema de extracción de gases; Recirculación de lixiviados por inyección a presión.

5.2 Causas del Accidente

La categorización de causas se puede establecer así (Montero. 1995): 1. Causas Intrínsecas o

Primarias: Son aquellas causas básicas de los materiales o el entorno, sin las cuales no se hubiera producido el deslizamiento. También se reconocen como causas determinantes, en el sentido de que determinan o hacen posible que el hecho ocurra. 2. Causas Contribuyentes. Son las causas acompañantes, que contribuyen a la ocurrencia del hecho, aunque por sí solas no pueden ocasionarlo. 3. Causas Detonantes: Como su nombre lo indica, son los factores que pueden causar que un fenómeno de inestabilidad se desencadene, cuando están dadas las demás condiciones para que ocurra. Montero (1995) coloca estas causas en segundo lugar.

De acuerdo a los Autores y expresado así en el peritazgo técnico, el accidente del 27 de septiembre de 1997, en el Relleno Sanitario de Doña Juana, tuvo las siguientes causas:

Causas Intrínsecas

(1) La Biodegradabilidad de la Basura En el caso particular en Bogotá, las basuras son de altos contenidos de materia orgánica y altas humedades, donde la degradación ocurre rápidamente y afecta profundamente la masa de desechos sólidos. Esta biodegradabilidad conduce a la desaparición paulatina de la materia sólida, a la creación permanente de más vacíos, los cuales terminan por colocar el relleno, o sus partes más vulnerables, en una condición metaestable, entendiéndose por este término la estabilidad no permanente y casi impredecible de un sistema. (2) La producción de Gas. Todos los rellenos producen gas, pero éste en particular, por las mismas condiciones citadas arriba, produce más gas. El gas atrapado se calienta y, al no poder salir, se presuriza. El relleno queda así inflado como si se tratara de un globo, con una burbuja de gas a presión en su interior. (3) Liberación de Agua. La humedad contenida en la basura es tanta, que puede considerarse que está saturada alrededor de ciertos núcleos. Ahora bien, esa humedad no está libre, hasta que aparece la acción bacteriana: parte del agua se aprovecha para las reacciones y el resto queda libre y puede abandonar la estructura sólida (en degradación) de los desechos. (4) Las causas intrínsecas 2 y 3, unidas, se convierten en un factor trascendental como es la presión de poros. Esta presión en el interior es tan grande, que es capaz de vencer la altura del relleno para arrojar a la superficie una

mezcla de lixiviado y gas (denominado lixigas).

Causas Contribuyentes

(5) Recirculación de Lixiviados. Esta causa se constituye en importante factor para acompañar el fenómeno principal, por dos razones: la primera de orden ambiental, porque acelera el fenómeno de degradación bioquímica de las basuras; la segunda de orden geotécnico, porque contribuye a generalizar la saturación en el interior del medio poroso, con la consiguiente reducción de los esfuerzos efectivos. (6) Insuficiencia o falla de los Drenajes. El sistema de drenaje contenido en el diseño original era pobre y mal concebido por las capas relativamente impermeables puestas sobre los mantos filtrantes. (7) Ineficiencia o falla del Sistema de Extracción de Gases. Desde la época del diseño por recirculación a un relleno del tamaño y características del relleno de Doña Juana, se le exigiría un sistema activo de extracción de gases. Hoy día, la norma indica que para un relleno de más de 2'500.000 de toneladas de disposición de basuras es obligatorio.

Causas Detonantes

De las anteriores causas las siguientes contribuyen a crear un esquema inestable del relleno, al que sólo le falta una o unas alteraciones más para ponerse en movimiento: (8) Excesos de presión de biogas. No se olvide que la presión de biogas sigue la línea de una hipérbola. Con poco que se altere la variable independiente, la dependiente, que en este caso es la presión, sufre un incremento considerable (9) La recirculación de lixiviados a presión puede brindar el toque de inestabilidad que le hace falta a la masa de basuras para ponerse en movimiento.

Es evidente, en resumen, que algunas de las causas determinadas dependen de la equivocada selección del sistema de recirculación, aún hoy no maduro para su utilización a gran escala; otras, de la ignorancia existente en relación con la degradación de las basuras y la producción de gases y de lixiviados; otras, de defectos y errores manifiestos en el diseño original; y, por último, el divorcio que existió entre geotecnia e ingeniería ambiental durante los procesos del diseño original y de la operación del relleno.

6 COSTOS DEL DESLIZAMIENTO

De los datos del Tribunal de Arbitramento se obtienen las siguientes cifras, actualizadas a pesos de Noviembre del 2000:

CONCEPTO	TOTAL	PRCNT
Atención al deslizamiento	\$3,793'937,804	7.3%
Obras de recuperación	\$33,809'744,378	65.0%
Lucro cesante	\$12,353'256,179	23.7%
Daños a terceros	\$2,080'415,934	4.0%
TOTAL	\$52,037'354,295	100.0%
TOTAL US	\$26'018,677	

En el Laudo Arbitral del mismo Tribunal de 18 de Diciembre de 2000, se lee:

"c)...para el Tribunal también resulta claro que los gastos generados por la atención del deslizamiento y los perjuicios que el mismo causó a cada una de las partes en el contrato, no pueden ser soportados en forma exclusiva por la entidad contratante ni por la sociedad contratista, pues, aunque el deslizamiento no derive del incumplimiento de sus obligaciones y no aparezca demostrado que incurrieran en culpa en la atención de las mismas, lo cierto es que la naturaleza *experimental* de la labor desarrollada, conocida tanto por la contratante como por el contratista, hace que los riesgos que implicaba la ejecución del contrato deban ser asumidos, en iguales proporciones por ellas y por lo tanto el daño les sea imputable por dicha razón y en esa proporción..." (Capítulo V- Parte I- Aparte K- Las conclusiones del Tribunal- Inciso c)- pag. 160)

En consecuencia, estos costos tuvieron que ser asumidos en partes iguales por la Ciudad y por el Concesionario

AGRADECIMIENTOS

Todos estos trabajos fueron hechos para y costeados por el Tribunal de Arbitramento convocado para dirimir las controversias entre el Operador y la Ciudad con relación al accidente de Doña Juana en Septiembre 1997

REFERENCIAS

- Casagrande, A. (1948).- Mencionado en Casagrande (1950): Notes on the Design of Earth Dams .- Contributions to Soil Mechanics.- Boston Society of Civil Engineers.- Vol. 2-pp. 231-255
- Espinosa, A.; González, A. J. (2001).- Falla del Relleno Sanitario de Doña Juana- Bogotá, Colombia - I- Las Basuras Acumuladas Como Material Geotécnico - *En este mismo Simposio*
- Geosyntec Consultants (1998).- Investigación de las Causas del Deslizamiento de la Zona II el 27 de Septiembre de 1997- Relleno Sanitario Doña Juana- Santafé de Bogotá- para Prosantana Ltda. ESP- En Inglés- 3 Vol. Julio 1998.
- González G., A.J. (1989).- Sesión II -Análisis y Evaluación de Taludes - Relatoria- Primer Simposio Suramericano de Deslizamientos- Paipa -Vol. II, SCG, Marzo 1991.
- González, G., A.J.; Sierra B.,M.C. (1995)- Condiciones de Iniciación de Falla Progresiva en Taludes- IX CPMSIF- SMMS- Guadalajara-1995
- González, A. J.; Espinosa, A. (2000).- Peritazgo Técnico - Controversias Surgidas en Torno del Relleno Sanitario de Doña Juana- Tribunal de Arbitramento - 3 Vol.- Bogotá, Julio 2000
- González, A. J.; Espinosa, A. (2001a).- Falla del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia- II- Evaluación de Presión de Poros y Resistencia de Basuras- *en este mismo Simposio*
- Hidromecánicas Ltda (1993).- Diseño del Relleno Sanitario de Doña Juana y Disposición de Residuos Sólidos Peligrosos para Santafé de Bogotá. - Contrato 01/93- para EDIS - 1993.
- Montero O., J. (1995)- Zonificación de Susceptibilidad a Procesos Denudativos en Carreteras- IX CPMSIF- SMMS- Guadalajara-1995
- Sadat Intl. Inc., Universidad de los Andes y Arthur D'Little (1997).- Informe del Diagnóstico Geotécnico y Ambiental de las Causas del Deslizamiento en el Relleno Sanitario de Doña Juana - para el DAMA- 2 Vol. - Bogotá, Diciembre 1997

La acumulación de basuras como material geotécnico. 1: fundamentos técnicos

Augusto Espinosa Silva.¹

Alvaro J. González García.²

Abstract

Human wastes constitute an evergrowing by-product of civilization. Several catastrophic landslides have taken place in these so-called sanitary land fills. It is apparent that geotechnical and environmental engineers follow divergent paths to solve the related technical problems. Part I of this paper addresses the development of mechanical sciences leading to Soil Mechanics (1925) and Rock Mechanics (1960). Part II is dedicated to show how these sciences and arts or geomechanics are applied to huge accumulations of garbage of what could be referred to as anthropic waste deposits.

Palabras Claves

Depósito de basuras, desechos antrópicos, sólidos, materiales particulados, presión de poros, presión de gases, composición y descomposición de basuras, desechos sólidos, esfuerzos efectivos, resistencia deformación y consolidación, geopiezocono, influencia del tiempo.

1. INTRODUCCION

Los materiales naturales de la corteza del planeta Tierra generalmente se dividen en rocas y suelos; la humanidad ha creado un tercer tipo de material, cuya presencia ha comenzado a ganar en importancia en la medida en que el crecimiento de los hombres sobre la tierra se ha hecho exponencial. Este tipo de material está constituido por acumulaciones de basuras, que más elegantemente podrían bautizarse como desechos antrópicos.

Por su parte, las rocas se clasifican en ígneas, sedimentarias y metamórficas, según su formación. Las rocas ígneas, formadas de la solidificación de una solución silícea a altas temperaturas, comprenden cerca del 80% de toda la corteza terrestre continental y sub oceánica que se conoce; las rocas metamórficas corresponden a un 15% y las sedimentarias a sólo 5%. Sin embargo, el

75% de la superficie de las plataformas continentales, y una proporción más alta de los pisos oceánicos, están cubiertos por una delgada capa de sedimentos [Winterkom y Fang, 1991]

En cuanto a las basuras, debe decirse que su acumulación ha pasado a ser un indicador arqueológico de la presencia de antiguos asentamientos humanos, a partir del descubrimiento de ciertas colinas en los alrededores de la Roma imperial, que, al fracasar su interpretación desde el punto de vista geológico, resultaron ser los despojos mortales del imperio. Este mismo criterio viene siendo aplicado en el descubrimiento de otros restos en la península de Anatolia y en la antigua Media luna Fértil. En los Estados Unidos las estadísticas indican que en 1920 la unidad familiar promedio generaba 2.7 lbs (1.22 kg) de basuras por día. Al llegar a 1970 la cifra fue de 5.3 lbs (2.40 kg) por día. En 1980 se llegó a 8.0

1 Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Colombia. Master of Science, University of Illinois, USA. Profesor de tiempo parcial Universidad de los Andes por 16 años.

2 Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Colombia. Master of Science, Universidad de Londres. Diploma del Imperial College. Profesor asociado de la Universidad Nacional desde 1975

lbs (3.63 kg). Si, además, se agregaran los desechos industriales -de minas y fábricas- la cifra per cápita se acercaría a 50 lbs por día (22.7 kg). [Ward y Dubos, 1972]

Tchobanoglous et al, (1993) recogen cifras de 6 lbs (2.7 kg) per capita al día en 1990, de sólo desechos urbanos sólidos en los EE.UU.

En Bogotá D.C., los desechos sólidos, familiares y urbanos varían entre 0.8 kg per cápita al día y 1.5 kg según el vecindario y la época del año.

Desde 1925 con la publicación de *Edbaumechanik* por Karl Terzaghi se reconoce una rama de la mecánica que se aplica a los suelos, entendiendo por éstos, desde el punto de vista de ingeniería, como el conjunto de materiales encontrados en la capa superficial de la tierra, suficientemente blandos como para ser removidos mediante pala o azadón [Winterkorn y Fang, 1991] o, más técnicamente, como el agregado natural de granos minerales que puede ser separado por medios mecánicos suaves como la agitación en agua [Terzaghi, Peck y Mesri, 1996]. Con todo y su mayor presencia en la corteza terrestre, la mecánica de las rocas sólo puede ser identificada a partir de 1960 [Goodman, 1980]. Con métodos de éstas dos disciplinas, algunos de cuyos puntos sobresalientes se presentan a continuación, se ha venido formulando una mecánica de las basuras, aún incipiente. [Landva y Knowles 1990; Tchobanoglous et. al., 1993;].

2. MATERIALES SÓLIDOS

2.1 División

La división de los sólidos desde el punto de vista de ingeniería se hace comúnmente en metálicos, cerámicos y poliméricos.

i. Sólidos Metálicos. En los sólidos metálicos la principal característica es el orden generalizado. Las moléculas o átomos se extienden en un arreglo regular que cubre el cristal. Los enlaces son a nivel atómico y forman los cristales metálicos que se obtienen en estado natural o por metalurgia..

ii. Sólidos Cerámicos. A diferencia de los anteriores en los vidrios el arreglo ordenado no tiene largo alcance sino que se extiende a reducidos espacios de la materia. Se dice de los vidrios que son líquidos supercongelados. También se describen como sólidos amorfos. Los enlaces son predominantemente

covalentes o iónicos En este grupo quedan los vidrios, las cerámicas, el concreto, las rocas y los suelos.

iii. Sólidos Poliméricos. Se caracterizan por formar largas cadenas de uniones químicas cruzadas. A una temperatura inferior a la crítica se comportan como vidrios; a temperaturas superiores a esa crítica, se comportan como cauchos. Los enlaces predominantes son de van der Waals. El ejemplo en este caso, es el polietileno, que literalmente significa muchos etilenos.

2.2 TIPOS DE ENLACES

El tipo de enlace es fundamental en la conformación del sólido y en la determinación de sus propiedades mecánicas. Se distinguen los siguientes tipos de enlaces, del más débil al más fuerte:

- **ENLACES DE VAN DER WAALS.** Son enlaces secundarios entre las moléculas debidos fundamentalmente a la atracción entre cargas eléctricas de signos diferentes. Debe anotarse que se atraen, en este caso, las moléculas y no los iones.. En el caso de moléculas vecinas del HCl la atracción será proporcional a x^{-7} , donde x es la distancia entre moléculas.
- **ENLACE IÓNICO.** Enlace entre los iones metálicos y no metálicos en el que el metal cede uno o varios electrones, de los cuales se apropia la capa externa del no metal. El resultado es que se producen iones negativos del no metal y iones positivos del metal, los cuales al atraerse generan el enlace. Las fuerzas resultantes del enlace varían con x^{-2} , donde x es la distancia entre iones.
- **ENLACE COVALENTE.** Es un enlace en el cual los átomos de un mismo elemento comparten electrones, dando como resultado un enlace fuerte. Es pues un enlace atómico, cuyas fuerzas caen rápidamente con la separación entre los átomos. Las fuerzas se distinguen como fuerzas de valencia. Las fuerzas resultantes del enlace varían con x^{-3} para el hidrógeno en cortas distancias, donde x es la distancia entre átomos.
- **ENLACE METÁLICO.** Es el enlace en el cual los átomos del metal ceden sus electrones a una nube de electrones común y adoptan un ordenamiento regular usualmente con máximo empaquetamiento. Las fuerzas resultantes del enlace metálico también varían con x^{-3} , en muchos casos. La fuerza de la atracción produce la **resistencia**, mientras la movilidad de los electrones produce la **conductividad**.

En un granito los enlaces son esencialmente covalentes al igual que los enlaces del silicio en las partículas de cuarzo y los enlaces de carbono en un diamante.

En las arcillas los enlaces son iónicos y covalentes dentro de la partícula y de van der Waals entre las láminas.

Se han seguido de cerca para estas descripciones, las obra de Flinn & Trojan, 1991-1989 y la clásica obra de Tabor, 1979. (Cuadros Nos. 1 y 2)

2.3 Comportamiento Mecánico de los Sólidos

2.3.1 GENERALIDADES

Interesa conocer cómo se comportan los sólidos ante sollicitaciones mecánicas. Para estos efectos, primero debe analizarse cómo responden ante un régimen de esfuerzos: tracción, compresión y cortante; en segun-

do término, debe estudiarse la deformación bajo carga del sólido; en tercer lugar debe relacionarse el esfuerzo con la deformación correlativa, para observar el tipo de comportamiento que permita un ordenamiento y una clasificación de la forma de respuesta particular. Se estudiarán entonces, los modos de comportamiento y la forma en que se ha decidido su representación práctica. Solo después de lo anterior se entrará de lleno en las llamadas **teorías de falla** que se han propuesto para explicar en últimas el comportamiento bajo carga de los diferentes materiales. A propósito, no debe confundirse la representación del comportamiento con la teoría que explica su rotura.

Luego, debe hacerse referencia a ciertas discontinuidades que se observan, desde la escala molecular hasta los macizos rocosos. Se mencionarán aquí el clivaje, el maclaje, las fisuras y las diaclasas. Las fallas geológicas quedan fuera de los alcances del presente trabajo.

CUADRO No.1 PRINCIPALES TIPOS DE ENLACES			
ENLACE	CARACTERÍSTICA	EJEMPLOS	ESTADO CRISTALINO
Van der Waals	Débil	H ₂ sólido, K, Parafinas	Empaque apretado de unidades débilmente atraídas.
Iónico	Fuerte	N ₂ CL	Enormes agregados de iones positivos y negativos, firmemente empacados en forma consistente con la neutralidad de la carga.
Covalente	Fuerte	Diamante, S ₈ , G ₂	Moléculas gigantes con enlaces direccionales, empaquetamiento dependiente del número de la valencia y de su dirección.
Metálico	Fuerte	Metales	Electrones de valencia dejados por átomos, resultan en iones en un mar de electrones

Modificado de Tabor, D. Gases, Liquids and Solids (1.979)

2.3.2 ANÁLISIS DE ESFUERZOS

Los principios que se recogen enseguida estrictamente se aplican a cualquier cuerpo compuesto por una **distribución continua** de materia tal como acero, roca, madera o plástico, según advierten Obert & Duvall (1967). Más adelante se recogen las discontinuidades presentes en estos materiales que obligan a plantear ciertas restricciones a los planteamientos generales que se van a formular.

CUADRO No. 2 EJEMPLOS DE FUERZAS INTERMOLECULARES				
TIPO	NATURALEZA	EJEMPLOS	MODO DE SEPARACIÓN	ENERGÍA POR ENLACE Jx10 ²¹
Van der Waals	Igual que en átomos	Metano sólido CH ₄	Ruptura en el CH ₄ ⁺	3
Iónico	Idéntica al de Fuerzas Interatómicas Cristal	N ₂ F	Ruptura entre los iones N ₂ ⁺ y F ⁻	300
Covalente	Moléculas gigantes sost.s por fuerzas covalentes	Diamante,	Ruptura dentro de los átomos de C	600
Metálico	Iones metálicos en un mar de electrones libres con valencia	K	Vaporización entre iones metálicos + electrones	500

El término **esfuerzo** tiene unidades de fuerza por unidad de área. Así, puede escribirse que el esfuerzo S_n debido a una fuerza F en cualquier punto P de un plano de área A cuya normal es n está dado por:

$$S_n = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A}$$

y sus componentes cartesianos por x , y y z .

Ahora, la fuerza incremental ΔF puede resolverse en sus dos componentes: DF_n normal al plano dado y ΔFt paralelo a dicho plano. Por definición se tiene:

$$\sigma_{nn} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F_n}{\Delta A}$$

$$\tau_{nt} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta Ft}{\Delta A}$$

donde t es en la dirección de la intersección del plano formado por σ_{nn} y S_n y el plano tangente al área ΔA en el punto P .

Un esfuerzo perpendicular a un área será el esfuerzo normal a esa área y será denotado por σ . Un esfuerzo paralelo a dicha área será el esfuerzo cortante y será denotado por τ . La resultante de σ_{nn} y tnt es también S_n ; por tanto estos esfuerzos estarán relacionados por:

$$S_n^2 = \sigma_{nn}^2 + \tau_{nt}^2$$

$$\sigma_{nn} = S_n \cos(S_n, n)$$

$$\tau_{nt} = S_n \cos(S_n, t)$$

De la misma manera se puede demostrar que los esfuerzos sobre un plano cuya normal hace un ángulo θ con la horizontal, sumando los esfuerzos por σ_θ y por τ_θ e igualando a cero, son:

$$\sigma_\theta = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

$$\tau_\theta = \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) - (\sigma_x + \sigma_y) \sin \theta \cos \theta$$

y con la ayuda de identidades trigonométricas:

$$\sigma_{max} = P = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_{min} = Q = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

Derivando con respecto a θ e igualando a cero, se termina por obtener los esfuerzos máximo y mínimo en el plano de interés, que son:

$$\sigma_{max} = P = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_{min} = Q = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

Como se ve, los esfuerzos máximo y mínimo han sido bautizados P y Q , respectivamente.

Por convención, en geomecánica, se adoptan como **positivos** los esfuerzos y deformaciones de **compresión**, mientras que en otras ramas de la ingeniería, lo usual es que los esfuerzos y deformaciones de tracción sean los positivos.

2.3.3 EL CÍRCULO DE MOHR PARA ESFUERZOS

De las anteriores ecuaciones se deriva que:

$$\sigma_\theta = \frac{P+Q}{2} + \frac{P-Q}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau_\theta = \frac{P-Q}{2} \sin 2\theta$$

Así el esfuerzo normal a cualquier ángulo θ con la horizontal y el esfuerzo cortante correspondiente, han sido expresados desde tiempo atrás en el círculo de Mohr. (Figura 1)

Sin necesidad de círculo, así ha terminado representándose la relación τ - σ , ya sea para ilustrar disquisiciones teóricas o para recoger ordenadamente la información acumulada en forma experimental.

Cabe anotar, además, que el círculo de Mohr es una manera conveniente de representar vectores tridimensionales y también es aplicable, por ejemplo, a momentos y productos de inercia.

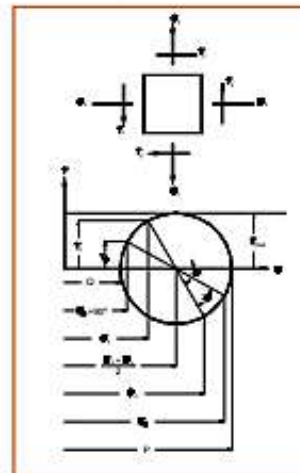


Figura 1.- Círculo de Mohr

2.3.4 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

Todo material sólido, al ser sometido a esfuerzo, se deforma y absorbe la energía impuesta. Si a un prisma inconfinado de base cuadrada $B \times B$ y longitud L_0 , se le aplica un esfuerzo de compresión σ_z en la misma dirección z , se deforma ΔL_z . La deformación unitaria ϵ_z se define en ingeniería como:

$$\epsilon_z = \Delta L_z / L_0$$

Al mismo tiempo el prisma sufre expansiones iguales a $-\Delta B$ en las otras dos direcciones, las cuales resultan en deformaciones unitarias laterales:

$$\epsilon_x = \epsilon_y = -\Delta B / B$$

La relación esfuerzo-deformación ($\sigma-\epsilon$) entonces puede catalogarse como una curva de densidad de energía elástica, en la cual la energía elástica U por unidad de volumen V viene dada por (Figura 2):

$$u = U/V = \int \sigma \delta \epsilon$$

2.3.5 COMPORTAMIENTOS ESFUERZO - DEFORMACIÓN

En forma teórica ideal se pueden distinguir dos casos de carga: **carga-descarga** y **carga monotónica** (González, 1990).

En **carga-descarga** pueden presentarse dos casos extremos: (A) que al descargar el sólido retorne totalmente la energía elástica que absorbió y recupere la deformación, lo cual se denomina **comportamiento elástico** (Figura 3a) o (B) que el sólido absorba totalmente la energía impuesta, el retorno sea nulo y al completar la descarga el sólido quede permanentemente deformado, caso de comportamiento plástico (Figura 3b).

En **carga monotónica** también puede haber dos situaciones extremas al llegar al esfuerzo máximo que resiste el sólido σ_{max} : (A) que el sólido se deforme indefinidamente manteniendo la carga máxima, lo cual se denomina **comportamiento dúctil** (Figura 4a) o (B) que el sólido se deforme pero reduzca la carga que acepta, gradual o bruscamente, hasta cero, situación que corresponde a un **comportamiento totalmente frágil** (Figura 4b).

En la ductilidad el sólido sigue absorbiendo energía para deformarse, mientras que en fragilidad el sólido, luego de cierta deformación crítica, correspondiente al esfuerzo máximo, no acepta más carga y entonces se presenta una diferencia de energía elástica, entre el esfuerzo impuesto y el esfuerzo aceptado por el material, diferencia que se libera en otras formas de energía y se gasta en: la creación de superficies de falla al romperse los enlaces, en energía cinética que hace moverse al sólido, en energía vibratoria, energía térmica, electromagnética y hasta nuclear.

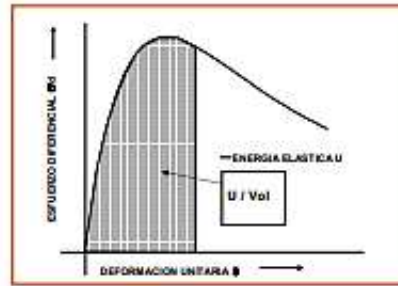


Figura 2 - Esfuerzo-deformación y Energía Elástica



Figura 3a - Comportamiento elástico



Figura 3b - Comportamiento plástico

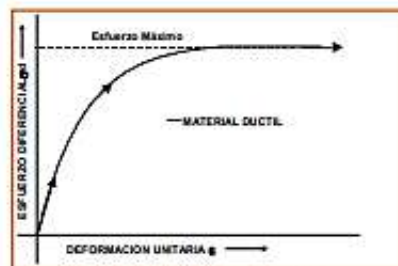


Figura 4a - Comportamiento dúctil

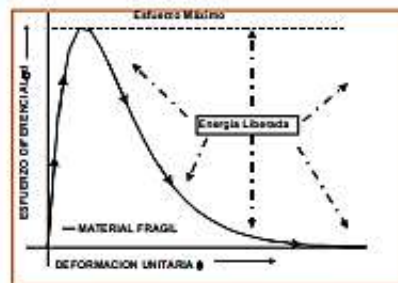


Figura 4b - Comportamiento frágil

Los materiales elásticos reales usualmente tienen una relación σ - ϵ lineal, por lo que comúnmente se tiende a relacionar la linealidad con la elasticidad. Por otro lado los materiales dúctiles, luego de entrar en la fase de esfuerzo máximo constante, al descargarlos, son totalmente plásticos, por lo que los términos dúctil y plástico tienden a hacerse equivalentes y esto es una actitud generalizada en toda la literatura técnica sin considerar las relaciones energéticas.

2.3.6 ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN SÓLIDOS REALES

No todos los materiales sólidos siguen idéntico patrón de esfuerzo-deformación y dependiendo del tipo de material, los niveles de esfuerzos, tanto de confinamiento como diferencial, los niveles de deformación y las condiciones ambientales, se presentará uno o sucesionalmente varios de los tipos de comportamientos mencionados .

Dentro de la tipología de materiales ya mencionada, los materiales metálicos tienden a ser elásticos y dúctiles, los materiales cerámicos a ser elastoplásticos y parcialmente frágiles y los materiales poliméricos a presentar comportamientos plásticos y dúctiles.

Por ejemplo, Hendron (1970) reprodujo la tipología propuesta para materiales rocosos por Miller en su tesis en la U. de Illinois, que va desde materiales **elásticos** (lineales) como el **basalto** (Tipo I), hasta **elastoplástico con fluencia** (lineal-dúctil) en el caso de la **sal gema**, (Tipo VI), pasando por **plastoelastoplástico** en el caso del **esquistó** (Tipo V) (Figura 5)

En un régimen de esfuerzo-deformación, sólidos frágiles pueden hacerse dúctiles, lo cual es de extraordinaria importancia para comprender el comportamiento de los materiales de la corteza terrestre. Para comodidad de la explicación, es útil considerar el comportamiento de un espécimen metálico homogéneo, de sección transversal uniforme, que es sometido a tracción (Figura 6 -Tabor, 1979):

- **COMPORTAMIENTO DÚCTIL.** En el diagrama σ - ϵ inicialmente se producirá una deformación para cada incremento de esfuerzo, hasta el punto A, de tal manera que la representación es lineal y en cualquier punto en que se decida retirar el esfuerzo, la deformación retornará al punto inicial; el régimen es elástico. Si se continúa incrementando el esfuerzo, se llega al punto Y, o de fluencia, a partir del cual la relación no es lineal y una eventual descarga a partir de B, mostrará una deformación remanente en O' y O'B será aproximadamente paralela a OA. Entre Y y Z el material sufrirá una deformación plástica. Ahora, si el espécimen es sometido a una presión hidrostática

(presión ambiente igual en todas direcciones), el punto de fluencia no ocurrirá sino hasta que se haya excedido tal presión. Esta condición de deformación plástica de Y a Z, lleva a un endurecimiento por trabajo (work hardening), y se ha entrado en la ductilidad

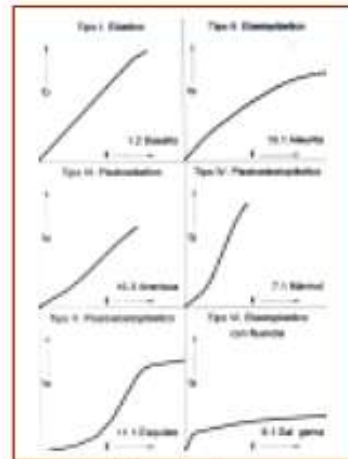


Figura 5 - Materiales Rocosos

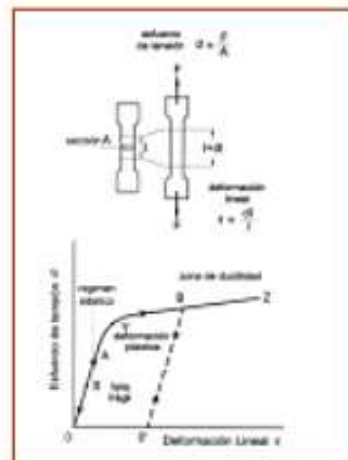


Figura 6 - Comportamiento σ - ϵ de un metal

- **COMPORTAMIENTO FRÁGIL.** Aprovechando la misma figura, si el material no muestra ninguna ductilidad, se aplicará la tracción hasta llegar a un punto S en el cual el material fallará súbitamente. Se dirá entonces que su comportamiento es frágil.

Si el espécimen es sometido a una condición hidrostática P, la falla frágil tendrá lugar a un esfuerzo P+S. Ahora bien, si se considera la muestra cargada a P+S, estará sometida a un esfuerzo cortante iguala 1/2 (P+S). Si el esfuerzo se mantiene ligeramente por debajo del anterior, la falla frágil no ocurrirá y el material fluirá en forma dúctil.

Esta es la explicación por la cual las rocas en la corteza terrestre, aún siendo materiales frágiles en superficie, debido al esfuerzo de confinamiento, el cual aumenta con profundidad en la corteza, pueden deformarse plásticamente como si de materiales dúctiles se tratara. Adicionalmente la temperatura también hace más dúctiles los materiales rocosos y la temperatura también crece con profundidad y por eso la fragilidad de las rocas necesaria para producir energía vibratoria (léase sismos) tiene un límite de profundidad: no se conocen hipocentros sísmicos de más de 850 km de profundidad.

2.3.7 TEORÍAS DE FALLA

El término **falla** de un material denota una casi total pérdida de integridad en una muestra bajo análisis [Godman, 1980] o lo mismo, **la rotura** de la muestra. Esto ocurre cuando el **comportamiento es frágil**, en donde el excedente de energía elástica permite la destrucción de los enlaces y la creación de superficies de ruptura, las cuáles sólo pueden presentarse en este tipo de comportamiento. Por el contrario, en **comportamiento dúctil**, el material puede deformarse bajo carga sin que presente una pérdida catastrófica de sus propiedades. En realidad la rotura del material bajo carga depende del mecanismo de aplicación y de las condiciones ambientales ya discutidas y no es una verdadera propiedad intrínseca del material.

En términos más generales y ya al referirse a obras, una falla en ingeniería se puede considerar como la pérdida o disminución significativa de una o varias de sus características deseables, todas ellas interrelacionadas entre sí (González, 1974):

- 1 **SEGURIDAD:** es decir que en ningún momento de su existencia, la obra vaya a causar desastres (pérdidas irre recuperables)
- 2 **ESTABILIDAD:** o sea que la obra debe permanecer dentro de ciertos límites físicos y energéticos.
- 3 **CAPACIDAD DE SERVICIO:** o su propiedad de cumplir el propósito asignado en el periodo establecido para su existencia.
- 4 **DURABILIDAD:** o la facultad para permanecer durante el tiempo previsto (vida útil).

Entonces, desde el punto de vista mecánico, en algunos casos se podrá hablar de máximo esfuerzo, en otros casos de máxima deformación, de manera que no se altere el correcto desempeño de la instalación bajo análisis. Unos serán los criterios para una central atómica, y otros para una instalación temporal de barracas de madera.

Los materiales sólidos sólo pueden romperse por esfuerzos de **tracción** o de **cortante**. Fallas por solicitaciones de flexión, compresión, torsión o aplastamiento, siempre se pueden interpretar en términos de los antedichos esfuerzos y tienen lugar en la naturaleza. Por lo tanto o con mayor razón, en obras construidas por el hombre o derivadas de su acción directa.

Por todo ello, es deseable disponer de una teoría mecánica de falla, basada en resultados teóricos o experimentales, donde se establezca cómo los materiales son afectados hasta rebasar su resistencia, por el estado de esfuerzos, el tiempo transcurrido, la temperatura y otros factores determinados por la necesidad específica.

Algunas de las teorías de falla que se han postulado a lo largo del tiempo para materiales sólidos son:

- **TEORÍA DE COULOMB (EN HEYMAN, 1972).** Coulomb presenta "el efecto de la fricción y la cohesión en algunos problemas de estática" y postula que la resistencia de la mampostería y de los suelos se compone de las fuerzas pasivas de cohesión y fricción, la primera de ellas proporcional al área de la superficie de falla y la segunda proporcional a la fuerza normal sobre el mismo plano de falla, "de acuerdo con lo ya encontrado por Amontons". Se llega al equilibrio cuando en ese plano del material "las componentes de las cargas resueltas paralelas al plano inclinado sean exactamente iguales a la resistencia" es decir cuando se llegue a un esfuerzo cortante dado
- **TEORÍA DE MOHR.** Mohr postula que el material se fracturará o sufrirá una deformación permanente, siempre y cuando el esfuerzo cortante exceda un cierto valor τ_0 , dependiente del esfuerzo normal al mismo plano, o cuando el máximo esfuerzo de tensión llegue a un valor predeterminado T_0 .
- **TEORÍA DE GRIFFITH.** Griffith formuló para metales la hipótesis de una fracturación frágil en tracción originada al propagarse las microfisuras existentes en los materiales, hasta convertirse en una falla macroscópica. Posteriormente Hoek la extendió a la falla en compresión en materiales rocosos.
- **TEORÍA DE MOHR-COULOMB.** La denominada por muchos teoría de Mohr-Coulomb, en realidad combina lo encontrado por éstos dos autores y basada en experimentaciones reales, en especial de suelos, postula una resistencia al esfuerzo cortante s , tal que al excederse se origina la falla. Dicha expresión adopta la forma lineal de: $s = c + \sigma \tan \phi$, donde c es la cohesión y ϕ es el ángulo de fricción interna.

- **TEORÍAS EMPÍRICAS DE FALLA.** Se han planteado varias teorías empíricas de falla que consideran, con base en los postulados de Mohr-Coulomb, la realidad de un conjunto de muestras de laboratorio cuya envolvente de falla en el diagrama τ - σ será ligeramente convexa y no lineal. Dentro de estas envolventes se encuentran las de enrocados, las de materiales rocosos y las de discontinuidades en roca.
- **OTROS CRITERIOS (TRESCA, VON MISES, ETC).** Los criterios de von Mises y Tresca pertenecen ya a la explicación de la cedencia de los materiales en el ámbito de la plasticidad. Se basan en una observación previa según la cual los materiales sólidos, en especial los metales, sometidos a esfuerzos de confinamiento perfectamente hidrostáticos, no muestran ninguna tendencia a la deformación o a la reptación; se concluye pues, que la deformación plástica debe estar asociada a cierta distorsión o esfuerzo cortante.

2.3.8 DISCONTINUIDADES

Los postulados teóricos son planteados para medios homogéneos e isotrópicos. Se sabe, sin embargo, que las masas de sólidos de común ocurrencia en la naturaleza poseen discontinuidades. Se mencionan, dentro de los alcances de este trabajo, las siguientes:

- **CLIVAJE.** Es la propiedad de muchos minerales de romperse en ciertas direcciones predominantes, a lo largo de planos regulares, como resultado del arreglo atómico particular que en esa dirección presenta una debilidad. Ocurre a escala intracristalina.
- **MACLAJE.** Es una deformación plástica que ocurre en la formación de los cristales de manera que cada átomo se corre en proporción a la distancia al límite del maclaje y se forma así una estructura cristalina que semeja una flor.
- **DIACLASADO.** Es una rotura o conjunto de roturas dentro de la masa de rocas sólidas, a lo largo de las cuales no ha ocurrido movimiento. Tienen lugar por enfriamiento del material rocoso, o por fuerzas tectónicas coetáneas con doblamientos, y convierten el macizo rocoso en un conjunto de bloques apretados entre sí, pero sin estricta continuidad entre ellos.

2.3.9 RUGOSIDADES DE DIACLASAS

Patton (1966), presentó una serie de ensayos controlados en diaclasas secas, aserradas e intactas, de los cuales le fué posible deducir un comportamiento al corte, modificando el postulado de Mohr-Coulomb así:

$$\tau = \sigma \tan (\phi_u + i)$$

donde:

- τ = esfuerzo cortante
- σ = esfuerzo normal
- ϕ_u = ángulo de fricción en la superficie
- i = ángulo de las asperezas

Lo anterior quiere decir que el cizallamiento a lo largo de una diaclasa sin pulir, no solo debe sobrepasar el ángulo de fricción interna ϕ_u , sino además remontar las asperezas o irregularidades de la misma diaclasa, representadas por i . Conviene este hallazgo con el concepto de **dilatancia**, o la **resistencia al cambio de volumen**, ya expresado anteriormente por Reynolds en sus clásicos experimentos con arenas sueltas y densas,

3. MATERIALES PARTICULADOS

3.1 Generalidades

Hasta este punto, los materiales sólidos han dominado el panorama de lo que se viene exponiendo, de una mecánica del medio continuo, con irregularidades y discontinuidades que, mal que bien, se ha podido manejar con ciertas correcciones y ajustes a las teorías y postulados iniciales.

A partir de Terzaghi, todo cambia. Ya no se trata de resolver un continuo, sino una masa donde la ley son las discontinuidades distribuidas en toda ella de manera más o menos aleatoria, pero también continua.

Entonces, es necesario hacer referencia a los materiales particulados, compuestos por fragmentos sólidos y con interacción esencialmente mecánica entre ellos.

Marsal inició en 1963 la presentación de sus profundas investigaciones sobre enrocados y más adelante Harr (1977) escribió un libro que tituló precisamente *Mechanics of Particulate Media*, en la cual trata la interacción mecánica entre partículas con modelos probabilísticos. Muchos otros autores también han investigado este asunto, entre ellos Trollope quien ha postulado una **mecánica elástica de las rocas**, dado que éstas estarían compuestas por clastos (en griego fragmento). Pese a que estos esfuerzos se realizaron en los 60s, la mecánica de las rocas no se desarrolló por este camino, aunque sus fundamentos son dignos de tomarse en cuenta.

Posteriormente Jiménez Salas (1982) haría referencia a la **Mecánica de los Conjuntos Particulados**: "Esto nos conduce de lleno en un concepto que fue fundamental para los primeros que se ocuparon de estos temas, pero que muchas veces ha quedado relegado a segundo pla-

no. El suelo no es un continuo sino un conjunto particulado. El modo de tratamiento habrá de ser una Mecánica de los Conjuntos Particulados, que podremos llamar, quizás con una denominación demasiado enfática, mecánica del suelo cuántica, pues tenemos un cuanto, que es la partícula”.

3.2 Principio de los Esfuerzos Efectivos

Este, que algunos llaman la Ley de Terzaghi fue intuido desde antes de su formulación explícita en 1936, por otros investigadores que lo precedieron, como Reynolds. Sin embargo, fue Terzaghi quien primero entendió cabalmente sus consecuencias para materiales particulados que además llevan fluidos en sus poros, de manera que:

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

donde

σ = esfuerzo total

σ' = esfuerzo efectivo

μ = presión de poros o de fluidos o esfuerzo neutro.

La consecuencia trascendental de esta formulación es que cualquier deformación, distorsión o cambio de la resistencia al corte de un medio particulado es resultado únicamente de un cambio en el esfuerzo efectivo σ' , que interesa a los contactos entre sólidos y no al esfuerzo total σ que se aplica también parcialmente a la fase fluida.

La extensión del principio a otros materiales sólidos porosos como rocas o concreto ya no es tan directa y requiere de formulaciones algo diferentes (i.e. Skempton, 1964)

3.3 La Deformación Diferida

La teoría de la deformación diferida o consolidación también se debe a Terzaghi. Precisamente porque el medio es particulado, y porque existen enlaces entre las partículas -algunos de los cuales son viscosos-, cualquier cambio en la presión de poros se traducirá en cambios en el esfuerzo efectivo y se representará en un acomodamiento de la estructura del material, que dependerá del tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga y la transferencia de ésta del medio fluido al medio sólido, por movimiento del fluido en los poros. La respuesta del material, suelo en este caso, será su consolidación bajo carga. Siguiendo los postulados de la teoría de Terzaghi, junto con las contribuciones de

otros investigadores, es posible calcular los asentamientos que sufrirá una masa de suelo sometida a cargas y en cuánto tiempo ocurrirán.

3.4 Resistencia en Medios Particulados

La resistencia de los materiales particulados, se puede considerar entonces con tres componentes: cohesión (c), dilatancia ($v = \tan i$) y fricción ($\mu = \tan \phi$)

Aunque la separación de estas componentes no es fácil se puede postular el siguiente comportamiento esfuerzo-deformación de cada una de ellas (González, 1990) (Figura 7):



Figura 7 - Componentes de Resistencia

Cohesión: rígida, elasto-plástica y frágil

Dilatancia: relativamente rígida, elastoplástica y frágil. Puede ser negativa.

Fricción: poco rígida, plástica y dúctil.

Los materiales puramente particulados o **materiales granulares gruesos** como enrocados, gravas o arenas poseen únicamente dilatancia y fricción. Si están totalmente sueltos tienen fricción y eventualmente dilatancia negativa, lo que lo hace plásticos y dúctiles. Si son densos tienen fricción y dilatancia positiva, lo que los hace frágiles y elasto-plásticos.

Los materiales particulados finos como limos, por su alta superficie específica ya tienen fuerzas electroquímicas de superficie que les dan algo de fuerzas cohesivas. Por su parte las arcillas tienen enlaces de van Der Waals y eventualmente iónicos entre partículas, los que las provee de una cohesión verdadera, la cual sin embargo, depende de las condiciones físico-químicas del fluido de los poros.

Los materiales orgánicos, como las turbas, también considerados por la geomecánica, son conjuntos parti-

culados que provienen de descomposición especialmente de vegetales (materiales poliméricos), tienen una estructura intrínseca altamente porosa y sufren procesos bioquímicos de cambio que las transforman. Son dúctiles, altamente compresibles y tienen resistencias inicialmente friccionantes que se van transformando a cohesivas y en conjunto reduciendo a medida que su descomposición aumenta.

Por su lado, las basuras, compuestas por materiales particulados también orgánicos en su mayoría, relativamente frescos inicialmente y mezclados con otro tipo de sólidos, especialmente papel y plásticos (poliméricos) tienen parecido en su comportamiento con las turbas, pero son más heterogéneas y variables y su proceso de descomposición ocurre en los rellenos casi en su totalidad y en ambientes no totalmente saturados, como si es el caso de los depósitos de turbas.

Finalmente es necesario recordar que los medios particulados no son exclusividad de la geomecánica, sino también de otras disciplinas que involucran este tipo de materiales, como procesos industriales de polvos y granulados; granos en silos; etc.

En la segunda parte de este trabajo se hará referencia específica a las propiedades de las basuras dentro del ámbito descrito aquí y en especial para las basuras del Relleno Sanitario Doña Juana en Bogotá D.C..

REFERENCIAS

- FLINN, R. & TROJAN, P. Materiales de Ingeniería y sus Aplicaciones. 3a Edición, McGraw Hill. 1991
- GONZALEZ, A. J. Safety Factors - A Conceptual Review - M.Sc. Thesis- Imperial College, 1974
- GONZALEZ, A. J. Curso de Mecánica de Rocas -Notas sin publicar- Universidad Nacional de Colombia, 1990
- GOODMAN, R. Introduction to Rock Mechanics. Wiley. 1980
- HARR, M.E. Mechanics of Particulate Media. John Wiley & Sons, 1977
- HENDRON, A, J. Propiedades Mecánicas de las Rocas. Capítulo 2 Mecánica de las Rocas en la Ingeniería Práctica, Stagg & Zienkiewicz, Ed. Blume, 1970
- HEYMAN, J. Coulomb's Memoir on Statics Imperial College Press, 1972
- JIMÉNEZ SALAS, J. El lugar de la Geotecnia en el Panorama de la Ciencia. Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos. México, 1982
- LADNVA, A; KNOWLES, G. F. Geotechnics of Waste Fills-Theory and Practice ASTM STP 1070, 1990
- OBERT, L.; DUVALL, N. Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock. Wiley. 1967
- PARRY, R.H.G. Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics - E & FN Spon -London, 1993
- PATTON, F. D. Multiple Modes of Shear Failure in Rock. 1ST. Intl. Congress on Rock Mechanics, Lisbon, 1966
- SKEMPTON, A. W. Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks. Pore Pressure and Suction in Soils Butterworths, London, 1961
- TABOR, D. Gases Liquids and Solids. 2a, Ed, Cambridge University Press. 1979
- TCHOBANOGLIOUS, et. al. Integrated Solid Waste Management. McGraw Hill. 1993
- TERZAGHI, K.; PECK, R.B. MESRI, G. Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley Interscience. 1996
- WARD, B; DUBOS, R. Only One Earth. Norton, 1972
- WINTERKORN; FANG. Soil Technology and Engineering Properties of Soils. Ch 3. Foundation Engineering, Van Nostrand, Reinhold. 1991

La acumulación de basuras como material geotécnico. 2: comportamiento de las basuras

Augusto Espinosa Silva.¹

Alvaro González García.²

Abstract

Human wastes constitute an evergrowing by-product of civilization. Several catastrophic landslides have taken place in these so-called sanitary land fills. It is apparent that geotechnical and environmental engineers follow divergent paths to solve the related technical problems. Part I of this paper addresses the development of mechanical sciences leading to Soil Mechanics (1925) and Rock Mechanics (1960). Part II is dedicated to show how these sciences and arts are applied to huge accumulations of garbage of what could be referred to as anthropic wastes.

Palabras claves

Depósito de basuras, desechos antrópicos, sólidos, materiales particulados, presión de poros, presión de gases, composición y descomposición de basuras, desechos sólidos, esfuerzos efectivos, resistencia deformación y consolidación, geopiezocono, influencia del tiempo.

1. INTRODUCCION A LOS RELLENOS SANITARIOS

1.1 Bosquejo Histórico

Hasta la década de los 80, la ciudad de Bogotá manejó los desechos de basuras por medio de **botaderos abiertos**, tipo Gibraltar y El Cortijo, sin usar tecnologías más modernas aplicadas en otras localidades, sin la capacidad adecuada para disponer de una magnitud creciente de residuos y sin la seguridad sanitaria que un servicio público de esta naturaleza impone. A partir de 1988 se inicia el Relleno Sanitario Doña Juana incorporando las últimas técnicas.

Simultáneamente, en otras partes del mundo, esta misma actividad había comenzado en los años 30s en el Reino Unido y en los 40s en los EEUU, que habían adoptado la técnica moderna de los **Rellenos Sanitarios** que con el tiempo pasaría a la formulación del bio-reactor y a la Administración Integral de Residuos Sólidos.

En este proceso se encontró que los rellenos de basuras no eran masas inertes sino en permanente actividad, que producían **lixiviados y biogás** como resultado de la descomposición de la materia orgánica presente en los desechos.

¹ Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Colombia. Master of Science, University of Illinois, USA Profesor de tiempo parcial Universidad de Los Andes por 16 años.

² Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Colombia. Master of Science Universidad de Londres. Diploma del Imperial Collage. Profesor Asociado de la Universidad Nacional desde 1975

1.2 Fases de Evolución de Rellenos Sanitarios

Las fases de evolución de un relleno sanitario, especialmente en lo que atañe a la producción de lixiviados y gases, ha sido descrita en forma sintética por Tchobanoglous et. al. (1993), quienes mencionan, entre otros, los trabajos de Farquhar y Rovers, 1973 y de Christensen y Kjeldsen, 1989, y luego diseminada a toda la Ingeniería Ambiental. (Figura 1).

Esta definición de fases parte de una sucesión de etapas, más o menos secuenciales, a través de las cuales debe pasar en su degradación el contenido de basuras de un relleno típico. La mejor descripción, en concepto de los Autores, se resume a continuación:

FASE I - AJUSTE INICIAL

En esta etapa inicial las basuras sufren una descomposición microbiana aeróbica, mientras el oxígeno presente en las mismas basuras y en el aire atrapado en su acomodamiento en las celdas, es consumido por las reacciones químicas que desde ese momento se desatarán en el interior del relleno. Se cree que la fuente de organismos aeróbicos y anaeróbicos de estas reacciones está presente al menos en parte en el suelo que forma las diversas capas de cobertura.

FASE II - TRANSICIÓN

En esta fase se consume el oxígeno disponible y se inicia progresivamente la etapa **anaerobia** de descomposición. Estas condiciones pueden ser verificadas con la medición del potencial de oxidación/reducción de la basura. Por una parte, los nitratos y los sulfatos presentes pueden ser reducidos a gas nitrógeno y a ácido sulfhídrico (H_2S). Al reducirse aún más el potencial de oxidación/reducción, la comunidad microbiana inicia la conversión de la materia orgánica en metano (CH_4) y en dióxido de carbono (CO_2). Por otra parte el pH del lixiviado que se va formando empieza a descender como respuesta a la presencia de gases orgánicos y a la elevada concentración de CO_2 .

FASE III - ACIDIFICACIÓN.

La acidificación comenzada en la fase anterior se acelera con la producción de ácidos orgánicos y menores cantidades de gas hidrógeno, H_2 . Tienen lugar entonces, tres pasos en el proceso: el primero, la **hidrólisis** de los compuestos molecularmente complejos como los lípidos, los polisacáridos, las proteínas y los ácidos nucleicos; el segundo paso es la **acidogénesis** propiamente dicha, y la formación de ácido acético (CH_3COOH); el gas formado en esta fase será el dióxido de carbono, CO_2 . El **pH del lixiviado** bajará durante esta fase a 5 o

menos. La demanda bioquímica de oxígeno y la demanda química de oxígeno aumentarán considerablemente en esta etapa. Algunos metales pesados serán solubilizados como respuesta al descenso del pH. También muchos nutrientes esenciales del proceso serán liberados al lixiviado en esta fase, por lo cual si no se recircula el lixiviado, los nutrientes se perderán para el sistema.

FASE IV - METANOGÉNESIS.

En esta fase, un segundo grupo de microorganismos se hace predominante. Estos convierten el ácido acético y el gas hidrógeno en metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2). El proceso es estrictamente anaerobio; además, la producción de ácidos se reduce, con lo cual el valor del **pH en el lixiviado** sube a valores entre 6.8 y 8. Así pocos constituyentes inorgánicos pueden permanecer en solución; los metales pesados disueltos en lixiviados también disminuirán, porque se precipitan dentro del relleno.

FASE V - MADURACIÓN.

El relleno entra en la fase de maduración cuando el material biodegradable, fácilmente transformable, ha sido

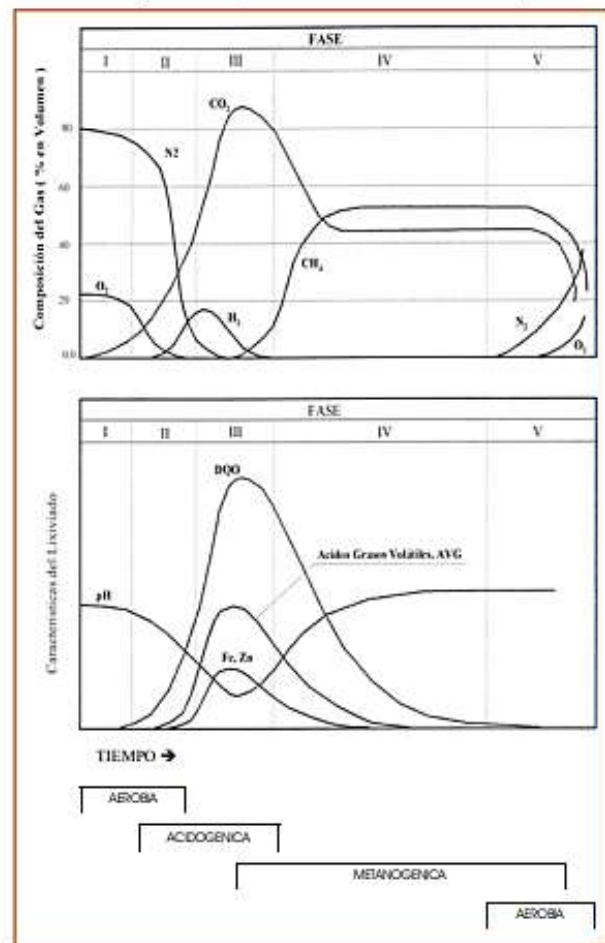


Figura 1. Variaciones de los componentes del gas y del lixiviado en un relleno sanitario. Tchobanoglous et. al. (1993).

convertido a CH_4 y CO_2 en la fase anterior. La humedad que continúa migrando dentro del relleno, termina por alcanzar los restos de material biodegradable y lo convierte, según se ha descrito. La cantidad de gas producida en esta fase disminuye notablemente porque los nutrientes han sido evacuados con el lixiviado en las fases previas y porque los remanentes sólidos dentro del relleno son biodegradados en forma más lenta. Pequeñas cantidades de oxígeno y nitrógeno comienzan a penetrar en el relleno en esta fase.

Las reacciones químicas aquí descritas, son **exotérmicas**; más las **aerobias** iniciales que las **anaerobias**, que se suceden después en las fases **acidogénica** y **metanogénica**. En todo caso, la temperatura puede alcanzar 71°C en las aerobias y 21°C sobre el ambiente en las anaerobias (Oweis y Khera, 1990).

1.3 Generación de Lixiviados

La generación de lixiviados ocurre principalmente en la Fase II de evolución del relleno (Fig. 1). Los lixiviados provienen de: (a) el agua lluvia infiltrada en el relleno mientras se está colocando la basura; (b) el agua que se produce al compactar la basura húmeda y finalmente (c) por la descomposición biológica que se inicia una vez se va conformando el relleno. El máximo caudal de lixiviados debe producirse -al menos teóricamente en zonas templadas - justo antes del cierre del relleno.

Varios métodos han sido desarrollados en otras latitudes para estimar el volumen de lixiviados que debe esperarse de un relleno determinado. El modelo más usado hoy se denomina HELP (Hydrologic Evaluation of Landfill Performance), desarrollado por la USEPA (U.S. Environmental Protection Agency) en 1994, que considera el agua lluvia como la mayor causa de volumen de lixiviados.

Sin embargo, Reinhart y Townsend (1998) consignan en su libro la siguiente observación: "Es seguro decir que, en el presente, la predicción a corto plazo de la cantidad de lixiviados no es una ciencia exacta y, por lo tanto, los sistemas de manejo de los lixiviados deben diseñarse para acomodar un intervalo considerable de variación de las tasas de flujo".

Tchobanoglous et. al (1993) proponen a su turno, un balance hídrico para efectos de conocer cuál es el caudal remanente que se convertiría en lixiviados. El balance se establece en peso por unidad de área del relleno.

1.3.1 Algunas Definiciones

El Agua en el Perfil de un Medio Poroso. Para efectos de entender claramente la posición de la humedad en un medio poroso (basura en este caso) es necesario considerar el amplio espectro del flujo de agua en condiciones no saturadas, empezando desde el **estado seco** hasta llegar a la **saturación** como extremos del intervalo en el cual se moverá el líquido almacenado en el relleno sanitario. Las definiciones se toman de las originalmente usadas en agronomía: La primera humedad que adquiere el material proviene del contacto con la humedad ambiente; se dice entonces que el medio posee **agua**



Figura 2a. Clases de humedad en el suelo y puntos de equilibrio

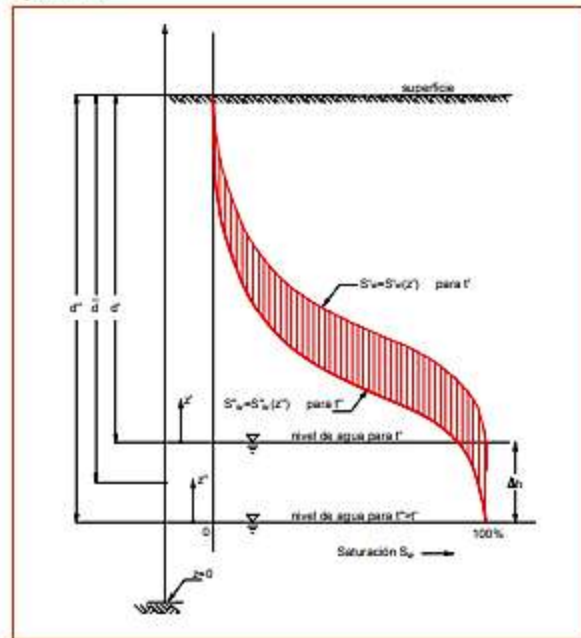


Figura 2b. Distribución típica de humedad sobre el nivel freático

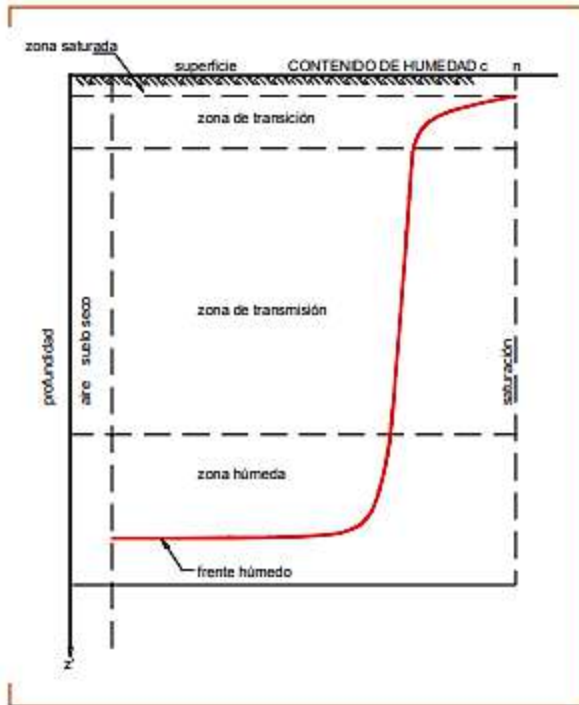


Figura 3 . Zonas de humedad durante la infiltración

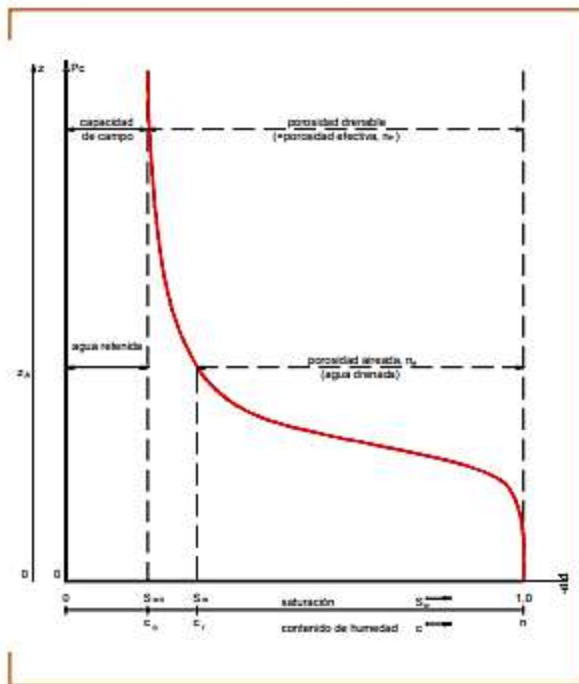


Figura4 Capacidad de campo (CC) y porosidad efectiva (Bear, 1972)

higroscópica o adsorbida que estará firmemente adherida a la estructura molecular de las partículas y que no estará disponible para las plantas. Al seguir aumentando el contenido de humedad, se pasa por el **coeficiente higroscópico** y se entra al agua sostenida por la capilaridad del medio; en este dominio, a partir del llamado **punto de marchitamiento**, el agua estará disponible para el consumo por especies vegetales. El límite superior del agua capilar está marcado por la llamada **capacidad de campo**. En adelante, hasta la **saturación**, el agua será gravitacional, o sea que se moverá en respuesta a la gravedad dentro del medio poroso no saturado. (Figuras 2 y 3).

CAPACIDAD DE CAMPO (CC).

Después de lo anterior, puede definirse entonces la capacidad de campo como la cantidad de agua retenida en el medio poroso en contra de la acción de la gravedad. Bear (1972) propone que la capacidad de campo sea entendida como un estado dinámico y no como un estado de equilibrio, por la condición permanente de cambio en respuesta a la permeabilidad, a la estructura del suelo, a su textura, a la temperatura y a la presión barométrica y, cuando se hace referencia a una acumulación de basuras - el caso presente -, definitivamente a la densidad cambiante del medio poroso. La Figura 4 es la que usa Bear (1972) para ilustrar su significado físico.

Por su parte, Thobanoglous et. al. (1993) plantean una formulación semi-empírica para calcular la capacidad de campo, expresada así:

$$CC = 0.6 - 0.55 \frac{W}{10000 + W} \quad (1)$$

CC = Capacidad de campo, como fracción del peso seco de la basura. (En realidad un contenido de humedad geotécnico w)

W = Peso de sobrecarga expresado a media altura del nivel considerado. (lb/yd²)

Infortunadamente, esta ecuación ha sido divulgada sin las debidas precisiones por el mismo Tchobanoglous. En realidad, la ecuación es dimensional y el peso (W) está expresado en lb/yd², lo cual quiere decir que la constante es dimensional también, y será 10000 lb/yd². En unidades MKS la ecuación (1) queda como:

$$CC = 0.6 - 0.55 [W/(5.245+W)] \quad (1a)$$

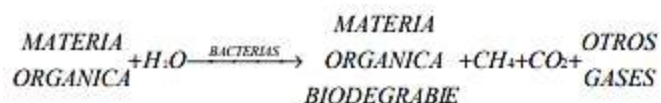
W = sobrecarga a media altura (ton/ m²)

Independientemente de esto, lo que más importa es que, por ser la Capacidad de Campo un contenido de humedad geotécnico (w), se concluye que la capacidad adicional de absorber agua que tiene el relleno es igual

a la diferencia entre la capacidad de campo y la humedad que ya se posee.

1.4 Generación de Gases

Los mismos Tchobanoglous et al (1993) han planteado la ecuación general de la reacción anaeróbica que debe tener lugar en la descomposición de las basuras, así:



Los mismos autores hacen hincapié en la necesidad de agua para que ocurra la descomposición bacteriana. La ausencia de la humedad requerida en la reacción produce lo que han denominado por unos autores el **relleno momificado** y por parte de otros la **tumba seca**.

Debe hacerse la separación de la materia orgánica, para efecto de los cálculos, en dos: de **descomposición rápida**, tres meses a cinco años; y de **descomposición lenta**, hasta 50 años. Debe recordarse lo expresado por Reinhart y Townsend (1998): «Aproximadamente entre 50% y 70% de las basuras sólidas municipales está compuesta por materiales biodegradables». O sea que el remanente sólido que debe quedar después de la descomposición es apenas 30% o 50%. En el caso de Bogotá se llega a 80.% de materiales biodegradables.

La producción de gas en un modelo de relleno de zonas templadas, cuya disposición durara cinco años, llega a un máximo, entre 7 y 10 años desde su iniciación y puede prolongarse con una tasa siempre decreciente hasta los 20 años. Si el suministro de agua al relleno es insuficiente, el proceso es lento y se prolonga en el tiempo. En algunos casos de climas secos se han encontrado, muchos años después de colocados, rellenos en el mismo estado en que se dejaron. Esto equivale a pasar a otras generaciones la responsabilidad por el tratamiento de los desechos actuales, lo cual no es correcto, según el pensamiento actual.

En el caso de las basuras de Bogotá, por su alto contenido orgánico y su también elevada humedad, los gases comienzan a generarse muy rápidamente, e inclusive ha habido pocos casos de pequeños incendios, fácilmente controlables, durante la colocación inicial de las basuras.

1.5 Efectos de la Recirculación de Lixiviados

Es evidente que los Rellenos Sanitarios Modernos han

evolucionado para llegar a ser una instalación sofisticada que envuelve procesos físicos y químicos muy complejos. En este proceso de desarrollo se vió clara la posibilidad de reinyectar los lixiviados para realimentar el proceso biológico de degradación en curso. La segunda generación de tales reactores apareció a mediados de los años 90.

1.5.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE RECIRCULACIÓN

Los estudios forenses del accidente en Doña Juana (Sadat et al, 1997; Geosyntec, 1998) consignaron ventajas y desventajas del proceso de recirculación.

Se consideran como ventajas:

- Conduce a la aceleración de la degradación de la basura por la participación de nutrientes y enzimas dentro de la masa del relleno.
- Permite el reingreso y la distribución de organismos metanogénicos lo cual produce un incremento en la generación de biogas.
- Reduce, a la larga, la concentración del lixiviado con lo cual, su tratamiento externo al final del proceso será también menor.
- Brinda un almacenamiento temporal para los lixiviados, con lo cual difiere en el tiempo su disposición final.
- Produce oportunidades de evaporación del lixiviado a lo largo de las líneas de recirculación y en las lagunas de pondaje.
- Acelera el asentamiento del relleno al aumentar su degradación.
- Acorta todo el proceso, y algunos autores tasan esta reducción, de varias décadas, en el caso normal, a sólo 2 años en el caso de recirculación.

Se consideran como desventajas:

- El incremento de los asentamientos de la masa del relleno que conduce a una acelerada distorsión de todas las estructuras o conducciones construídas sobre élla: las vías de penetración, las tuberías, los canales y cunetas, la cobertura final estarán sometidas a esfuerzos y deformaciones que exigirán mantenimiento y ocasional remplazo.
- Conduce a un riesgo creciente de incrustación y taponamiento bioquímico de las tuberías y conduccio-

nes de recirculación y, lo que es más grave, a la colmatación de los filtros

- Falta aún la experiencia necesaria para determinar el tipo de inyección que debe diseñarse y la capacidad de los rellenos de absorber la infiltración.
- No se sabe a ciencia cierta en qué momento debe terminar la reinyección y cuáles son los indicadores físicos o químicos para suspenderla.
- La recirculación conduce a la saturación creciente de la masa del relleno lo cual produce, por una parte, brotes de lixiviado en los taludes y, por otra, el desarrollo de altas presiones de poros –en los lixiviados y en los gases– ambos con volúmenes acrecidos justamente a causa del proceso, altas presiones que atentarán contra la estabilidad local y general del relleno.
- En consecuencia, todas las instalaciones de soporte de un relleno sanitario deben rediseñarse para el caso de la recirculación; lo malo es que aún no se sabe bien cómo se hace por la falta de experiencia previa.
- Definitivamente debe decirse que no es lo mismo un relleno ordinario y un relleno con recirculación: no basta agregar unos cuantos tubos de reinyección de lixiviado para tener un relleno por recirculación.

1.5.2 CONCLUSIONES SOBRE LA RECIRCULACIÓN

Para concluir, debe hacerse una observación fundamental al procedimiento de recirculación, a partir de los razonamientos anteriores:

Las ventajas del proceso de recirculación son, sin excepción, de orden ambiental; en cambio, las desventajas anotadas se relacionan todas con la pérdida de estabilidad o el deterioro de la estructura del relleno, o sea con el aspecto puramente geotécnico.

Si a lo anterior se agrega lo que se ha podido observar en el sentido de que ingenieros ambientalistas e ingenieros geotecnistas parecen recorrer sendas separadas e incomunicadas entre sí, el panorama se oscurece considerablemente y requiere una transformación a fondo antes de que sea demasiado tarde no solo en Colombia sino en otras partes del mundo. Esta afirmación está respaldada por accidentes ocurridos en Doña Juana (Bogotá, Colombia), en Kettleman Hills (California, USA) y en Rumpke (Cincinnati, Ohio, USA).

2. INVESTIGACIONES EFECTUADAS

2.1 Propósito

Con ocasión de la investigación forense llevada a cabo para los efectos del Tribunal de Arbitramento convocado para analizar las causas y consecuencias del deslizamiento de basuras, ocurrido en el Relleno Sanitario Doña Juana el 27 de septiembre de 1997, los peritos ingenieros -Autores de este artículo- contrataron con el CIMOC (Centro de Investigación de Materiales y Obras Civiles) de la Universidad de los Andes, una serie de ensayos de campo y laboratorio. Estos ensayos se pueden considerar únicos, por la oportunidad en la que se hicieron, por los equipos utilizados y por los resultados obtenidos. Además era la primera vez que se ensayaban con cabeza lectora multicanal (resistencia de punta, fricción, presión de poros y velocidad de onda de cortante), en forma simultánea, rellenos sanitarios en diferentes etapas de su evolución en 12 años (1988-2000).

2.2 Ensayos de Campo

En campo se practicaron los siguientes ensayos:

- 14 sondeos con geopiezómetro sísmico en las diferentes zonas del relleno ($\Sigma L = 240\text{m}$)
- 4 sondeos con ensayos de presiofímetro.

Con el piezómetro sísmico se obtuvieron datos continuos de presión de punta (q_c), fricción lateral (f_s), y presión de poros (μ); además, datos puntuales de velocidad de onda de cortante (v_s). Algunos ensayos excedieron la profundidad de 30 m, y penetraron la casi totalidad del relleno de las diferentes zonas.

Algunas perforaciones debieron hacerse en parejas, a una distancia nominal de 1.0 m, porque fué claro que la primera lectura encontraba una resistencia exageradamente alta, por la presión del gas acumulado dentro del relleno; la segunda lectura, ya disipada la presión del gas, registró valores normales.

Con el presiofímetro se obtuvieron parejas de cohesión y ángulo de fricción interna ($c-\phi$), con lo cual se completó un conocimiento inicial sobre la real resistencia de los rellenos.

2.3 Ensayos de Laboratorio

En muestras frescas recogidas en el relleno y conservadas en cuarto frío, se hicieron:

- 4 ensayos en consolidómetro de 41.5 cm de diámetro: 2 a humedad natural y 2 en muestras saturadas.
- 4 ensayos de permeabilidad, 2 antes de consolidación y 2 en muestra consolidada.
- 5 ensayos de densidad, viscosidad, pH, sólidos suspendidos y tamaño de estos sólidos, en muestras de lixiviado.

3. COMPOSICION DE LAS BASURAS

Para la Zona II se dedujo la composición promedio, la cual se compara con el Relleno (Hidromecánicas, 1993) y con basuras de EE. UU. (Tchobanoglous et al, 1993):

TABLA 1

COMPOSICIÓN DE BASURAS

DEGRADACIÓN	COMPONENTE	PROMEDIO (%)		
		ZONA II	D. Juana	USA
Rápida	M. orgánica	60.8	52.3	27.5
	Papel	14.9	18.3	40.0
Lenta	Madera	1.5	3.1	2.0
	Tela	2.8	3.8	2.0
	Cuero	0.2	1.8	0.5
	Caucho	0.1	1.0	0.5
Casi nula	Plástico	14.7	13.2	7.0
	Metales	2.1	1.6	9.5
	Minerales	1.2	0.3	3.0
	Vidrio	1.6	4.6	8.0
	Hun ω%	73.9	60.3	27.0

Las siguientes diferencias saltan a la vista:

- La materia orgánica de la basura colocada en la Zona II es algo superior a la del relleno
- Los orgánicos son más altos en Bogotá (en mayoría desechos de alimentos), que en USA (2/3 son pastos y hojas de jardines)
- Los plásticos y relacionados son también más altos en Doña Juana.

- En cambio el papel, cartón y demás, son mucho más altos en USA.
- En USA son mayores los desechos metálicos y de vidrio, porque son elementos importantes en empaques allá.
- La humedad de las basuras en Colombia, mayor a 60%, es más del doble de lo encontrado en USA.

Lo anterior sirve como justificación cualitativa del hecho que la producción de gases y lixiviados en Bogotá sea más grande que en USA y se produce a tasas mayores que las que son conocidas allá.

4. PROPIEDADES DE LAS BASURAS

4.1 Anotaciones Preliminares sobre las Propiedades Geomecánicas de las Basuras

Aunque las basuras tienen un comportamiento mecánico similar al de los suelos de origen mineral, difieren de éstos en dos aspectos:

- Los sólidos de las basuras son en un alto porcentaje **biodegradables**, lo cual hace que, en especial en un ambiente confinado como el del relleno, estos sólidos biodegradables se descompongan por acción bacteriana dando lugar a gases y lixiviados.
- La humedad que traen las basuras en su estado de colocación, inicialmente no está en su gran mayoría en estado libre sino que se libera, en primer lugar por compresión en la medida en la que progresa el apilamiento y luego por la acción de descomposición de los componentes biodegradables.

Es conveniente recordar que en estos materiales, como en los suelos, tanto la resistencia (a la tracción o al esfuerzo cortante, que son los dos modos de falla posibles) como la rigidez, proviene de la **componente sólida** y del **esfuerzo efectivo** que actúa en ella y que por tanto, al ir reduciéndose la proporción de ésta con el tiempo y transformándose bioquímicamente en líquido y gas (los cuales a su vez reducen los esfuerzos efectivos en la fase sólida remanente) también se irán reduciendo resistencia y rigidez.

Otra cosa es lo que se encuentra en Singh y Murphy (1990), donde estos autores tratan de descalificar las basuras como material geotécnico y pretenden que su elevada deformabilidad es razón suficiente para eludir el cálculo de estabilidad por métodos tradicionales.

4.2 Peso Unitario y Humedad

De diferentes estudios en Doña Juana se puede deducir lo siguiente:

TABLA 2

DENSIDAD Y HUMEDAD DE LAS BASURAS

CONSULTOR	γ_t (t/m ³)	w (%)	γ_d (t/m ³)
Sadat et. al (1997) (+)	0.90	66.6	0.54
Geosyntec (1998) (+)	1.06 a 1.30		---(*)
Integral (1998)	1.00	28.2	0.78
González y Espinosa (2000) (+)	1.023	87.3	0.54
	1.180	---	---(*)

(+) Zona II (*) con coberturas intermedias

En un relleno de basura, inicialmente se obtienen por sobrecarga los mismos efectos que en un suelo (incremento de presión de poros y densificación), pero al pasar el tiempo ya el efecto gravitatorio de densificación se ve afectado por la descomposición y la generación de gases y lixiviados. Entonces el peso unitario total tenderá a permanecer relativamente constante después de cierta profundidad [Kavazanjian et al. (1995), Sadat (1998), Tchobanoglous et al. (1993)] o aún a reducirse.

4.3 Peso Específico de Sólidos G_s

Para suelos, los valores en la literatura varían entre $G_s=1.2$ para turbas típicas, hasta $G_s=2.7$ para materiales granulares típicos. Acá también hay diferencias en los estudios y se estima que los valores extremos (1.03 y 1.75) son improbables (Tabla 3).

TABLA 3

PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS DE BASURAS

CONSULTOR	G_s
Sadat et. al (1997)	1.03
Geosyntec (1998)	1.40
Integral (1998)	1.75
González y Espinosa (2000)	Lab Terreno
	1.15 1.35

4.4 Humedad y Saturación

Con los valores de G_s y una variación razonable de relación de vacíos e , se pueden calcular los contenidos de humedad geotécnica de saturación para comparar con los valores reportados a lo largo de este proceso

(Tabla 4). Sorprende encontrar una variación probable $42\% < w < 145\%$, lo que indicaría que la basura colocada en el relleno, con una humedad del orden de 60% a 90%, o está saturada, o tiene una humedad tal que le garantiza estar muy cerca de la saturación.

TABLA 4.

HUMEDAD PROBABLE DE SATURACIÓN

e	PARA $G_s=$			
	1.03	1.15	1.40	1.75
	Humedad de Saturación			
0.50	0.48	0.43	0.35	0.28
(*) 0.75	0.72	0.65	0.53	0.42
(*) 1.00	0.97	0.87	0.71	0.57
(*) 1.50	1.45	1.30	1.07	0.85
2.00	1.94	1.73	1.42	1.14

(*) Valores más probables

4.5 Capacidad de Campo

Ya se definió la capacidad de campo como la cantidad de agua que queda retenida en la porosidades del medio cuando se permite el drenaje libre. En la Figura 5 se incluye la representación gráfica de acuerdo con Tchobanoglous et al (1993) (Ecuación 1a) para g_t variable entre 0.8 ton/m³ y 1.3 ton/m³ y para alturas de relleno entre 0 m y 100 m. Para altura nula, la capacidad de campo será 0.6; para 100m, varía entre 0.9 y 0.12, y para alturas intermedias entre 0.2 y 0.3, correspondientes a la realidad en el relleno de Doña Juana.

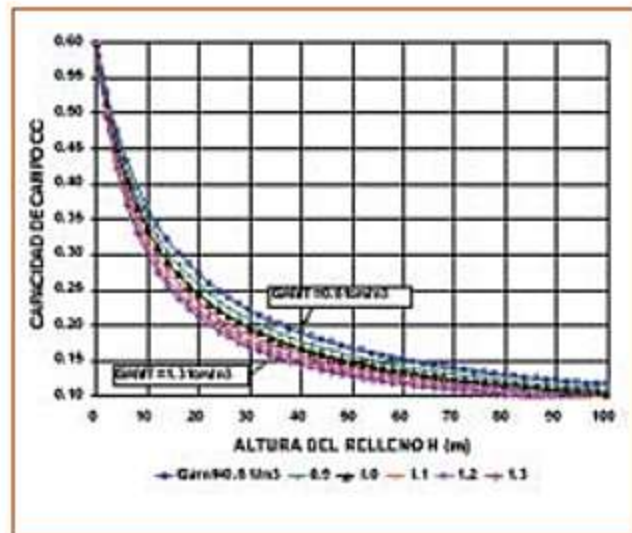


Figura 5 Variación de Capacidad de Campo

4.6 Permeabilidad

Diferentes consultores han encontrado:

TABLA 5

PERMEABILIDAD DE BASURAS

CONSULTOR	ENS.	#	TIPO	k (cm/s)
Hidromecá(92)	Infiltr	5	superf	5.0×10^{-2}
Sadat (1997)	Infiltr	3	superf	2.0×10^{-2}
Geosyntec (98)	Pozos	7	superf	2.1×10^{-4}
González y	Lab.	2	no con.	7.6×10^{-4}
Espinosa (2000)	Lab.	2	consol.	2.8×10^{-4}

Estos valores indican alta variabilidad y permeabilidad media a alta. Por otro lado los ensayos de densidad y viscosidad de lixiviados muestran que la permeabilidad al lixiviado oscila entre un 75% y un 60% de la medida con agua para temperaturas entre 25°C y 50°C, las de interés en el interior de un relleno sanitario.

La permeabilidad está sujeta a variaciones importantes, cuales son: (i) al densificarse la basura, se reduce la permeabilidad. (ii). al degradarse la basura, aparecen más vacíos y debe aumentar la permeabilidad, (iii) la presencia de burbujas de gas son para el agua obstáculos. La permeabilidad en este caso baja.

4.7 Resistencia de Basuras

La resistencia al corte de este material, aunque heterogéneo, anisotrópico y aleatorio, puede describirse con la relación de Mohr-Coulomb:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \tag{2}$$

con s = resistencia al esfuerzo cortante

c' = cohesión efectiva

σ' = esfuerzo normal efectivo = $\sigma - \mu$

μ = presión de poros

ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna

Kavazanjian et al (1995) reunieron la información disponible sobre un grupo de rellenos sanitarios, en especial de Estados Unidos. Estos rellenos tendrían un comportamiento puramente cohesivo para bajas presiones de sobrecarga y netamente friccional para presiones mayores. Este autor encontró: $c' = 24 \text{ kPa} = 2.4 \text{ ton/m}^2$; $\phi' = 33^\circ$ (Figura 6)

Por su parte Geosyntec (1998), adoptó para Doña Juana un envolvente similar, pero con $c' = 19 \text{ kPa} = 1.9 \text{ ton/m}^2$; $\phi' = 28^\circ$ (Figura 6). Los consultores de Doña Juana han usado (ver tabla 6).

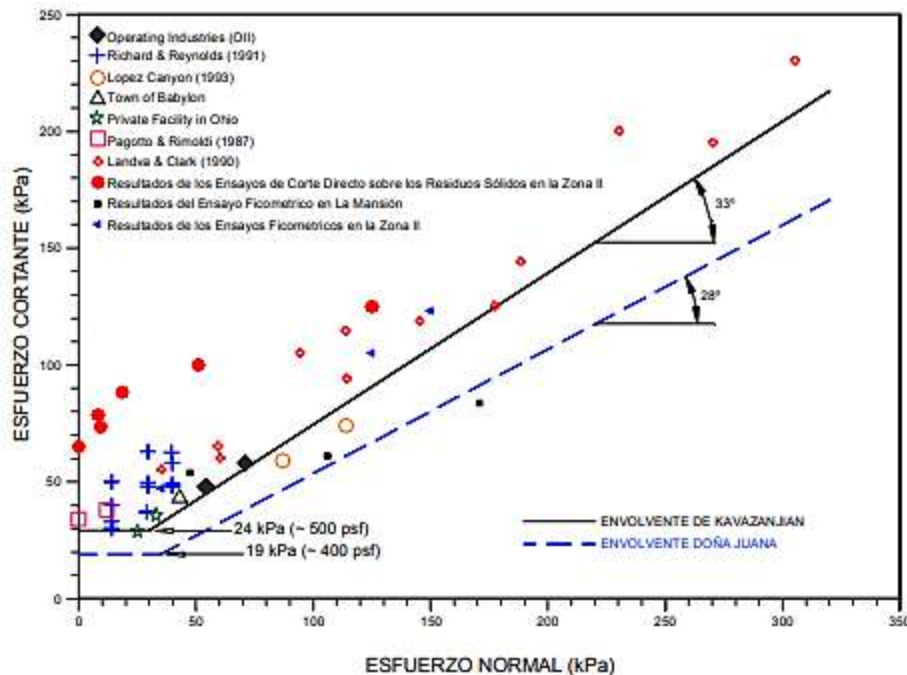


Figura 6 Resistencia de Rellenos Sanitarios (adaptada de Geosyntec, 1998)

TABLA 6

CONSULTOR	c' (t/m ²)	φ' (°)
Hidromecánicas (1993)	1.0	20
Sadat (1997)	6.7	23
Geosyntec (1998)	1.9 (*)	28
Integral (1998)	2.0	20
Himtech et al. (1998)	4.0	11
González, Zona II	0.52	29.5
Espinosa - Promedio	0.47	23.8

(*) Puramente cohesivo hasta encontrar φ=28°

Este tema de la resistencia de la basura se tratará más extensamente, para Doña Juana, en artículo complementario que será publicado por separado (González y Espinosa, 2001a).

4.8 Consolidación

Las consolidaciones que se reportan, en consolidómetro de gran tamaño (φ 0.415 m) y con cuatro incrementos de carga: 0.5, 1.0, 2.0 y 4.0 kg/cm², fueron las primeras que se llevaron a cabo en basuras de Doña Juana.

Las curvas e-log σ' tienen formas convencionales, con mayor pendiente en el ciclo de carga que en el de descarga; pero con alta pendiente en el ciclo de descarga, lo que es ya una novedad. Las relaciones de vacíos iniciales e₀ variaron entre 1.01 y 1.84, con valores finales de 0.63 a 1.38 y sin claros quiebres de la presión de sobrecarga.

Aunque los ensayos son denominados lentos, su duración es mucho menor que la realidad del añejamiento de un relleno real.

Habría que considerar además, la desintegración de la materia sólida; pues no se trata de cerrar los vacíos existentes sino que estos vacíos se reproducen permanentemente en la medida en que se transforma la materia biodegradable.

4.9 Velocidad de Cortante Vs

$$v_s = \sqrt{G/\rho} \quad (3)$$

donde G = módulo de cortante; ρ= densidad

La velocidad de la onda de cortante promedio, propor-

cional a la rigidez del relleno, se encontró que varía de 72 m/s para la Zona I (más antigua) a 126 m/s para la Zona VII (más joven), resultando en una clarísima reducción de la rigidez del relleno con la edad (Figura 7).

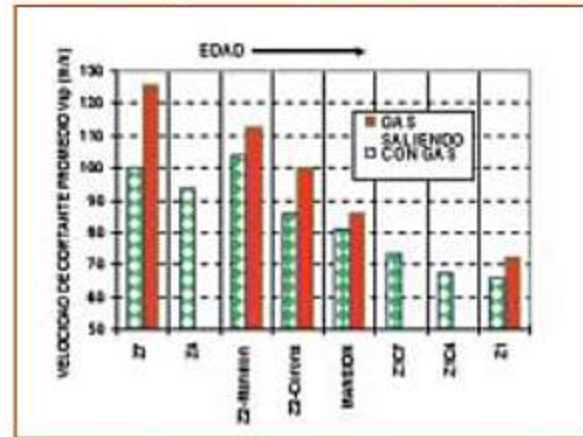


Figura 7 - Variación de Velocidad de Cortante en Doña Juana

5. DISCUSION

5.1 Necesidad de la Discusión

Algunos temas son tópicos fundamentales de discusión para aclarar los determinantes de los que depende la estabilidad de los rellenos sanitarios. Se tratan aquí, porque la revisión de la literatura disponible permite apreciar una ignorancia generalizada sobre muchos aspectos, confusión en otros, y porque lo más grave, como ya se dijo, es que la práctica de la ingeniería geotécnica parece seguir una ruta divergente de la de la ingeniería ambiental.

5.2 Errores Conceptuales

Errores conceptuales juegan un papel preponderante en la cadena que inexorablemente conduce a los accidentes:

- 1) Capacidad de Campo (CC).** Se ha definido la capacidad de campo como la fracción del peso seco que puede albergar agua en las basuras en condiciones de drenaje libre. Es este un contenido de humedad (w) de los geotecnistas y resulta que no sólo se expresa en forma diferente a la humedad total de las basuras, sino que se asume que éstas están en condiciones de recibir agua sin limitación, cuando en muchos casos se observa que los rellenos están casi saturados desde un comienzo.
- 2) Peso Específico de Sólidos (Gs).** Se investigó en la literatura existente y se calculó para las basuras típicas

cas de Bogotá. Se encontró que hay valores referenciales desde 1.03 hasta 1.75, siendo estos dos extremos improbables. Parece estar más cerca de 1.35 a 1.40

- 3) **Contenido de Humedad.** Con frecuencia se cita en la literatura como humedad a secas, sin advertir que puede referirse a contenido de humedad ($w=W_w/W_s$), a humedad volumétrica ($\theta=V_w/V_t$) o a humedad total ($H_t=W_w/W_t$) (W_w =peso de agua; W_s =peso de sólidos; W_t = peso total= W_w+W_s ; V_w , V_t =volumen de agua, volumen total)
- 4) **Permeabilidad y Drenaje.** Por la dificultad de hacer ensayos a una escala razonable y a varias profundidades, en general hay gran incertidumbre sobre la permeabilidad de los depósitos de basura. Por tal razón se intenta a veces establecer los drenajes con materiales importados, cuya permeabilidad puede ser igual o menor a la de la masa a la que se le quiere extraer el agua. La práctica generalizada de cubrir los rellenos sanitarios con capas diarias de protección, hechas de material limo-arcilloso impermeable, reduce la permeabilidad global del relleno en uno a dos órdenes de magnitud.
- 5) **Presión de Poros.** El error conceptual radica aquí en creer que la basura no está saturada, por lo que se estima que no se pueden generar presiones de poros dentro de ella. La realidad es que se midieron altas presiones de líquido (lixiviado) y gas (biogás) que reducen los ya precarios esfuerzos efectivos del conjunto.
- 6) **La Acción del Tiempo.** Las propiedades del desecho sólido -incluidas las propiedades geotécnicas- son variables en el tiempo. La variación consiste precisamente en que el componente sólido va desapareciendo en la medida en que la basura se degrada. Cada vez, en cambio, hay más líquidos por la porción de basura que se descompone y los libera. La diferencia entre los rellenos típicos de los Estados Unidos y Colombia, aparece clara dentro de este contexto: cuando allá envejecen, los rellenos se parecen a un cargamento de estropajos secos (livianos pero estables); aquí en Colombia se degradan hasta eventualmente convertirse en lodo, el cual tiende a acumularse en la base del relleno y a facilitar la iniciación de un deslizamiento

Estos aspectos se discutirán más extensamente en artículos complementarios (González y Espinosa, 2001a; 2001b).

5.2 Incidencia de la Recirculación

La recirculación de los lixiviados producidos por el relleno tiene dos propósitos ambientales; el primero, prolongar la actividad bioquímica y la desintegración de las basuras; el segundo, guardar el lixiviado por el mayor tiempo posible, lo cual equivale a posponer su evacuación. Esto, por supuesto, tiene las siguientes consecuencias:

1) Aumento Local y por Niveles de la Saturación:

La reinyección de lixiviados a presión y por niveles, necesariamente va a traducirse en un aumento del grado de saturación de la basura, por que en aquellos puntos donde la humedad sea aún baja, la recepción de reinyección va a ser mayor, dada la relativamente alta permeabilidad de la basura. Si el relleno tiene capas intermedias, el lixiviado tenderá a alojarse en cada celda y, al migrar hacia abajo, por la acción gravitacional, se acumulará en la parte más baja de cada celda.

2) **Disminución Local de Esfuerzos Efectivos:** El aumento de la saturación conducirá a la disminución local de esfuerzos efectivos. Con pesos unitarios de basuras sólo un poco mayores que el del agua, el esfuerzo efectivo, que controla el comportamiento geomecánico del material, puede llegar a ser peligrosamente bajo.

3) **Resistencia Nula por Núcleos:** Así, progresivamente dentro del relleno se irán generando núcleos de resistencia nula, fenómeno este que viene a ser reforzado por la ebullición de gases y lixiviados, o lixigás, como se bautizó para el peritazgo técnico.

4) **Condensación del Gas al Enfriarse:** Las reacciones son exotérmicas, así que en el interior de las celdas se genera calor. El gas al tratar de salir, a través de las chimeneas para venteo, se enfriará progresivamente, y se producirá un condensado espumoso que colmata tuberías y chimeneas obstruyendo la circulación.

5) **Presión Interna de Gas:** Al no poder salir y bajo los efectos de la temperatura, el gas trata de expandirse y comienza a ganar presión, cosa que en efecto hace, como fue notorio en las mediciones con geopiezómetro que mostraron una inflación a media altura del relleno, entre 8m y 18m de profundidad donde se hace especialmente notoria. Al respecto se hace un análisis de detalle en artículo complementario (González y Espinosa, 2001a).

6. CONCLUSIONES

Después del análisis panorámico de las propiedades de los desechos antrópicos acumulados de Bogotá, es posible extraer algunas conclusiones:

- Las basuras pueden ser tratadas como material geotécnico y en tal sentido las técnicas desarrolladas por la geomecánica son aplicables.
- Es preciso conciliar los aspectos ambientales y geotécnicos, y evitar errores conceptuales, para entender el comportamiento y para lograr rellenos estables.
- Dada la degradación bioquímica de los depósitos de basuras, los parámetros que controlan su estabilidad descienden al paso del tiempo, como bien pudo establecerse en el Relleno Sanitario de Doña Juana (Bogotá, D.C.) a lo largo de 12 años de acumulación.
- La recirculación es una excelente idea ambiental; sin embargo, debe actuarse con mucha precaución al recomendarla en rellenos de tipo abierto, como Doña Juana.

7. CONSIDERACIONES ULTERIORES

Con posterioridad a la redacción del presente trabajo, los autores se ocuparon de dos aspectos complementarios que vale la pena mencionar aquí. Estos son i. Evaluación de la presión de poros; ii. Mecanismo de Falla.

Las conclusiones pertinentes se presentan a continuación.

7.1 Evaluación de la Presión de Poros

Con base en las consideraciones previas y en las mediciones de campo efectuadas en rellenos de distinta edad en Doña Juana, pueden sacarse las siguientes conclusiones:

- A) Las presiones de poros en el Relleno Sanitario de Doña Juana son altamente variables tanto en el espacio como en el tiempo y tienen magnitudes relativamente elevadas.
- B) Para obtener valores confiables de presiones de poros con profundidad se hizo necesario tener los registros continuos que suministra el piezocono eléctrico.
- C) En el Relleno Sanitario de Doña Juana la compo-

nente más importante de la presión de poros proviene del biogás, durante las fases de descomposición de la basura en las cuales éste se produce y en consecuencia se constituye en el principal agente detonante potencial de inestabilidad en esas fases.

- D) En consecuencia la distribución de la presión de poros con profundidad es compleja debido a sus tres componentes: lixiviado, "lixigas" y gas, pero es posible obtener algunas relaciones empíricas para su análisis.
- E) Para la situación de la Zona II antes de la falla, las presiones de poros medidas en Zona II remanente y en Zona VII, así como las relaciones empíricas, se pueden adoptar para análisis.
- F) La recirculación incrementa las presiones de poros, no sólo por el aumento de fluidos en la masa, sino principalmente porque exacerba el proceso de descomposición de la materia orgánica.
- G) La resistencia sanitaria del Relleno Sanitario de Doña Juana también es altamente variable.
- H) Por la dificultad de muestreo inalterado en las basuras, en especial en profundidad, la resistencia es necesario evaluarla con métodos indirectos, de los cuales para este estudio se escogió el piezocono eléctrico.
- I) Sin embargo, las altas presiones de poros en el Relleno de Doña Juana afectan todas las lecturas en sondeos de piezocono con gas, por lo cual fué necesario ajustar los valores de resistencia para estos sondeos.
- J) Los valores de parámetros de resistencia obtenidos son inferiores a los empleados por la mayoría de otros consultores en Doña Juana.
- K) La resistencia del relleno sanitario decrece con el tiempo, incrementándose c' y reduciéndose ϕ' .

7.2 MECANISMOS DE FALLA

Poco a poco se ha ido describiendo cómo el estado interior del relleno sufre un cambio permanente. Sin embargo, este cambio de estado tiene todavía la connotación de **equilibrio estático**. Es importante ahora, describir el tránsito hacia una situación dinámica, así:

- 1) Dinámica interna de degradación. El relleno nunca es químicamente estable. Desde que se instaura la actividad bioquímica, el cambio interno es permanente. La materia orgánica se descompone por la acción bacteriana: se producen gases y se liberan lixiviados, antes atrapados en la estructura interna de la basura.
- 2) Acción gravitacional sobre el relleno. Bajo la acción de su propio peso, al degradarse y con la sobrecarga de las capas subsecuentes de relleno, el desecho sufre una combinación de consolidación tradicional y de colapso interno. Aparecen entonces asentamientos, no necesariamente homogéneos y el relleno se va acomodando en forma permanente. En este proceso pueden aparecer grietas, que son eficientes caminos de liberación de gas a presión.
- 3) Saturación Local. La humedad considerablemente alta de las basuras en Bogotá, garantiza que desde un comienzo haya núcleos de saturación completa en la basura. La degradación, el acomodamiento del relleno, la producción de gases y lixiviados poco a poco van favoreciendo el hecho de que estos núcleos de saturación completa se extiendan dentro del relleno.
- 4) Explosión de los Gases. En este proceso el gas, cada vez más abundante y más caliente -por causa de las reacciones exotérmicas- se presuriza en el interior del relleno, comienza a sufrir pequeñas explosiones y se genera un régimen pulsante, donde el gas a presión expide lixiviado (lixigas) por las chimeneas de venteo.
- 5) Agrietamiento Progresivo. Las grietas que aparecen, en 24 horas van creciendo a ojos vista, como ya había ocurrido en la Zona I en 1991; en ese caso la liberación de gas mejoró la estabilidad y el caso no pasó a mayores. El relleno se mueve arriba, en el costado SE, donde la grieta destapa la geomembrana y gira casi imperceptiblemente.
- 6) Deformación. La grieta se abre arriba, y abajo, cerca de la pata empieza a hacerse evidente que la base del relleno se está levantando. Lo sostiene temporalmente, la presión pasiva sobre el dique de protección de 6 m de altura con el que se había rematado en el extremo N, el Nivel 1. El relleno se encajona en el angostamiento topográfico y, por un momento más, lo detiene el efecto de arco de aquí derivado.
- 7) Iniciación del Movimiento. La presión interna ha seguido creciendo. El globo, lleno de lixiviado y gas a presión empieza a moverse, hasta que se rompe. En ese momento se oyeron explosiones de gas a pre-

sión que se libera, el cual algunos pudieron ver en la televisión en un video filmado por un aficionado. Las condiciones están dadas para que se inicie la licuación por flujo, que aquí se ha bautizado más precisamente como licuación por degradación. Se ha llegado pues, al umbral de la falla. La situación interna de esfuerzos se extiende y solo falta un empujón final de sobrepresiones de poros, gas --sobre todo- y lixiviados para que se desencadene el movimiento.

- 8) El Deslizamiento. El relleno en ese momento era una masa de líquido viscoso que pujaba por moverse por la colina hacia abajo. la costra superficial más seca y rígida se agrietaba al no resistir las deformaciones crecientes de la masa interna. En ese momento, el deslizamiento solo estaba detenido por el dique de protección y por el efecto de encajonamiento topográfico. Pero no sería por mucho tiempo: en solo veinte (20) minutos la masa sobrepasó el dique y se precipitó por la ladera hasta llegar al río Tunjuelito. Cubrió en su paso, el cerro de la Repetidora, momento en el cual su ángulo de fricción interna aparente era de apenas 4°; pasó luego sobre las estribaciones del cerro El Campanario y llegó al río después de un recorrido de cerca de 1200 m. Registros fotográficos permiten apreciar que la masa que se deslizó era una pasta fluida, licuada, para ser precisos.
- 9) Efecto Retrogresivo. Una vez desconfinado en la base, la parte alta del relleno pudo moverse en forma retrogresiva, tajada por tajada, para avanzar unos 150 m hasta su equilibrio final. Se observaron grietas de tracción hasta de 8 m o 10 m de altura donde la basura era estable en posición vertical. Drenado el gas y el lixiviado, ahora esta parte alta del relleno mostraba parte de sus propiedades, no conservadas ni en la base ni en su parte media.

Solo queda consignar en este documento las causas del accidente agrupadas en causas intrínsecas o primarias, causas contribuyentes y causas detonantes, así:

CAUSAS INTRINSECAS

- 1) La Biodegradabilidad de la Basura En el caso particular en Bogotá, las basuras son de altos contenidos de materia orgánica y altas humedades, donde la degradación ocurre rápidamente y afecta profundamente la masa de desechos sólidos. Esta biodegradabilidad conduce a la desaparición paulatina de la materia sólida, a la creación permanente de más vacíos, los cuales terminan por colocar el relleno, o sus partes más vulnerables, en una condición metaestable, entendiéndose por este término la estabilidad no

permanente y casi impredecible de un sistema.

- 2) La producción de Gas. Todos los rellenos producen gas, pero éste en particular, por las mismas condiciones citadas arriba, produce más gas. El gas atrapado se calienta y, al no poder salir, se presuriza. El relleno queda así inflado como si se tratara de un globo, con una burbuja de gas a presión en su interior.
- 3) Liberación de Agua. La humedad contenida en la basura es tanta, que puede considerarse que está saturada alrededor de ciertos núcleos. Ahora bien, esa humedad no está libre, hasta que aparece la acción bacteriana: parte del agua se aprovecha para las reacciones y el resto queda libre y puede abandonar la estructura sólida (en degradación) de los desechos.
- 4) Las causas intrínsecas 2 y 3, unidas, se convierten en un factor trascendental como es la presión de poros. Esta presión en el interior es tan grande, que es capaz de vencer la altura del relleno para arrojar a la superficie una mezcla de lixiviado y gas (denominado lixigas).

CAUSAS CONTRIBUYENTES

- 5) Recirculación de Lixiviados. Esta causa se constituye en importante factor para acompañar el fenómeno principal, por dos razones: la primera de orden ambiental, porque acelera el fenómeno de degradación bioquímica de las basuras; la segunda de orden geotécnico, porque contribuye a generalizar la saturación en el interior del medio poroso, con la consiguiente reducción de los esfuerzos efectivos.
- 6) Insuficiencia o falla de los Drenajes. El sistema de drenaje contenido en el diseño original era pobre y mal concebido por las capas relativamente impermeables puestas sobre los mantos filtrantes.
- 7) Ineficiencia o falla del Sistema de Extracción de Gases. Desde la época del diseño por recirculación a un relleno del tamaño y características del relleno de Doña Juana, se le exigía un sistema activo de extracción de gases. Hoy día, la norma indica que para un relleno de más de 2'500.000 de toneladas de disposición de basuras es obligatorio.

CAUSAS DETONANTES

De las anteriores causas las siguientes contribuyen a crear un esquema inestable del relleno, al que sólo le

falta una o unas alteraciones más para ponerse en movimiento:

- 8) Excesos de presión de biogas. No se olvide que la presión de biogas sigue la línea de una hipérbola. Con poco que se altere la variable independiente, la dependiente, que en este caso es la presión, sufre un incremento considerable
- 9) La recirculación de lixiviados a presión puede brindar el toque de inestabilidad que le hace falta a la masa de basuras para ponerse en movimiento.

Es evidente, en resumen, que algunas de las causas determinadas dependen de la equivocada selección del sistema de recirculación, aún hoy no maduro para su utilización a gran escala; otras, de la ignorancia existente en relación con la degradación de las basuras y la producción de gases y de lixiviados; otras, de defectos y errores manifiestos en el diseño original; y, por último, el divorcio que existió entre geotecnia e ingeniería ambiental durante los procesos del diseño original y de la operación del relleno.

REFERENCIAS

- AUGELLO, A. J.; MATASOVIC, N.; Bray J.D.; KAVAZANJIAN, E.; Seed, R.B. (1995).- Evaluation of Solid Waste Landfill Performance During the Northridge Earthquake.- *Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills*. Geotech. Special Publ. 54 -ASCE, 1995.
- BEAR, J. (1972).- *Dynamics of Fluids in Porous Media*. Dover Publ. Inc. 1972, 1988.
- GEOSYNTEC CONSULTANTS (1998).- Investigación de las Causas del Deslizamiento de la Zona II el 27 de Septiembre de 1997- Relleno Sanitario Doña Juana-Santafé de Bogotá- para Prostantana Ltda. ESP- En Inglés- 3 Vol. Julio 1998.
- GONZÁLEZ, A. J.; ESPINOSA, A. (2000).- Peritazgo Técnico - Controversias Surgidas en Torno del Relleno Sanitario de Doña Juana-- Tribunal de Arbitramento - 3 Vol.- Bogotá, Julio 2000
- GONZÁLEZ, A. J.; ESPINOSA, A. (2001a).- Falla del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia- II- Evaluación de Presión de Poros y Resistencia de Basuras- *en este mismo Simposio*
- GONZÁLEZ, A. J.; ESPINOSA, A. (2001b).- Falla del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia- III- Mecanismo de Falla, Causas y Costos del Deslizamiento- *en este mismo Simposio*.

- HENDRON, D. M. et. al. (1999).- Investigation of the Cause of the 27 September 1997 Slope Failure at the Doña Juana Landfill. *Foro Rellenos Sanitarios. Cerdeña, Italia*. 1999.
- HIDROMECAÑICAS LTDA (1992).- Estudio de Tratamiento de Lixiviados para la Zona I-. Contrato 020/92- para EDIS, 1992.
- HIDROMECAÑICAS LTDA (1993).- Diseño del Relleno Sanitario de Doña Juana y Disposición de Residuos Sólidos Peligrosos para Santafé de Bogotá. - Contrato 01/93- para EDIS - 1993.
- HIMTECH, MURILLO LOBO-GUERRERO, INECON-TE (1999).- Estudio para el Desarrollo de la Zona VII, Nueva Zona de Disposición de Basuras Actualmente en Operación- Estudio para la UESP.-1999.
- INTEGRAL S.A. (1998).- Relleno Sanitario Doña Juana - Zona IV- Etapa 2- Revisión del Diseño para la UESP- Abril 1998.
- KAVAZANJIAN, E; BONAPARTE, R.; JOHNSON G.W.; MARTIN, G.R.; MATASOVIC, N (1995).- Hazard Analysis for a Large Regional Landfill- *Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills*. Geotech. Special Publ. 54 - ASCE, 1995.
- LANDVA, A.; Knowles G. D- Editors (1990).- *Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice*. ASTM STP 1070, Phil., 1990.
- OWEIS, I. S.; KHERA, R. P. (1990).- *Geotechnology of Waste Management*. Butterworths & Co. Publishers Ltd. 1990.
- REINHART, D. R.; TOWNSEND T. G. (1998).- *Landfill Bioreactor Design & Operation*. Lewis Publishers, New York. 1998.
- REPETTO, P. C. (1995).- Basic Considerations for the Design of Municipal and Hazardous Waste Landfills- *X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ing. de Fundaciones*- . Guadalajara, México, 1995.
- SADAT INTL. INC., UNIVERSIDAD DE LOS ANDES y ARTHUR D'LITTLE (1997).- Informe del Diagnóstico Geotécnico y Ambiental de las Causas del Deslizamiento en el Relleno Sanitario de Doña Juana - para el DAMA- 2 Vol. - Bogotá, Diciembre 1997
- SINGH, S.; MURPHY, B. (1990).- Evaluation of Stability of Sanitary Landfills. *Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice*, ASTM STP 1071, Landva & Knowles (Eds)- Philadelphia. 1990
- TCHOBANOGLIOUS, G.; THEISEN, H.; VIGIL, S.A. (1993).- *Integrated Solid Waste Management* - Mc Graw-Hill Intl. 1993.

Las Basuras Acumuladas Como Material Geotécnico – El Caso del Relleno Sanitario Doña Juana - Bogotá – Colombia

Augusto Espinosa-Silva

Universidad de Los Andes; Gerente AREAS Ltda – Bogotá, Colombia.

Alvaro J. González-García

Universidad Nacional; Gerente AGC Ltda – Bogotá, Colombia.

Resumen

En las basuras, como en los suelos, la resistencia y la rigidez provienen de la componente sólida y del esfuerzo efectivo que actúa en ella. Sin embargo, con el tiempo, las propiedades mecánicas disminuyen al reducirse los sólidos por la transformación bioquímica de su componente orgánica (predominante en las basuras), en líquido y gas. Entonces, las propiedades geomecánicas de las basuras y su evolución en el tiempo, dependen principalmente de su composición inicial, la cual dicta las tasas de transformación del constituyente orgánico en lixiviado y biogás, los cuales generan presiones de poros que reducen aún más los esfuerzos efectivos. Las basuras son subproducto creciente del Hombre y su acumulación en rellenos sanitarios, inicialmente vista sólo como problema ambiental, se ha tornado en interesante y creciente campo geotécnico, principalmente por fallas catastróficas, como la ocurrida inesperadamente en Septiembre de 1997 en el Relleno Doña Juana.

Abstract

In municipal waste materials, as in soils, strength and stiffness originate in the solid phase and depend on the effective stress developed within. However, as time passes, mechanical properties decrease due to the reduction of the solid phase, the organic part (which is predominant in municipal wastes) being transformed into liquid and gas. Therefore the geomechanical properties of municipal wastes and their evolution in time, depend mainly on their initial composition, which in turn dictate the biochemical rate of transformation of organic constituents into leachate and biogas, which generate pore pressures that further reduce effective stresses. Human wastes constitutes an ever growing by-product of Man and their accumulation in sanitary landfills, initially viewed only as an environmental issue has become an interesting and developing geotechnical field, mainly due to some catastrophic failures as the one that unexpectedly occurred in Doña Juana landfill in September 1997.

1 LOS RELLENOS SANITARIOS

1.1 Bosquejo Histórico

Hasta los 80, la ciudad de Bogotá manejó las basuras en botaderos abiertos, sin la capacidad para disponer de una magnitud creciente de residuos y sin la seguridad sanitaria que se requería. A partir de 1988 se inicia el Relleno Sanitario Doña Juana incorporando las últimas técnicas.

Simultáneamente, en otras partes del mundo, esta actividad había comenzado en los 30s en el Reino Unido y en los 40s en los EEUU, que ya habían adoptado la técnica moderna de Rellenos Sanitarios.

En este proceso se encontró que los rellenos de basuras no eran masas inertes sino en permanente actividad y que producían lixiviados y biogás como

resultado de la descomposición de la materia orgánica presente en los desechos.

1.2 Evolución de un Relleno Sanitario

Las fases de evolución de un relleno sanitario, especialmente en cuanto a la producción de lixiviados y gases, ha sido descrita por Tchobanoglous et. al. (1993) y dividida en fases, más o menos secuenciales, resumidas así:

Fase I – Ajuste Inicial. Las basuras sufren descomposición microbiana aeróbica y el oxígeno presente se comienza a consumir por las reacciones químicas iniciales. Parte de los organismos están presentes en el suelo de cobertura.

Fase II – Transición. Se consume el oxígeno disponible, se inicia progresivamente la etapa

anaerobia de descomposición y se reduce el potencial de oxidación/reducción. Los nitratos y sulfatos presentes pueden reducirse a nitrógeno (N) y ácido sulfhídrico (H₂S). Al reducirse aún más el potencial de oxidación/reducción, las bacterias inician la conversión de materia orgánica en metano (CH₄) y en dióxido de carbono (CO₂). El pH del lixiviado que se va formando empieza a descender por la presencia de gases orgánicos y CO₂.

Fase III – Acidificación. La acidificación iniciada en la fase II, se acelera con producción de ácidos orgánicos y pocas cantidades de H₂. Siguen la hidrólisis de compuestos complejos como lípidos, polisacáridos, proteínas y ácidos nucleicos; y luego la acidogénesis propiamente dicha, con formación de ácido acético (CH₃COOH) y dióxido de carbono, CO₂. El pH del lixiviado baja durante esta fase a 5 o menos. La demanda bioquímica de oxígeno y la demanda química de oxígeno aumentan considerablemente. Algunos metales pesados se solubilizan por el descenso del pH. Muchos nutrientes esenciales del proceso se liberan al lixiviado en esta fase, por lo cual, si no se recircula el lixiviado, los nutrientes se perderán del relleno.

Fase IV – Metanogénesis. En esta fase, un segundo grupo de bacterias predomina y convierte ácido acético e hidrógeno en metano (CH₄) y dióxido de carbono (CO₂), en un proceso anaerobio. La producción de ácidos se reduce y el pH en el lixiviado sube entre 6.8 y 8. Así, pocos inorgánicos pueden permanecer en solución y los metales pesados disueltos disminuyen por precipitación.

Fase V – Maduración. El relleno entra en esta fase cuando el material fácilmente biodegradable, se ha convertido a CH₄ y CO₂ en la fase anterior. La humedad que continúa dentro del relleno, alcanza los restos de material bio-degradable y lo convierte según se ha descrito. La cantidad de gas disminuye pues los nutrientes han sido evacuados con el lixiviado en fases previas y porque los remanentes sólidos dentro del relleno son biodegradados en forma más lenta. Pequeñas cantidades de oxígeno y nitrógeno comienzan a penetrar en el relleno.

Las reacciones químicas aquí descritas, son exotérmicas; más las aerobias iniciales que las anaerobias, que se suceden después en las fases acidogénica y metanogénica. La temperatura puede alcanzar 71°C en las aerobias y 21°C sobre el ambiente en las anaerobias (Oweis y Khera, 1990).

1.3 Generación de Lixiviados

La generación de lixiviados ocurre principalmente en la Fase II. Los lixiviados provienen de: (a) el agua lluvia infiltrada en el relleno; (b) el agua que se produce al compactar la basura húmeda y (c) por la descomposición

biológica. El máximo caudal de lixiviados debe producirse -al menos teóricamente en zonas templadas- justo antes del cierre del relleno.

Varios métodos se han desarrollado para estimar el volumen de lixiviados en un relleno sanitario. El modelo más usado es HELP, desarrollado en 1994 por USEPA (U.S. Environmental Protection Agency), que considera la lluvia como la mayor causa de lixiviados. Tchobanoglous et. al (1993) proponen balance hídrico para estimar el caudal remenente que se convierte en lixiviados. El balance se establece en peso por unidad de área del relleno. Sin embargo, Reinhart y Townsend (1998) consignan lo siguiente: "Es seguro decir que, en el presente, la predicción a corto plazo de la cantidad de lixiviados no es una ciencia exacta y, por lo tanto, los sistemas de manejo de los lixiviados deben diseñarse para acomodar un intervalo considerable de variación de las tasas de flujo"

1.3.1 Algunas Definiciones

El Agua en el Perfil de un Medio Poroso. Para entender la humedad en un medio poroso (basura en este caso) es necesario considerar el espectro del flujo de agua en condiciones no saturadas, desde el estado seco hasta la saturación, como extremos. Las definiciones son las originales de la agronomía: la primera humedad del material proviene de la humedad ambiente; agua higroscópica o adsorbida que está firmemente adherida a la estructura molecular y no está disponible para las plantas. Al aumentar la humedad, pasa por el coeficiente higroscópico y se entra al agua de capilaridad; en este campo, a partir del punto de marchitamiento, el agua estará disponible para el consumo de los vegetales. El límite superior del agua capilar es la capacidad de campo. En adelante, hasta la saturación, el agua es gravitacional, (Fig. 2).

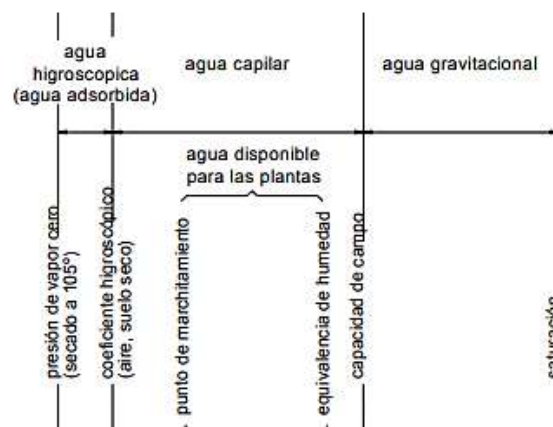


Figura 2. Humedad y puntos de equilibrio

Capacidad de Campo (CC). Puede definirse

entonces la capacidad de campo como la cantidad de agua retenida en el medio poroso en contra de la acción de la gravedad. Bear (1972) propone que la capacidad de campo se entienda como un estado dinámico y no de equilibrio, por la condición permanente de cambio de permeabilidad, estructura del suelo, su textura, temperatura y presión barométrica y, en las basuras, definitivamente, la densidad cambiante (Figura 3)

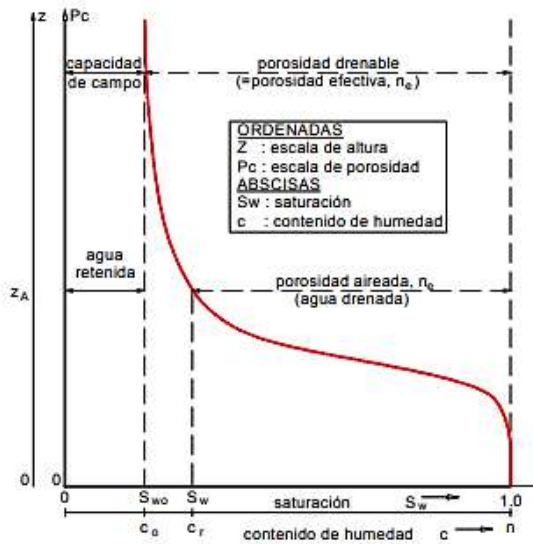


Figura 3. Capacidad de campo (CC) y porosidad efectiva (Bear, 1972)

Tchobanoglous et. al. (1993) plantean:

$$CC = 0.6 - 0.55 \frac{W}{10000 + W} \quad (1)$$

CC = Capacidad de campo, como fracción del peso seco. (contenido de humedad geotécnico w)

W = Peso de sobrecarga expresado a media altura del nivel considerado. (lb/yd²)

Infelizmente, esta ecuación ha sido divulgada sin las debidas precisiones por el mismo Tchobanoglous. En realidad, la ecuación es dimensional y el peso (W) está en lb/yd², lo cual indica que la constante vale 10000 lb/yd². En unidades MKS la ecuación (1) queda como:

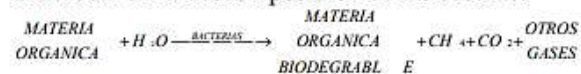
$$CC = 0.6 - 0.55 [W / (5.25 + W)] \quad (1a)$$

W = sobrecarga a media altura (ton/ m²)

Independientemente, lo que más importa es que la capacidad adicional de absorber agua que tiene el relleno es la diferencia entre la capacidad de campo y la humedad geotécnica que posee.

1.4 Generación de Gases

Los mismos Tchobanoglous et al (1993) han planteado la ecuación general de la reacción anaerobia en la descomposición de las basuras:



Estos autores enfatizan en la necesidad de agua para que ocurra la descomposición bacteriana. La ausencia de la humedad requerida produce lo que se ha denominado el relleno momificado o tumba seca.

Debe hacerse la separación de la materia orgánica, para los cálculos, en dos grupos: de descomposición rápida, tres meses a 5 años; y de descomposición lenta, hasta 50 años. Debe recordarse lo expresado por Reinhart y Townsend (1998): "Aproximadamente entre 50% y 70% de las basuras sólidas municipales está compuesta por materiales biodegradables". O sea que el remanente sólido después de la descomposición es apenas 30% a 50%. En el caso de Bogotá se llega hasta 80% de biodegradables y sólo 20% de remanente sólido

En un modelo de relleno de zonas templadas, cuya disposición durara 5 años, la producción de gas llegaría a un máximo, entre 7 y 10 años desde su iniciación y puede prolongarse con una tasa decreciente hasta los 20 años. Si el suministro de agua al relleno es insuficiente, el proceso es lento y se prolonga en el tiempo. En el caso de las basuras de Bogotá, por su alto contenido orgánico y su elevada humedad, los gases comienzan a generarse muy rápidamente, e inclusive, durante la colocación inicial de las basuras, ha habido casos de pequeños incendios, fácilmente controlables.

1.5 Efectos de Recirculación de Lixiviados

Es evidente que los Rellenos Sanitarios Modernos han evolucionado para llegar a ser una instalación sofisticada con procesos físicos y químicos muy complejos. En este proceso de desarrollo se vió clara la posibilidad de reinyectar los lixiviados para realimentar el proceso biológico de degradación. La segunda generación de tales reactores apareció a mediados de los 90s.

1.5.1 Ventajas y Desventajas de la Recirculación

Estudios forenses del accidente en Doña Juana (Sadat et al, 1997; Geosyntec, 1998) anotaron ventajas y desventajas de la recirculación.

Se consideraron como ventajas:

- La aceleración de la degradación de la basura por la participación de nutrientes y enzimas.
- Permite el reingreso y la distribución de organismos metanogénicos lo cual produce un incremento en la generación de biogás.
- Reduce la agresividad del lixiviado y su tratamiento será menor luego del proceso.

- Brinda almacenamiento de lixiviados, lo cual difiere en el tiempo su disposición final.
- Produce oportunidades de evaporación del lixiviado a lo largo de las líneas de recirculación y en las lagunas de pondaje.
- Acelera el asentamiento del relleno al aumentar su tasa de degradación.
- Acorta todo el proceso, y algunos autores tasan esta reducción, de varias décadas, en el caso normal, a sólo 2 años con recirculación.

Se consideran como desventajas:

- El incremento de los asentamientos del relleno lleva a una acelerada distorsión de las estructuras construidas sobre él: vías, tuberías, canales, cunetas y cobertura final estarán sometidas a esfuerzos y deformaciones que exigen mantenimiento y ocasional reemplazo.
- Conduce a un riesgo creciente de incrustación y taponamiento bioquímico de las tuberías y conducciones de recirculación y, lo que es más grave, a la colmatación de los filtros
- Falta aún la experiencia necesaria para determinar tanto el tipo de inyección que debe implantarse, como la capacidad de los rellenos de absorber la infiltración.
- No se sabe en qué momento debe terminar la reinyección y cuáles son los indicadores físicos o químicos para suspenderla.
- La recirculación conduce a la saturación creciente de la masa del relleno lo cual produce, por una parte, brotes de lixiviado en los taludes y, por otra, el desarrollo de altas presiones de poros, en lixiviados y gases, ambos con volúmenes acrecidos a causa del proceso, altas presiones que atentarán contra la estabilidad local y general del relleno.
- En consecuencia, todas las instalaciones de soporte de un relleno sanitario deben rediseñarse para el caso de la recirculación; lo malo es que aún no se sabe bien cómo se hace por la falta de suficiente experiencia previa.
- No es lo mismo un relleno ordinario y un relleno con recirculación: no basta agregar unos cuantos tubos de reinyección de lixiviado para tener un relleno con recirculación.

1.5.2 Conclusiones sobre la Recirculación

Para concluir, debe hacerse una observación fundamental al procedimiento de recirculación:

Las ventajas del proceso de recirculación son, sin excepción, de orden ambiental; en cambio, las desventajas anotadas se relacionan todas con la pérdida de estabilidad o el deterioro de la estructura del relleno, o sea con el aspecto puramente geotécnico.

Si a lo anterior se agrega que ingenieros

ambientalistas y geotecnistas parecen recorrer sendas separadas, el panorama se oscurece y requiere un cambio a fondo antes de que sea demasiado tarde no solo en Colombia sino en otras partes del mundo. Esta afirmación está respaldada por accidentes ocurridos en Doña Juana (Bogotá, Colombia), en Kettleman Hills (California, EE.UU.) y en Rumpke (Cincinnati, Ohio, EE.UU.).

2 INVESTIGACIONES EFECTUADAS

2.1 Propósito

En la investigación forense realizada para el Tribunal de Arbitramento convocado para analizar las causas y consecuencias del deslizamiento de basuras en el Relleno Doña Juana el 27 de septiembre de 1997, los peritos ingenieros-Autores de este artículo- contrataron con la Universidad de los Andes, ensayos de campo y laboratorio. Estos ensayos se consideraron únicos en Colombia, por la oportunidad en que se hicieron, por los equipos utilizados y por los resultados. Además era la primera vez que se ensayaban con cabeza lectora multicanal, en forma simultánea, rellenos sanitarios en diferentes etapas de evolución (1988-2000).

2.2 Ensayos de Campo

En campo se practicaron los siguientes ensayos:

- 14 sondeos con geopiezocono sísmico en diferentes zonas del relleno ($\Sigma L = 240m$)
- 4 sondeos con ensayos de presiofímetro.

Con el piezocono sísmico se obtuvieron datos continuos de presión de punta (q_c), fricción lateral (f_s), presión de poros (u_f) y datos puntuales de velocidad de onda de cortante (v_s). Algunos sondeos excedieron 30m de profundidad.

Algunas perforaciones debieron hacerse en parejas, a una distancia nominal de 1.0 m, porque en el primer intento encontraba una resistencia muy alta, por la presión del gas acumulado dentro del relleno; el segundo sondeo, ya disipada la presión del gas, registró valores normales.

Con el presiofímetro se obtuvieron cohesión y ángulo de fricción ($c-\phi$), y se tuvo conocimiento inicial de la resistencia real de los rellenos.

2.3 Ensayos de Laboratorio

En muestras frescas recogidas en el relleno y conservadas en cuarto frío, se hicieron:

- 4 ensayos en consolidómetro de $D=41.5$ cm: 2 a humedad natural y 2 saturados.
- 4 ensayos de permeabilidad, 2 antes de consolidación y 2 en muestra consolidada.
- 5 ensayos en lixiviado: densidad, viscosidad, pH y sólidos suspendidos (% y tamaño).

3 COMPOSICION DE LAS BASURAS

Para la Zona II se dedujo la composición promedio, la cual se compara en la Tabla 1 con el relleno total (Hidromecánicas, 1993) y con basuras de EE. UU. (Tchobanoglous et al, 1993):

Tabla 1- Composición de Basuras

DEGRADACION	COMPOSICION	PROMEDIO PESO (%)		
		Zona II	D.Juana	EE.UU.
Rápida	M.Organ.	60.8	52.3	27.5
	Papel	14.9	18.3	40.0
Lenta	Madera	1.5	3.1	2.0
	Tela	2.8	3.8	2.0
	Cuero	0.2	1.8	0.5
	Caucho	0.1	1.0	0.5
Casi nula	Plástico	14.7	13.2	7.0
	Metales	2.1	1.6	9.5
	Mineral	1.2	0.3	3.0
	Vidrio	1.6	4.6	8.0
	Hum w%	73.9	60.3	27.0

Las siguientes diferencias saltan a la vista:

- La materia orgánica de la basura colocada en la Zona II es algo superior a la del relleno
- Los orgánicos son más altos en Bogotá (en mayoría desechos de alimentos), que en EE.UU. (2/3 son pastos y hojas de jardines)
- Los plásticos y relacionados son también mucho más altos en Doña Juana.
- En cambio el papel, cartón y demás, son mucho más altos en EE.UU..
- En EE.UU. son mayores desechos metálicos y el vidrio, por ser usados en empaques allá.
- La humedad de las basuras en Colombia, mayor a 60%, es más del doble de lo encontrado en EE.UU..

Lo anterior justifica cualitativamente el hecho que la producción de gases y lixiviados en Bogotá sea mayor y a tasas mayores que en EE.UU.

4 PROPIEDADES DE LAS BASURAS

4.1 Anotaciones Preliminares

Aunque las basuras tienen un comportamiento mecánico similar al de los suelos de origen mineral, difieren de éstos en dos aspectos básicos:

a) Los sólidos de las basuras son en un alto porcentaje *biodegradables*, lo cual hace que, en un ambiente confinado como el del relleno, estos sólidos biodegradables se descompongan por acción bacteriana dando lugar a gases y lixiviados.

b) La humedad que traen las basuras, inicialmente, en su gran mayoría, no está libre sino que se libera: (1) por compresión a medida

que progresa el apilamiento y (2) por biodegradación de los componentes orgánicos.

Es conveniente recordar que en estos materiales, como en los suelos, tanto la resistencia (a la tracción o al esfuerzo cortante) como la rigidez, proviene de la *componente sólida* y del *esfuerzo efectivo* que actúa en ella y que por tanto, al ir reduciéndose la proporción de ésta con el tiempo y transformándose en líquido y gas (los cuales generan presiones de poros que a su vez reducen los esfuerzos efectivos en la fase sólida remanente) también se reducen sustancialmente resistencia y rigidez.

4.2 Peso Unitario y Humedad

De estudios en Doña Juana se deduce (Tabla 2):

Tabla 2 - Densidad y Humedad de las Basuras

CONSULTOR	γ_t (t/m ³)	w (%)	γ_d (t/m ³)
Sadat et. al (1997) (+)	0.90	66.6	0.54
Geosyntec (1998) (+)	1.06-1.30*	---	---
Integral (1998)	1.00	28.2	0.78
González y Espinosa (2000) (+)	1.023	87.3	0.54
Espinosa (2000) (+)	1.180*	---	---

(+) Zona II (*) con coberturas intermedias

En un relleno de basura, inicialmente la sobrecarga tiene los mismos efectos que en un suelo (aumento de presión de poros y densificación), pero con el tiempo la densificación se afecta por la descomposición y la generación de fluidos: el peso unitario total tenderá a permanecer constante después de cierta profundidad [Kavazanjian et al. (1995), Sadat et al. (1997), Tchobanoglous et al. (1993)] o aún a reducirse.

4.3 Peso Específico de Sólidos G_s

Para suelos, los valores varían entre $G_s=1.2$ para turbas típicas, hasta $G_s=2.7$ para materiales granulares típicos. También hay diferencias en los estudios y se estima que los valores extremos (1.03 y 1.75) son improbables (Tabla 3)

Tabla 3- Peso Específico de Sólidos en Basuras

CONSULTOR	G_s	
Sadat et. al (1997)	1.03	
Geosyntec (1998)	1.40	
Integral (1998)	1.75	
González y Espinosa (2000)	1.15	Laborat.
	1.35	Terreno

4.4 Humedad y Saturación

Con valores de G_s y una variación razonable de relación de vacíos e , se calculan contenidos de humedad de saturación (w sat-Tabla 4). Hay

variación alta $42\% < w_{sat} < 145\%$, lo que indicaría que la basura en el relleno, con una humedad de 60% a 90%, o está saturada, o muy cerca de la saturación.

Tabla 4. - Humedad Probable de Saturación

e	Para $G_s =$			
	1.03	1.15	1.40	1.75
	Humedad de Saturación			
0.75	0.72	0.65	0.53	0.42
1.00	0.97	0.87	0.71	0.57
1.50	1.45	1.30	1.07	0.85

4.5 Capacidad de Campo CC

Es la cantidad de agua retenida en el medio cuando se permite el drenaje libre. En la Figura 4 se ve el gráfico de la Ecuación (1a) para densidad (γ) variable entre 0.8 ton/m^3 y 1.3 ton/m^3 y para alturas de relleno entre 0 m y 100 m. Para altura nula, CC será 0.6; para 100m, varía entre 0.09 y 0.12, y para alturas intermedias, está entre 0.2 y 0.3, correspondientes con el relleno de Doña Juana.

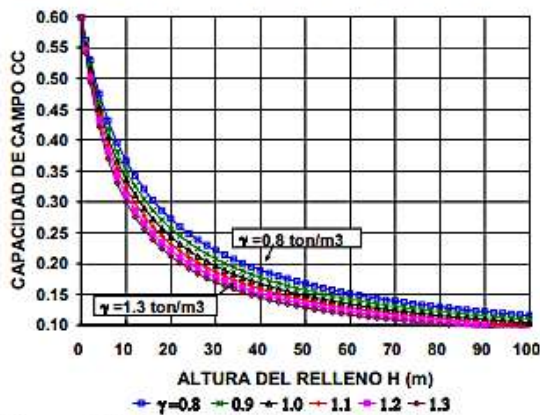


Figura 4- Variación de Capacidad de Campo

4.6 Permeabilidad

Diferentes consultores han encontrado (Tabla 5):

Tabla 5 - Permeabilidad de Basuras

CONSULTOR	ENSAYO	#	TIPO	k (cm/s)
Hidromecáni(92)	Infiltración	5	superf	5.0×10^{-2}
Sadat (1997)	Infiltración	3	superf	2.0×10^{-2}
Geosyntec (98)	Pozos	7	superf	2.1×10^{-4}
González y Espinosa (2000)	Laboratorio	2	no cons	7.6×10^{-4}
	Laboratorio	2	consol.	2.8×10^{-4}

La permeabilidad es media a alta con gran variabilidad. Ensayos de densidad y viscosidad de lixiviados muestran que la permeabilidad al lixiviado oscila entre un 75% y un 60% de la medida con agua para temperaturas entre 25°C y 50°C , de interés en un relleno sanitario.

La permeabilidad está sujeta a variaciones importantes, las cuales son: (1) al densificarse la basura, se reduce la permeabilidad, (2). al degradarse la basura, aparecen más vacíos y debe aumentar la permeabilidad, (3) la presencia de burbujas de gas son para el agua obstáculos y la permeabilidad en este caso disminuye.

4.7 Resistencia de Basuras

La resistencia al corte de basuras, aunque heterogéneas y aleatorias, se puede describir con la relación de Mohr-Coulomb:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2)$$

con s = resistencia al cortante; c' = cohesión efectiva; σ' = esfuerzo normal efectivo ($\sigma - u$); u = presión de poros; ϕ' = ángulo efectivo de fricción

Kavazanjian et al (1995) reunieron información de rellenos sanitarios, en especial de EE.UU. Estos rellenos serían cohesivos para $\sigma' < \sigma'_o \approx 37\text{kPa}$ y friccionales para $\sigma' > \sigma'_o$ ($c' = 24\text{kPa} = 2.4\text{t/m}^2$; $\phi' = 33^\circ$). Geosyntec (1998), adoptó para Doña Juana una envolvente similar ($c' = 19\text{kPa} = 1.9\text{t/m}^2$; $\phi' = 28^\circ$, $\sigma'_o \approx 36\text{kPa}$) (Fig 5)

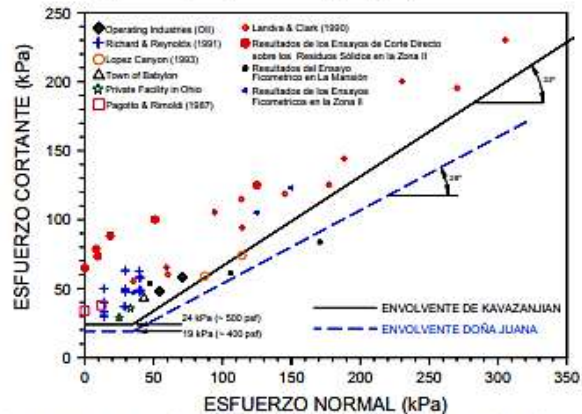


Figura 5- Resistencia de Rellenos Sanitarios (adaptada de Geosyntec, 1998)

En Doña Juana se han usado (Tabla 6):

Tabla 6 - Resistencia de Basuras

CONSULTOR	c' (t/m ²)	ϕ' (°)	
Hidromecánicas (1993)	1.0	20	
Sadat (1997)	6.7	23	
Geosyntec (1998)	1.9 (*)	28	
Integral (1998)	2.0	20	
Himtech et al. (1999)	4.0	11	
González y Espinosa (2000) (2003b)	0.52	29.5	Zona II
	0.47	23.8	Relleno

(*) Puramente cohesivo hasta encontrar $\phi = 28^\circ$

El tema de la resistencia de la basura se trata más extensamente, para Doña Juana, en artículo complementario (González y Espinosa, 2003b).

4.8 Consolidación

Se hicieron ensayos en basura fresca en consolidómetro de gran tamaño ($D=0.415$ m), con cargas de: 0.5, 1.0, 2.0 y 4.0 kg/cm^2 y fueron las primeras que se llevaron a cabo en basuras de Doña Juana. Las curvas e -log σ' tienen formas convencionales; pero con alta pendiente en el ciclo de descarga, lo que es ya una novedad. Las relaciones de vacíos iniciales e_0 , variaron entre 1.01 y 1.84, con valores finales de 0.63 a 1.38 y sin claros quiebres de la presión.

Aunque los ensayos son denominados lentos, su duración es mucho menor que la realidad del añejamiento de un relleno real. Habría que considerar además, la desintegración de la materia sólida; que crea vacíos permanentemente .

4.9 Velocidad de Cortante Vs

Error! Bookmark not defined.
(3)

donde G = módulo de cortante; ρ = densidad

La velocidad de la onda de cortante promedio, proporcional a la rigidez del relleno, varía de 72m/s para la Zona I (más antigua) a 126m/s para la Zona VII (más joven), con una clarísima reducción de la rigidez del relleno con la edad (Figura 6).

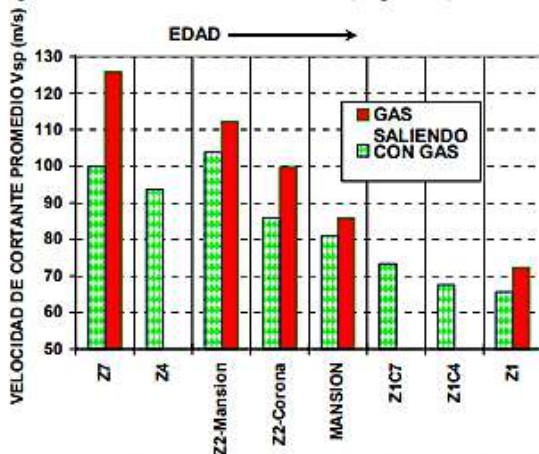


Figura 6 - Velocidad de Cortante en Doña Juana

5 DISCUSION

5.1 Necesidad de la Discusión

Se tratan tópicos fundamentales de discusión para aclarar los factores de los cuales depende la estabilidad de los rellenos sanitarios. En la revisión de la literatura disponible se aprecia una ignorancia generalizada sobre muchos aspectos, confusión en

otros, y lo más grave, como ya se dijo, es que la ingeniería ambiental parece seguir una ruta divergente de la de la ingeniería geotécnica.

5.2 Errores Conceptuales

Los errores conceptuales juegan un papel preponderante en la cadena que inexorablemente conduce a los accidentes:

(1) Contenido de Humedad. Con frecuencia se cita en la literatura como humedad a secas, sin advertir que puede referirse a contenido de humedad ($w=W_w/W_s$), a humedad volumétrica ($\theta = V_w/V_t$) o a humedad total ($H_t = W_w/W_t$) (W_w =peso de agua; W_s = peso de sólidos; W_t = peso total= W_w+W_s ; V_w, V_t =volumen de agua, volumen total).(2) Capacidad de Campo (CC). Se ha definido la capacidad de campo como la fracción del peso seco que puede albergar agua en condiciones de drenaje libre. Es ésta un contenido de humedad geotécnico (w) y resulta que no sólo se expresa en forma diferente a la humedad total de las basuras, sino que se asume que éstas pueden recibir agua sin limitación, cuando en muchos casos los rellenos están casi saturados desde un comienzo. (3) Peso Específico de Sólidos (G_s). Se investigó en la literatura existente y se calculó para las basuras típicas de Bogotá. Hay valores referenciales desde 1.03 hasta 1.75, siendo éstos extremos improbables. Puede ser de 1.35 a 1.40 (4) Permeabilidad y Drenaje. Por la dificultad de hacer ensayos a escala razonables y a varias profundidades, en general hay gran incertidumbre en la permeabilidad de los depósitos de basura. Por eso se intenta a veces hacer drenajes con materiales importados, cuya permeabilidad puede ser igual o menor a la de la basura al cual se le quiere extraer el agua. La práctica generalizada de cubrir los rellenos sanitarios con capas diarias de protección impermeables, reduce la permeabilidad del relleno de 1 a 2 órdenes de magnitud. (5) Presión de Poros. El error conceptual es creer que la basura no está saturada, por lo que se estima que no se pueden generar presiones de poros dentro de ella. La realidad es que se midieron altas presiones de líquido (lixiviado) y gas (biogás) que reducen los ya precarios esfuerzos efectivos del conjunto.(6) La Acción del Tiempo. Las propiedades del desecho sólido- incluidas las geotécnicas- varían en el tiempo. Precisamente el componente sólido va desapareciendo en la medida en que la basura se degrada y en cambio, hay más líquidos por la porción de basura que se descompone y los libera. La diferencia entre los rellenos típicos de los Estados Unidos y Colombia, aparece clara dentro de este contexto: cuando en EE.UU. envejecen, los rellenos se parecen a un cargamento de

estropajos secos - livianos pero estables-; en Colombia se degradan hasta eventualmente convertirse en lodo, el cual tiende a acumularse en la base del relleno y a facilitar un deslizamiento. Estos aspectos se discuten extensamente en otros artículos (González y Espinosa, 2003b; 2003c).

5.3 Incidencia de la Recirculación

La recirculación de los lixiviados producidos por el relleno tiene dos propósitos ambientales: (1) prolongar la actividad bioquímica y la desintegración de las basuras; (2) guardar el lixiviado por el mayor tiempo posible, para posponer su evacuación. Esto tiene consecuencias:

(1) Aumento Local y por Niveles de la Saturación: La reinyección de lixiviados a presión y por niveles, necesariamente aumenta la saturación de la basura, porque en aquellos puntos donde la humedad sea aún baja, la recepción de reinyección va a ser mayor, dada la relativamente alta permeabilidad de la basura. Con capas intermedias, el lixiviado tenderá a alojarse en cada celda y, al migrar hacia abajo, se acumulará por gravedad en la parte más baja. (2) Disminución Local de Esfuerzos Efectivos: El aumento de la saturación conducirá a la disminución local de esfuerzos efectivos. Con pesos unitarios de basuras sólo un poco mayores que el del agua, el esfuerzo efectivo, que controla el comportamiento geomecánico del material, puede llegar a ser peligrosamente bajo. (3) Resistencia Nula por Núcleos: Así, progresivamente dentro del relleno se irán generando núcleos de resistencia nula, fenómeno éste que viene a ser reforzado por el burbujeo de gases. (4) Condensación del Gas: Las reacciones son exotérmicas y en el interior de las celdas se genera calor. El gas al tratar de salir a través de las chimeneas para venteo, se enfría progresivamente, y se produce un condensado espumoso que colmata tuberías y chimeneas obstruyendo la circulación. (5) Presión Interna de Gas: Al no poder salir y bajo los efectos de la temperatura, el gas trata de expandirse y comienza a ganar presión, como fue notorio en las mediciones con geopiezómetro que mostraron una inflación a media altura del relleno, entre 8m y 18m de profundidad. Al respecto se hace un análisis en otro artículo (González y Espinosa, 2003b).

6 CONCLUSIONES

Después del análisis de las propiedades de las basuras de Bogotá, se puede concluir:

- Las basuras pueden ser tratadas como material geotécnico y las técnicas desarrolladas por la geomecánica pueden ser aplicables.
- Es preciso conciliar los aspectos ambientales y

geotécnicos, evitando errores conceptuales, para entender el comportamiento y para lograr rellenos estables.

- Dada la degradación bioquímica de los depósitos de basuras, los valores de los parámetros que controlan su estabilidad descienden al paso del tiempo, como bien pudo establecerse en el Relleno Sanitario de Doña Juana (Bogotá, D.C.) a lo largo de 12 años de acumulación. (González y Espinosa, 2003b)
- La recirculación es una excelente idea ambiental; sin embargo, debe actuarse con mucha precaución al recomendarla en rellenos de tipo abierto, como Doña Juana.

REFERENCIAS

- Bear, J. (1972). "Dynamics of Fluids in Porous Media" Dover Publ. Inc. 1972, 1988.
- Geosyntec Consultants (1998). "Investigación de las Causas del Deslizamiento de la Zona II el 27 de Septiembre de 1997- Relleno Sanitario Doña Juana- Santafé de Bogotá" para Prostantana Ltda. ESP-- 3 Vol. Julio 1998.
- González, A. J.; Espinosa, A. (2000).- "Peritazgo Técnico - Controversias Surgidas en Torno del Relleno Sanitario de Doña Juana" Tribunal de Arbitramento - 3 Vol.- Bogotá, Julio 2000
- González, A. J.; Espinosa, A. (2003b). "Presión de Poros y Resistencia al Cortante en el Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia" en este mismo Congreso
- González, A. J.; Espinosa, A. (2003c). "La Falla Catastrófica del Relleno Sanitario Doña Juana en 1997- Bogotá, Colombia"- en este mismo Congreso
- Hidromecánicas Ltda (1992). "Tratamiento de Lixiviados para la Zona I"- Contrato 020/92- para EDIS, 1992.
- Hidromecánicas Ltda (1993). "Diseño del Relleno Sanitario de Doña Juana y Disposición de Residuos Sólidos Peligrosos para Santafé de Bogotá". - Contrato 01/93- para EDIS - 1993.
- Himtech, Murillo Lobo-Guerrero, Inecon-Te (1999). "Estudio para el Desarrollo de la Zona VII, Nueva Zona de Disposición de Basuras Actualmente en Operación"- Estudio para la UESP.-1999.
- Integral S.A. (1998). "Relleno Sanitario Doña Juana - Zona IV- Etapa 2"- Revisión de Diseño para UESP- Abril 1998.
- Kavazanjian, E; Bonaparte, R.; Johnson G.W.; Martin, G.R.; Matasovic, N (1995). "Hazard Analysis for a Large Regional Landfill"- Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills. Geotech. Special Publ. 54 - ASCE, 1995.
- Oweis, I. S.; Khera, R. P. (1990).-"Geotechnology of Waste Management". Butterworths & Co. Publishers Ltd. 1990.
- Reinhart, D. R.; Townsend T. G. (1998). "Landfill Bioreactor Design & Operation". Lewis Publishers, New York. 1998.
- Sadat Intl. Inc., Universidad de los Andes y Arthur D'Little (1997). "Informe del Diagnóstico Geotécnico y Ambiental de las Causas del Deslizamiento en el Relleno Sanitario de Doña Juana" - para DAMA- 2 Vol. - Bogotá, Dic. 1997
- Tchobanoglous, G.; Theisen, H.; Vigil, S.A. (1993).-"Integrated Solid Waste Management" - Mc Graw-Hill Intl. 1993.

Presión de Poros y Resistencia al Cortante en el Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá - Colombia

Alvaro J. González-García

Universidad Nacional; Gerente AGC Ltda – Bogotá, Colombia.

Augusto Espinosa-Silva

Universidad de Los Andes; Gerente AREAS Ltda – Bogotá, Colombia.

RESUMEN :

En las basuras, como en los suelos, tanto la resistencia como la rigidez, proviene de la *componente sólida* y del *esfuerzo efectivo* que actúa en ella. Con el tiempo, las propiedades mecánicas disminuyen al reducirse los sólidos por la transformación bioquímica de su componente orgánica (predominante en las basuras), en líquido y gas, los cuales a su vez producen presiones de poros que reducen aún más los esfuerzos efectivos. En el Relleno Sanitario de Doña Juana la componente más importante de la presión de poros proviene del biogás, especialmente en las fases de biodegradación en las cuales éste se produce y en consecuencia se constituye en el principal agente detonante potencial de inestabilidad en esas fases. Con mediciones en rellenos de diferentes edades se concluye que la resistencia al cortante disminuye con el tiempo, aumentando c' y disminuyendo ϕ' .

ABSTRACT

In municipal waste materials, as in soils, strength and stiffness originate in the *solid phase* and depend on the *effective stress* developed within. However, as time passes, mechanical properties decrease due to the reduction of the solid phase, the organic part (which is predominant in municipal wastes) being transformed into liquid and gas, which generate pore pressures that further reduce effective stresses. In Doña Juana Landfill the principal pore pressure component is due to biogas, mainly in the phases when it is produced in the biodegradation process, and therefore in these phases it is the main instability triggering agent. With measurements in landfills of different ages it is concluded that shear strength reduces with time, with increasing c' and declining ϕ' .

1. PRESIONES DE POROS EN BASURAS

1.1 Conceptos Generales

El concepto de presión de poros surge del Principio de Esfuerzos Efectivos, fundamento de la mecánica de materiales particulados, postulado por *Karl Terzaghi* en 1926 y en su forma común se expresa con la formulación de Bishop (1955):

$$\sigma' = \sigma - u_f \quad (1)$$

$$u_f = u_g - \chi (u_g - u_w) \quad (2)$$

con σ =esfuerzo normal total; σ' =esfuerzo normal efectivo; u_f =presión de poros; u_g =presión de gas; u_w = presión de líquidos; χ =factor de saturación ($\approx S_r$; $\chi=0$ para $S_r=0$ y $u_f = u_g$; $\chi=1$ para $S_r=1$ y $u_f = u_w$)

Se considera que, conceptualmente, el esfuerzo efectivo es el que actúa en la fase sólida, la cual es la única que puede resistir esfuerzos cortantes o de

tracción y entonces es el esfuerzo efectivo, σ' , y no el esfuerzo total σ , es el que controla la resistencia y rigidez del medio particulado.

La expresión más común de la resistencia al cortante \underline{s} de materiales sólidos particulados es la de Mohr-Coulumb:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u_f) \tan \phi' \quad (3)$$

Aquí se aprecia claramente que para esfuerzo normal σ constante, al incrementar la presión de poros u_f se reduce la resistencia \underline{s} . También hay reducción de \underline{s} si se disminuyen c' (ablandamiento), σ (descarga) o $\tan \phi'$. En materiales minerales el agua causa u_w y ablandamiento, el aire u_g y, la fracturación y alteración causan variaciones en c' y en ϕ' , pero normalmente todos estos efectos ocurren sin mucha variación del peso de sólidos W_s .

1.2 Particularidades en Basuras

En contraste con los suelos, en las basuras la descomposición bioquímica transforma gran parte de los sólidos (W_s) en líquido (W_w) y gas (W_g) y éste último, por su proceso de mayor generación en la zona saturada, ubicada en las partes inferiores, asciende permanentemente por convección por entre el líquido, en un proceso similar al de ebullición. Entonces ya no es clara la distinción entre fases líquida y gaseosa: el proceso el ascenso del gas crea un fluido, mezcla de lixiviado y gas en ascenso, que se puede denominar "lixigás", el cual tiene menor densidad que el lixiviado. Adicionalmente este flujo de gas es pulsante.

Todo esto dificulta la medición de las presiones de poros en los rellenos sanitarios, ya que varían grandemente en el espacio y en el tiempo, de acuerdo con la composición y estado de biodegradación de las basuras, estado que depende del tiempo que lleven de descomposición y la facilidad de movimiento de lixiviado y gas dentro del relleno. Esta dificultad ya había sido anotada por los primeros operadores en Doña Juana, quienes identificaron también la existencia del "lixigás"

2 PRESIONES DE POROS - DOÑA JUANA

2.1 Piezómetros

El Relleno Sanitario Doña Juana está dividido en 6 zonas, en edad ascendente: Zona I (Z1), Zona Mansión (ZM), Zona II (Z2), Zona IV (Z4), Zona VII (Z7) y una nueva Zona VIII (Z8).

Después del evento del 27 de septiembre de 1997, se han instalado gran cantidad de piezómetros en Doña Juana, en comienzo de tipo Casagrande pero en la Z7 y posteriores, de hilo vibrátil. Hay dificultades con los piezómetros Casagrande, por la presencia del "lixigás", pero los de hilo vibrátil no están exentos de problemas, por lo hostil del ambiente interno del relleno.

2.2 Análisis de Información Dsponible

Dentro del estudio, los Peritos Ingenieros - autores de este artículo- tuvieron copia del Informe Final de Instrumentación del Relleno, hecho por Hidroestudios (2000) para la UESP, en dónde, entre otros datos, están los de 130 piezómetros instalados y 101 operativos.

Dado el gran volumen de datos de piezómetros, se inició su procesamiento por la Zona Mansión, los más antiguos y algo se hizo en la Zona VII, los más recientes, para tener los extremos de la banda de información.

Debido a que Geosyntec (1998) dedujo parámetros de presión de poros con profundidad

en la zona Mansión, se procesó la información de los 10 piezómetros de este sector (8 Casagrande y 2 de hilo vibrátil), y se normalizó la información con el parámetro $Ru = U_f / \gamma H$, como lo había hecho Geosyntec (1998). Como había lecturas desde Noviembre de 1997, no existía un criterio sobre la fecha de análisis y se decidió analizar máximos, promedios y mínimos (Figura 1).

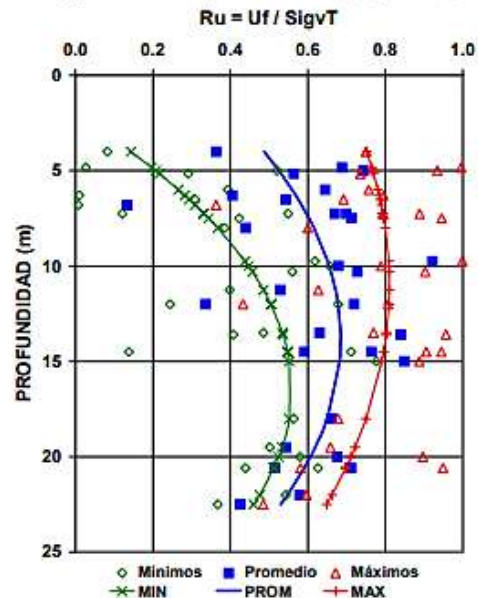


Figura 1- Datos de Piezómetros Z. Mansión

De esta Figura 1 puede concluirse:

- Hay gran dispersión de los resultados, mayor hacia la superficie y menor para piezómetros de hilo vibrante que para los Casagrande.
- Hay una tendencia similar a la encontrada por Geosyntec (1998), creciendo Ru hasta un 60% de la profundidad y luego decreciendo.
- Con tres puntos en cada sitio no hay resolución suficiente para detallar la distribución de presión de poros en el relleno.

En uno de los piezómetros de la Zona VII, además del Ru , se analizó la presión de poros con profundidad para diferentes fechas pero también se observó que no había suficiente resolución.

Por lo anterior los Autores decidieron obtener la información con piezocono sísmico, que mide la presión de poros (u_f) en forma continua en toda la profundidad, además de presión de punta (q_c), fricción lateral (f_s), y velocidades de cortante (v_s). Se hicieron 240m de perforación, encargados a la Universidad de los Andes.

3. DATOS DE PIEZOCONO SÍSMICO

3.1 Exploración y Presiones de Gas

Se ordenaron 6 sondeos de 20m de profundidad mínima: 3 en Z1, 1 en ZM, 1 en Z2 y 1 en Z4, según edades del relleno. No se incluyó Z7, por estar en cambio de operador.

Al recibir los resultados de 9 sondeos (1A, 1B, 1C4, 1C7, 2A, 2B, Mans-A, Mans-B y 4-2), se indagó a Los Andes por la razón de 9 sondeos en vez de los 6 ordenados y se conoció que se habían hecho sondeos adicionales ("B"), poco tiempo después y a 1m de los sondeos originales ("A"), en los sitios en donde no había sido posible penetrar a la profundidad de 20 m. Analizando los resultados en sondeos cercanos observó que todos los datos (q_c , f_s , U_f y v_s) eran diferentes y en algunos casos bien diferentes, lo cual se atribuyó inicialmente a la variabilidad de la basura.

Sin embargo, análisis detallados indicaron que u_f en los sondeos "A" era siempre mayor que en los sondeos "B". Se concluyó que la diferencia de presiones era de gas, el cual se liberaba cuando se sacaba la sonda (como una jeringa) del sondeo "A" y ya en el sondeo "B", parte o toda la presión de gas estaba liberada. Con esta posibilidad, se ordenaron 6 nuevos sondeos. Pero, hechos 7A, 7B y 2C, y para concluir el sondeo 2D, toda la sonda quedó atrapada a 17m y hubo que terminar la investigación. La sonda no se pudo recuperar, a pesar de una excavación a 18m de profundidad.

3.2 Variación- Profundidad y Componentes

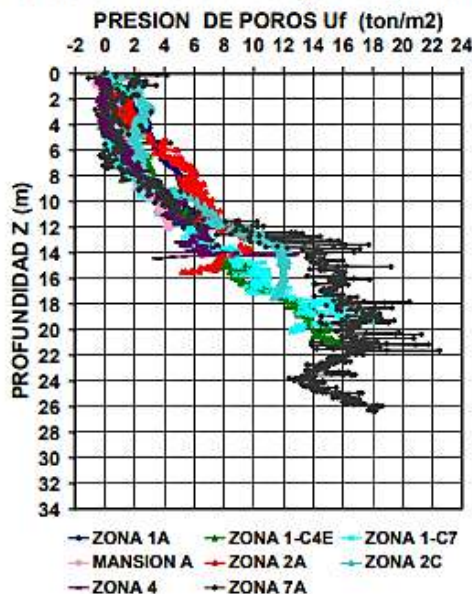


Figura 2 - Presiones de Poros con Gas

En la Figura 2 se ven los 8 sondeos primarios (con gas) y hay gran dispersión.

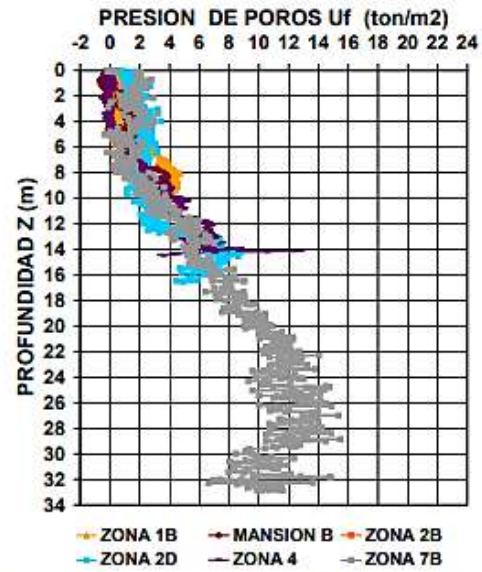


Figura 3- Presiones de Poros con Gas Saliendo

En la Figura 3 están los 5 sondeos secundarios (con gas saliendo) y la dispersión es menor

Las diferencias de U_f se presentan en la Figura 4 para Z1, Z2 y ZM y en la Figura 4 para Z7, (sin capas intermedias) y se observa:

- Salvo en Z2, la diferencia de presiones por gas tiende a disminuir hacia el fondo.
- En ZM en promedio la diferencia es nula, salvo por pequeños picos, debido probablemente a la extracción forzada de gas.

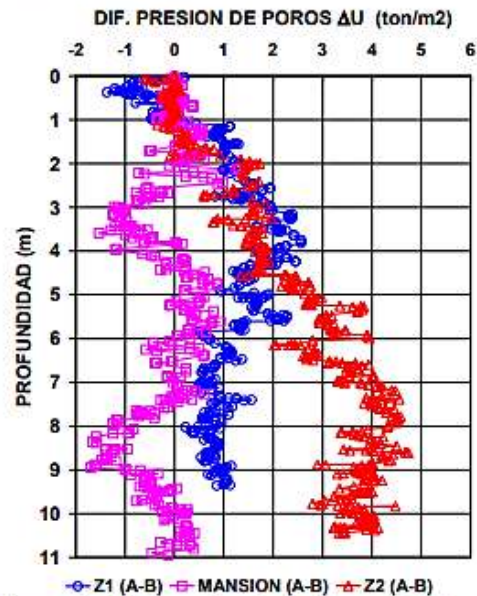


Figura 4- Diferencias de Presiones de Poros Con Gas y Con Gas Saliendo

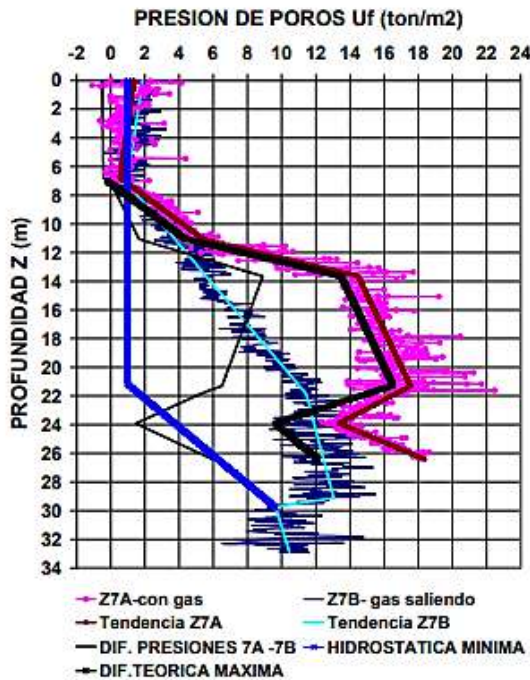


Figura 5- Diferencia de Presiones en Zona VII

c) En Z1 y ZM hay máximo de diferencia a Z=3 a 4m, pero no hay en Z2 y en Z7 es a Z=13m

d) La diferencia de presión por gas puede ser hasta el 100% de la presión total cerca a superficie para reducirse en profundidad.

e) En Z7 (Figura 5), de Z=7 a 20m. la pendiente de la presión de poros es del orden de 0.7, indicando "lixigás". Con diferencias a la distribución hidrostática de lixiviado desde Z=30m en 7B y peso unitario de 1.01 ton/m³, teóricamente se tiene la presión máxima de gas, el 90% de la presión total para Z=10 a 20m.

Las diferencias de u_f entre pares de perforaciones sucesivas, mayores arriba que abajo, pueden explicarse por:

a) Presencia de gas libre, en grandes burbujas que aparecen a Z=5m y normalmente para Z=10 a 12m hasta 20m. Este gas libre sale a la atmósfera al perforar.

b) Presencia de lixigas, desde el fondo hasta aproximadamente la gran burbuja.

c) Nivel de saturación aparente, equivalente al de lixiviado si no hubiese gas, que coincide aproximadamente con la máxima presión con gas.

Para tener estimados de estas dimensiones se hizo un cálculo con 8 perforaciones dobles (Z1A y Z1B se apartan de la tendencia general) y se hallaron relaciones empíricas, en función de la profundidad máxima del par de sondeos, H (m):

Tabla 1- Presión con Profundidad

PROF. A NIVEL:	=Z	VALOR (m)
Gas Libre	Zgl	9.13 Ln(H) - 18.82
Lixigas	Zlxg	0.560 H - 1.338
Máx. Presión de Gas	Zgmx	12.76 Ln(H) - 19.24
Saturación Aparente	Zsat	0.663 H
Fondo de Gas Libre	Zfg	12.72 Ln(H) - 22.45

Las presiones máximas en profundidad Z (m) son:

Tabla 2 - Valores de Presión de Poros U

PRESIÓN MÁX.	= Umx	VALOR (ton/m ²)
En el Fondo	Uwmx	0.331 Z
De Gas	Ugmx	0.821 Z + 0.34
	Ugmx	10.46 Ln(H) - 18.14

Todo lo anterior llevó a los Autores a postular:

En el Relleno Sanitario de Doña Juana la componente mas importante de la presión de poros proviene del biogás, durante las fases de descomposición de la basura en las cuales éste se produce y en consecuencia se constituye en el principal agente detonante potencial de inestabilidad en esas fases.

Altas presiones de gas de materiales orgánicos no son nuevas para la Ingeniería: a) En la explotación de petróleo estas altas presiones hacen posible la extracción del crudo; b) En zonas con carbón, hay que tener mucho cuidado al perforar pues la presión de gas puede expeler el varillaje.

3.3 Influencia en los Esfuerzos Efectivos

Para evaluar la influencia de u_f en los esfuerzos efectivos se usó R_u , con peso unitario de 2 ton/m³ de 0 a 0.8m (cobertura final) y 1.2 ton/m³ de 0.8 m hacia abajo, excepto en Z7, donde no hay capas intermedias, se usó 1.05 ton/m³,

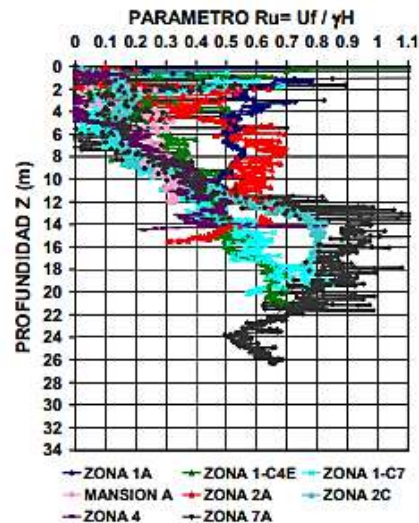


Figura 6- Parámetro Ru con Gas

En basuras para $R_u=1$ el esfuerzo efectivo es casi nulo, entonces:

a) Para presiones de poros con gas (Fig. 6) el límite inferior de R_u crece de 0 en superficie (gran variación de 0 a 5m) a un valor de 0.7 a 20m de profundidad, luego sigue constante y finalmente descende. En los máximos hay variaciones en parábolas y picos, pero coincidentes, en especial en ZM y en Z2 con centros de celdas de cada nivel. En la Z7, para $Z=12m$ a $22m$ hay valores de R_u cercanos o superiores a 1.

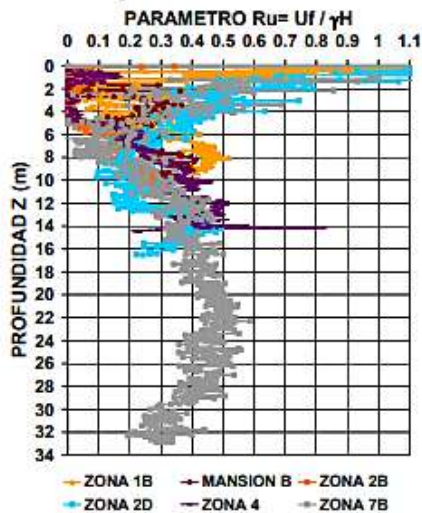


Figura 7 - Parámetro R_u con Gas Saliendo

b) Para presiones de poros con gas saliendo (Figura 7), el R_u promedio crece de 0.0 a 0.5 de $Z=0$ a $Z=22m$, con variaciones altas de 0 a 5m y luego descendiendo formando una parábola.

c) Al comparar los valores promedio de R_u de las zonas, hay un paulatino descenso de R_u con la edad, excepto para Zona I, tal vez por la recirculación por infiltración. Además se ve la influencia de la extracción forzada en Mansión (R_u con gases $\approx R_u$ con gases saliendo) (Fig.8)

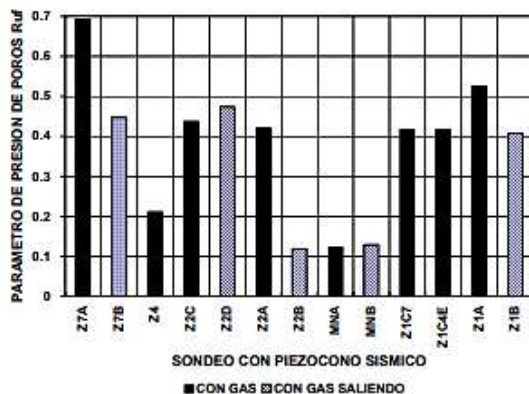


Figura 8- Variación de R_u Promedio con Edad

3.4 Presiones de Poros en la Zona II en 1997

Por la edad de la parte inferior del relleno de la Zona II en Septiembre de 1997 (1.7 a 2 años), ya se había iniciado, teóricamente, la generación de gases. Al estudiar los modelos de Geosyntec (1998), de Sadat et al. (1997) y los datos de los sondeos, se concluyó que la distribución más probable de u_f en la falla de la Zona II era similar a la de los sondeos 2C o 7A y que las relaciones empíricas deducidas en 3.2 eran aplicables

3.5 Presiones de Poros con Recirculación

La recirculación de lixiviados aumenta de 4 a 10 veces la tasa de producción de lixiviados y gases, pero el incremento de presión de poros no es necesariamente proporcional a la tasa de producción, en especial para gases.

En Junio de 1997 se inició la recirculación, no sólo en la Zona II, por inyección, sino también con infiltración por gravedad en Zona I, en Zona I-C7 y en La Mansión. Las Zonas I ya estaban algo maduras y la influencia de la recirculación en la presiones de poros fué mucho mayor en las más frescas que eran la Zona II y La Mansión, las cuales estaban en la fase inicial de metanogénesis.

Había datos de presiones de inyección en manómetros en Zona II, pero no necesariamente corresponden exactamente a la presión en el interior. Según Sadat et al. (1997), cuando hay recirculación, las presiones inducidas pueden ser de 30% a 50% superiores a las generadas si no se recirculara. Pero ésto no es fácilmente calculable y se requiere un modelo complejo, que no hubo tiempo de desarrollar

4.0 RESISTENCIA

4.1 Presiofímetro

Se hicieron ensayos en perforaciones en Z1, Z1-C4, ZM y Z4.. En general hay gran dispersión de f para los ensayos, los cuales se reinterpretaron: se adoptó la presión de poros del cono para obtener esfuerzos efectivos normales y se calcularon promedios por sondeo, por lo que sólo hay 4 datos de parámetros de presiofímetro.

4.2 Piezocono

Con los datos de q_c y f_s se calcularon:

$$\text{Relación de Fricción } R_f (\%) = f_s / q_c * 100 \quad (4)$$

Angulo de fricción equivalente (Vesic, 1977)

$$\rho = R_f / 100 = (0.11)(10)^{-1.3 \tan \phi} \quad (5)$$

$$\tan \phi_{eq} = -\frac{1}{1.3} \log(R_f / 11) \quad (6)$$

Luego de emplear correlaciones empíricas y de calibrar la resistencia de cono con los datos de presioficometro, se usó la Ecuación (6) para calcular puntualmente la resistencia al cortante

$$\tau = \sigma_v' \tan \phi_{eq} \quad (7)$$

Con correlaciones lineales entre τ y σ_v' , en forma similar a como se hace con el SPT (González, 1999), se hallaron parámetros efectivos estimados c' y ϕ' . También, como con el SPT, este procedimiento tiende a subestimar c' .

4.3 Datos Brutos de Resistencia

Los valores brutos de c' y ϕ' se presentan en Tabla 3 y en la Figura 9 (en bastardilla datos de sondeos con gas saliendo):

Tabla 3 - Parámetros Brutos de Resistencia

SONDEO	PIEZOCONO		PRESIOFICOM	
	$c'(t/m^2)$	$\phi'(^{\circ})$	$c(t/m^2)$	$\phi(^{\circ})$
Zona 1A	0.033	36.114	1.145	17.500
Zona 1B	0.000	30.727		
Zona 1-C4E	0.773	8.962	0.423	14.392
Zona 1-C7	1.101	13.094		
Mansion A	0.077	20.330	1.773	13.186
Mansion B	0.000	37.329		
Zona 2A	0.604	12.402		
Zona 2B	0.520	29.501		
Zona 2C	0.604	12.402		
Zona 2D	0.352	21.455		
Zona 4	1.054	8.183	2.339	29.973
Zona 7A	0.381	26.812		
Zona 7B	0.408	33.948		

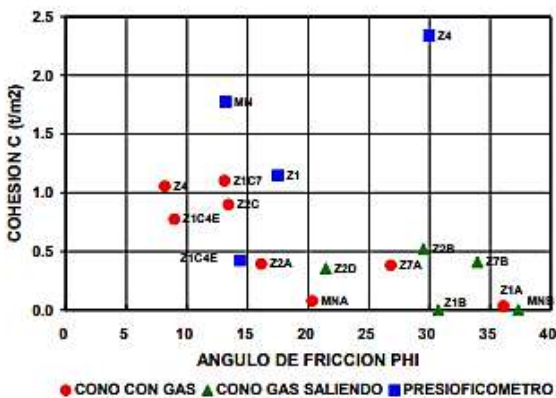


Figura 9 - Datos Brutos de Resistencia

Otros consultores también han estudiado las basuras de Doña Juana, así:

Tabla 4 - Datos de Resistencia de Basuras

CONSULTOR	$c'(t/m^2)$	$\phi'(^{\circ})$
Hidromecánicas (1993)	1.0	20
Sadat et al. (1997)	6.7	23
Geosyntec (1998)	1.9 (*)	28
Integral (1998)	2.0	20
Himtech et al. (1998)	4.0	11

(*) Puramente cohesivo hasta encontrar $\phi=28^{\circ}$

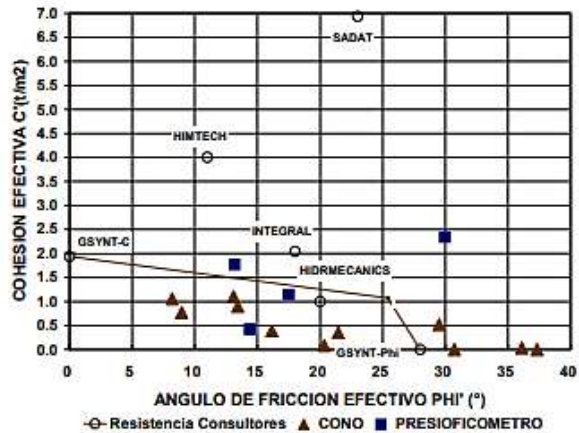


Figura 10- Datos de Resistencia en Doña Juana

En la Figura 10 se han colocado estos últimos datos y de las Figuras 9 y 10 se puede concluir:

a) Hay gran dispersión de valores de resistencia, propio de un material tan heterogéneo y variable.

b) La resistencia es baja, pues la cohesión y la fricción, salvo para la Zona VII, la más fresca, no pasan de $c'=2.5 \text{ ton/m}^2$ y $\phi=30^{\circ}$.

c) La resistencia calculada en los sondeos con gas es del orden del 57% que la de sondeos con gas saliendo, lo cual indica que el gas no solo actúa como presión de poros, sino que también reduce la resistencia, tal vez por lo liviano y poroso del material de desecho.

4.4 Evaluación de Resistencia de Estudios con Análisis de Estabilidad.

4.4.1 Resistencia de Estudios Anteriores

Luego de efectuar los análisis de estabilidad (González y Espinosa, 2003c), se revisaron los valores de resistencia y se encontró:

a) El valor de c' adoptado por Sadat et al. (1997) es demasiado alto y si fuese así, tal vez no hubiese habido falla (R_u de falla $\gg 1.0$).

b) El presioficometro sobre-estima la resistencia promedio de la basura, porque fueron realizados a poca profundidad ($Z < 8.2 \text{ m}$) en basura más fresca.

c) Los valores de corte directo, hechos por Sadat et al. (1997) superficialmente, son los más altos pues representan la resistencia de basura fresca, la cual tuvo influencia marginal en la falla.

d) Los valores adoptados por los demás diseñadores son más realistas, e implican fallas con R_{uf} entre 0.6 y 0.75.

4.4.2 Resistencia de Este Estudio

En la Figura 10 se ve que las resistencias obtenidas en este estudio son inferiores a las obtenidas por Consultores anteriores. Esto puede deberse a que las resistencias deducidas acá son promedios hasta $Z=20m$ y los otros valores fueron estimados con datos de otras latitudes o son datos superficiales (Sadat et al.,1997; Geosyntec,1998; Himtech et al.,1998).

En los análisis de estabilidad se encontró que los valores más bajos de R_u en la falla (R_{uf} de 0.0 a 0.4) correspondían a sondeos con gas, lo que parece irreal, dado que el R_{uf} hallado para la Zona II es del orden de 0.6. Como se aplicó la ecuación de Vesic para todos los sondeos (con gas y con gas saliendo), muy posiblemente esto no haya sido totalmente correcto y se hizo necesario ajustar los datos de sondeos con gas. Para ello se correlacionaron diferencias con el presiofícometro y se encontraron fórmulas de ajuste:

$$c'_{aj} (t/m^2) = c' + 0.1709 - 0.5184 \ln(\tan \phi') \quad (8)$$

$$(\tan \phi')_{aj} = 0.9048 (\tan \phi') \quad (9)$$

Los valores ajustados se presentan en la Tabla 5 y en la Figura 11. Ahora los valores de R_u de falla oscilaron entre 0.20 y 0.75, lo cual es más lógico.

Tabla 5- Resistencia Ajustada -Sondeos con Gas

SOND	c' (t/m ²)	ϕ' (°)	SOND	c' (t/m ²)	ϕ' (°)
Z1A	0.367	33.430	Z2A	1.206	14.673
Z1-C4E	1.901	8.121	Z2C	1.810	12.192
Z1-C7	2.028	11.885	Z4	2.230	7.413
ZM-A	0.763	18.533	Z7A	0.906	24.574



Figura 11- Datos Ajustados de Resistencia

4.5 Evolución de Resistencia con el Tiempo

De los datos se observa que a medida que la basura es más antigua, c' tiende a aumentar y ϕ' a reducirse. Con nuevo análisis de los datos (González, 2001), y con estimación de las edades de los rellenos, se tiene (Tabla 6- Figura 12):

Tabla 6- Variación con el Tiempo

ZONA	ϕ' (°)	c' (t/m ²)	Edad (años)
ZONA 1	19.964	0.977	7.875
MANSION	23.943	0.845	4.917
ZONA 2	29.501	0.520	2.958
ZONA 4	32.083	0.455	1.958
ZONA 7	33.948	0.408	0.667

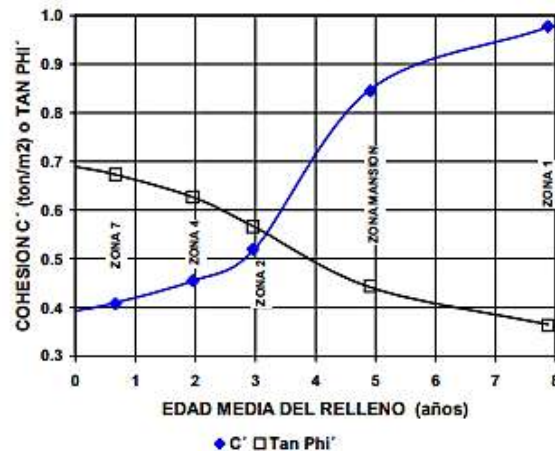


Figura 12- Evolución de Resistencia del Relleno de Doña Juana

Con esta evolución se observa una reducción neta de la resistencia, en especial para esfuerzos efectivos normales superiores a 10 ton/m², correspondientes a las partes bajas del relleno. (Figura 13)

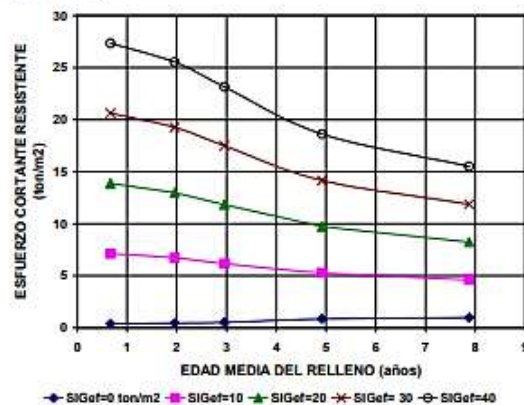


Figura 13- Evolución de Resistencia con el Tiempo para Diferentes Esfuerzos Efectivos

Igual cosa sucede con la rigidez (Espinosa y González, 2003a) y todo se debe a la pérdida de

material sólido con el tiempo, efecto que no se compensa con la consolidación, por las altas presiones de poros que se generan continuamente.

5 CONCLUSIONES

A) Las presiones de poros en el Relleno Sanitario de Doña Juana son altamente variables tanto en el espacio como en el tiempo y tienen magnitudes relativamente elevadas.

B) Para obtener valores confiables de presiones de poros con profundidad se hizo necesario tener registros continuos de piezocono eléctrico.

C) En el Relleno Sanitario de Doña Juana la componente mas importante de la presión de poros proviene del biogás, durante las fases de descomposición de la basura en las cuales éste se produce y en consecuencia se constituye en el principal agente detonante potencial de inestabilidad en esas fases.

D) En consecuencia la distribución de la presión de poros con profundidad es compleja debido a sus tres componentes: lixiviado, "lixigas" y gas, pero es posible obtener algunas relaciones empíricas para su análisis.

E) Para la situación de la Zona II antes de la falla, las presiones de poros medidas en Zona II remanente y en Zona VII, así como las relaciones empíricas, se pueden adoptar para análisis.

F) La recirculación incrementa las presiones de poros, no sólo por el aumento de fluidos en la masa, sino principalmente porque exacerba el proceso de descomposición de la materia orgánica.

G) La resistencia del Relleno Sanitario Doña Juana también es altamente variable.

H) Por la dificultad de muestreo inalterado en las basuras, en especial en profundidad, la resistencia es necesario evaluarla con métodos indirectos, de los cuales para este estudio se escogió el piezocono eléctrico.

I) Sin embargo, las altas presiones de poros en el Relleno de Doña Juana afectan todas las lecturas en sondeos de piezocono con gas, por lo cual fué necesario ajustar los valores de resistencia para estos sondeos.

J) Los valores de parámetros de resistencia obtenidos son inferiores a los empleados por la mayoría de otros consultores en Doña Juana.

K) La resistencia del relleno sanitario decrece con el tiempo, se incrementa c' y se reduce Φ'

AGRADECIMIENTOS

Todos los trabajos fueron hechos para y costeados por el Tribunal de Arbitramento convocado para dirimir las controversias entre el Operador y la Ciudad de Bogotá con relación al

accidente ocurrido en Doña Juana el Septiembre 27 de 1997

REFERENCIAS

- Bishop, A.W. (1955). "The Principle of Effective Stress"- Oslo Conference - Norwegian Geotechnical Society- September 1955- Tek. Ukeblad No. 39 (1959)
- Espinosa, A. y González, A.J. (2003a). "Las Basuras Acumuladas como Material Geotécnico - El Casp del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia" en este mismo Congreso
- Geosyntec Consultants (1998). "Investigación de las Causas del Deslizamiento de la Zona II el 27 de Septiembre de 1997- Relleno Sanitario Doña Juana- Santafé de Bogotá" para Prosantana Ltda. ESP- 3 Vol. Julio 1998.
- González, A.J. (1999). "Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT" - X Jornadas Geotécnicas - SCI-SCG - Bogotá, Colombia
- González, A. J. (2001).- "Comunicación personal"
- González, A.J. y Espinosa, A. (2000).- "Peritazgo Técnico - Controversias Surgidas en Torno del Relleno Sanitario de Doña Juana" Tribunal de Arbitramento - 3 Vol.- Bogotá, Julio 2000
- González, A. J. y Espinosa, A. (2003c). "La Falla Catastrófica del Relleno Sanitario Doña Juana en 1997- Bogotá, Colombia"- en este mismo Congreso
- Hendron, D. M. et. al. (1999). "Investigation of the Cause of the 27 September 1997 Slope Failure at the Doña Juana Landfill" - Foro- Rellenos Sanitarios. Cerdeña, Italia. 1999.
- Hidromecánicas Ltda (1993). "Diseño del Relleno Sanitario de Doña Juana y Disposición de Residuos Sólidos Peligrosos para Santafé de Bogotá". - Contrato 01/93- para EDIS - 1993.
- Himtech, Murillo Lobo-Guerrero, Inecon-Te (1999). "Estudio para el Desarrollo de la Zona VII, Nueva Zona de Disposición de Basuras Actualmente en Operación"- Estudio para la UESP.-1999.
- Integral S.A. (1998). "Relleno Sanitario Doña Juana - Zona IV- Etapa 2"- Revisión de Diseño para UESP- Abril 1998.
- Landva, A. and Knowles G. D- Editors (1990).- "Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice". ASTM STP 1070, Philadelphia, 1990.
- Sadat Intl. Inc., Universidad de los Andes, Arthur D'Little (1997). "Informe del Diagnóstico Geotécnico y Ambiental de las Causas del Deslizamiento en el Relleno Sanitario de Doña Juana" - para DAMA- 2 Vol. - Bogotá, Dic. 1997
- Singh, S. and Murphy, B. (1990). "Evaluation of Stability of Sanitary Landfills". Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice, ASTM STP 1071, Landva y Knowles (Eds)- Philadelphia. 1990
- Vesic, A. (1977). "Design of Pile Foundations" NCHRP Synthesis 42 - 68pp- National Cooperative Highway Research Program- Transportation Research Board - Washington D.C.- 1977

La Falla Catastrófica del Relleno Sanitario Doña Juana en 1997- Bogotá -Colombia

Alvaro J. González-García

Universidad Nacional; Gerente AGC Ltda – Bogotá, Colombia.

Augusto Espinosa-Silva

Universidad de Los Andes; Gerente AREAS Ltda – Bogotá, Colombia.

RESUMEN

En la tarde del sábado 27 de septiembre de 1.997 ocurrió un deslizamiento catastrófico en el Relleno Sanitario Doña Juana en Bogotá, Colombia, que movió hacia abajo, a 1 km, cerca de 800,000 m³ de basuras de la denominada Zona II, parte de 12x10⁶ m³ de basuras dispuestas en todo el Relleno. Aun cuando la falla era evidente desde el día anterior, el movimiento súbito y violento, poco común en basuras, tomó por sorpresa a las autoridades y al operador del relleno. Se analizan antecedentes, mecanismo de falla y causas del deslizamiento. Se concluye que el deslizamiento fué causado por aumento de presiones de gas debidas a recirculación de lixiviado, junto con drenajes deficientes, que permitieron incremento de presión de poros en el fondo facilitando la falla inicial en bloque. Afortunadamente no hubo víctimas y el costo de la falla y sus consecuencias fue aproximadamente de \$27 millones de dólares.

ABSTRACT

In the afternoon of Saturday September 27th 1997, a catastrophic landslide occurred at Doña Juana Sanitary Landfill in Bogota, Colombia, that moved 1 kilometer downhill about 800,000 m³ of the so-called Zone II, part of the about 12x10⁶ m³ of disposed garbage in the whole landfill.. Although the distress was evident from the day before, the sudden and violent movement, uncommon in municipal wastes, took by surprise the city authorities and the landfill operator. Landslide antecedents, failure mechanism and causes are analyzed. It is concluded that the landslide was caused by increase in gas pressure due to leachate recirculation, together with defficient drainages that allowed bottom pressure increase which in turn eased initial block failure. Fortunately there were no casualties and the total cost of failure and consequences was approximately US \$27 million.

1 ANTECEDENTES

El Relleno Doña Juana atiende a la ciudad de Bogotá, capital de Colombia y en la actualidad recibe cerca de 5500 m³ diarios de desechos.. El Relleno comenzó a operar a finales de 1988 y se estima que ha recibido hasta ahora (Junio de 2003) cerca de 18x10⁶ m³ de basuras.

1.1 Breve Descripción del Sitio

El Relleno Sanitario de Doña Juana está en el municipio de Usme, a 12km en línea recta hacia el SW del centro de la ciudad. Situado entre 2600msnm y 3000 msnm en un área ondulada arriba del río Tunjuelo, el terreno tiene 1800m de longitud S-N y 700m de ancho E-W, con 334 Ha, de las cuales son útiles 120 Ha para el relleno y el resto es montañoso. En el costado oriental están los

cerros El Moral y el Campanario, La Repetidora y San Rafael que forman un contrafuerte rocoso.

El terreno tiene quebradas que van W-E hacia el río Tunjuelo, siendo importantes La Yerbabuena y El Botello. La precipitación anual es de 500 a 800mm y promedio 680mm, la evapotranspiración anual es de 1000mm., en clima semi-árido. Hay dos períodos húmedos: marzo a mayo y octubre a noviembre. Hay estación metereológica. desde 1988

La geología de la zona se enmarca en la subcuenca del río Tunjuelo, que viene de Usme y entra a la Sabana de Bogotá por el SE Las formaciones que afloran en el sitio son, de la más antigua a la más moderna: (a) *Formación Bogotá (Teb)* en laderas suaves que bordean la Sabana y el valle del río Tunjuelo. Arcillolitas rojas a moradas y grises, con capas de areniscas. Sirve al relleno sanitario como conveniente base impermeable. (b) *Arenisca*

de la Regadera (Ter): discordante sobre la formación Bogotá (Teb) en el sinclinal de Tunjuelo. Areniscas cuarzo-feldespáticas medias a gruesas, con capas de arcillolitas rojizas. Forma el contrafuerte al E del Relleno. El río Tunjuelo corre por una estructura sinclinal estrecha, de 6 a 8 km de ancho entre el cerro de La Guacamaya al NE y el cerro de El Moral al SW. Se encuentra al sur, la falla de rumbo de Yerbabuena (N20°E) y otra falla, también de rumbo, al sur del cerro de El Moral

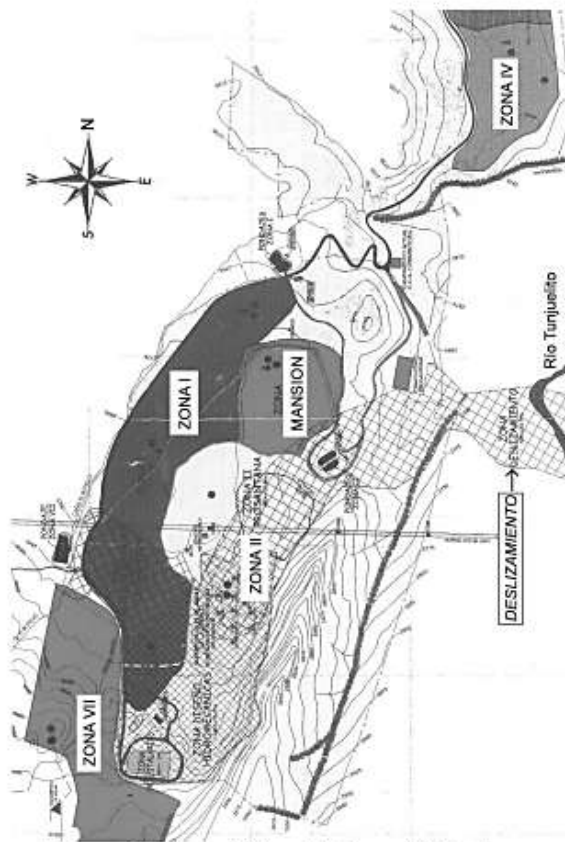


Figura 1-Disposición- Relleno Doña Juana

1.2 Zonificación, Diseño y Operación

El Relleno Doña Juana tiene 8 zonas, de las cuales sólo 5 han sido activas y la última está en desarrollo. El Relleno se inició en 1988 en la Zona I, se extendió hacia el sur hasta Z1C7 en Febrero de 1995. Siguió Zona Mansión, Zona II, Zona IV y Zona VII y ahora la Zona VIII (Figura 1)

Los primeros estudios para tratamiento de lixiviados de 1992 (Hidromecánicas,1992) recomendaron la recirculación y los diseños de la Zona II de 1993, incluyeron recirculación. Este sistema de tratamiento fue aprobado en octubre de 1993 por la autoridad ambiental, reposición de cuya resolución solicitó por la Ciudad para que el sistema de recirculación de lixiviados fuese instalado únicamente como experimental.

A mediados de 1994 se abrió Licitación para la Operación, mediante concesión, de Zona II, dónde ocurrió el accidente, y en la cual se especificaba la recirculación de lixiviados como única medida de tratamiento. El relleno pretendía llegar a 130m de altura de talud en un área de 25Ha. y los trabajos se iniciaron con interventoría directa de la Ciudad.

Luego de haberse cancelado el Contrato, el Concesionario de Zona II presentó varios recursos y demandas contra la Ciudad. Estos procesos se unificaron en Julio de 1999, cuando las partes acordaron, que todas sus diferencias fueran resueltas por un Tribunal de Arbitramento, el cual se instaló en octubre de 1999 y llamó como Peritos Técnicos a los Autores en diciembre de 1999. El Peritazgo se entregó en mayo del 2000 y aclaraciones en julio del 2000. El Laudo Arbitral se pronunció el 18 de diciembre del 2000.

2 LA ZONA II DE DOÑA JUANA

La Zona II tenía una extensión original de 25.2Ha y la reconfiguración finalmente construida 22.8Ha. El llenado llevaba casi dos años el día del deslizamiento. La altura máxima de talud (Hmáx) que se alcanzó fue de 65m, con espesor máximo (Dmáx) de 45m. El diseño original del relleno tenía Hmáx de 130m y Dmáx de 65m, con taludes 3H:1V y bermas de 10m de ancho cada 12m de altura para talud promedio 3.9H:1V, sobre terreno natural excavado en escalones, con terraza de base de 170m de longitud y pendiente 6.6 % hacia afuera. En la reconfiguración se tenía Hmáx=75m y Dmáx=55m, con taludes 3H:1V y bermas de 20m de ancho cada 12m de altura, para talud promedio de 4.7H:1V, con terraza base de 235m de longitud y pendiente de 3.4% hacia afuera del talud. Ambos diseños preveían capas de 2.5m de basura, capas de cobertura diaria de material arcilloso de 0.35m de espesor y capa de cobertura final de 1.1m de espesor. El fondo estaba constituido, de abajo hacia arriba por: 0.4m de suelo compacto, geomembrana flexible de polietileno, 0.3m de arena de filtro, geotextil y 0.2m de protección en suelo, además de una red de filtros de grava envueltos en geotextil, bajo la arena, para recolectar el lixiviado. También había filtros pasantes en las capas intermedias, filtros laterales (con mayores secciones y longitudes en la reconfiguración) y chimeneas para gases espaciadas de 45m a 50m. En la reconfiguración se incorporó un dique compacto de pie de 6m de altura, 10m de corona y taludes 3H:1V. (Figura 2)

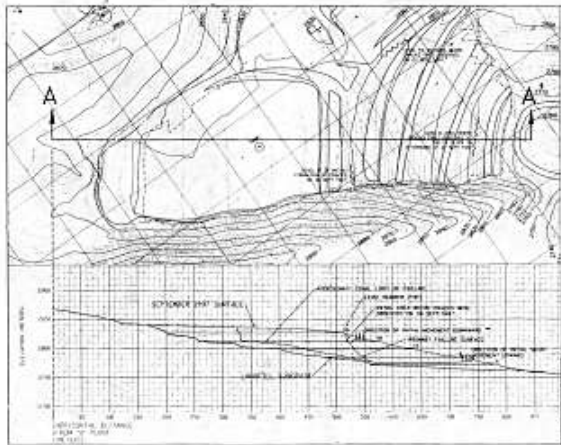


Figura 2 - Zona II- Geosyntec (1998)

El llenado de basura se hacía normalmente y en Junio de 1997 se iniciaron labores de reinyección de lixiviados, el cual consistía en una tubería de impulsión sobre terreno natural en el costado sur, con ramales en cada nivel a tuberías ciegas subhorizontales, provistas con manómetros y luego, a 30m de la superficie, conectadas a tuberías perforadas también subhorizontales ubicadas dentro del relleno, embebidas en grava. En total se recircularon 45,915m³ de lixiviados, de los cuales, al final y debido a que no fue posible la inyección con bombeo, debido las altas presiones internas, se infiltraron 4,375m³ en las chimeneas de la parte alta de atrás del relleno, lugar que permaneció indemne en el deslizamiento



Foto 1 - Panorámica del Deslizamiento

3. EL DESLIZAMIENTO

Numerosas dificultades se presentaron en el relleno al tratar de inyectar a toda costa los lixiviados producidos por el relleno del tal manera de seguir los requisitos de la autoridad ambiental de no verter éstos al río Tunjuelo. En ese proceso se inyectó nivel por nivel de los previstos para

reinyección, hasta que se fueron presentando señales de saturación o las presiones que había que alcanzar en las bombas eran excesivas.

En el informe de interventoría de Agosto-Septiembre 97 se informó de una grieta en el nivel 15. El 26 de septiembre de 1997, alrededor de mediodía, se presentó una grieta de 5m de longitud y 25cm de ancho, entre niveles 18 y 19. Cuando se trató de reinyectar, el lixiviado brotó por las grietas indicando comunicación expedita dentro del relleno, por un lado, y saturación de los niveles inyectados inferiores por otro.

El día 27 las grietas continúan en aumento hasta que se desencadena el movimiento. Al notar el aumento de las grietas, los brotes de lixiviado y rotura de ductos del sistema de recirculación, el 27 de septiembre hacia la 1:30pm los ingenieros residentes del Concesionario y de Interventoría suspendieron tanto la recirculación como la operación de desargue de basura, y ordenaron la evacuación de personas y equipos del talud, evitando así desgracias humanas.

En solo 40 minutos, desde las 4:00pm hasta las 4:40pm del 27 de septiembre se movieron cerca de 800,000 m³ de basuras, primero del talud NE de la Zona II y una vez movido éste y desconfinado la parte alta, el deslizamiento avanzó retrogresivamente de 150 a 200m, hasta su estabilización final (Foto 1, Figura 3)

La masa deslizada se comportó como un fluido que se precipitó colina abajo, con tanta energía que pudo pasar por sobre las estribaciones de la formación Regadera al norte del Cerro El Campanario, compañero del Cerro El Moral que le sirve de contrafuerte al relleno, con un desplazamiento aproximado de 1 km (Figura 3).



Fig.3-Planta del Deslizamiento - Sadat(1997)

El deslizamiento alcanzó a represar el río Tunjuelo, y en forma rápida se construyó un dique de contención y un canal de desviación del río en su ladera derecha, para evitar posibles avalanchas

4 ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO

4.1 Acciones Posteriores al Deslizamiento

Luego del deslizamiento, el Concesionario instaló numerosos piezómetros e inclinómetros en la Zona I y en la Zona Mansión. Geosyntec (1998), apoyado por consultores colombianos, hizo análisis preliminares de la falla y concluyeron además, que existía inestabilidad potencial tanto en la Zona Mansión como en Zona I, donde también se había iniciado recirculación. Por lo tanto se ejecutaron de emergencia pozos de bombeo de lixiviado. Sadat et al. (1997) instalaron piezómetros adicionales en Zona II e hicieron ensayos de corte directo de la basura in-situ y con presiofíómetro. Ambos Consultores hicieron ensayos en los materiales de cobertura, filtros y geomembrana.

4.2 Análisis Previos al Peritazgo

Tanto Sadat et al (1997) como Geosyntec (1998) hicieron análisis detallados del deslizamiento. Estos últimos lograron llegar pocos días después e instalaron tres piezómetros y tres inclinómetros en la masa fallada, lo que permitió establecer, mediante la lectura de movimientos remanentes, que la superficie de falla era aproximadamente paralela al terreno natural, pero 5m por encima de éste, por lo que la falla había sido por la basura, sin implicar la geomembrana de fondo. Luego de sus extensos estudios, ambos Consultores coinciden en atribuir a la recirculación: (a) aumento de presión de poros (b) la consiguiente disminución de la estabilidad, hasta llegar a la falla.

4.3 Análisis Retrospectivo de Deslizamientos

El análisis de un deslizamiento implica análisis retrospectivos para lo cual se requiere (González, 1989): (a) secuencia de eventos antes, en y luego del deslizamiento; (b) geometría de la masa del deslizamiento antes del evento, (c) geometría de la zona del deslizamiento posterior al fenómeno, (d) posición, descripción y propiedades de los materiales; (e) presión de poros operativa en el momento del evento; (f) posición y valor de sobrecargas en el momento del evento; (g) valor de las aceleraciones por sismo en el momento del evento y sobretodo (h) mecanismo de falla.

Con los datos anteriores, se realiza el análisis retrospectivo. con: (1) Análisis convencional y/o

(2) Envoltente de esfuerzos.

Cuando en un talud fallado no es posible obtener la superficie de falla, o la falla es incipiente y se conoce el mecanismo probable de falla, o la envoltente de resistencia no se conoce, es conveniente conocer los intervalos de esfuerzos cortantes y efectivos normales en diferentes superficies potenciales de falla para una condición de presiones de poros y un mecanismo dado, los que se obtienen con la Envoltente de Esfuerzos. Este concepto fué introducido por Casagrande (1948) y posteriormente desarrollado por otros. Con la envoltente de esfuerzos, la envoltente de resistencia más probable del material debe ser tangente a la envoltente de esfuerzos y el punto de tangencia debe corresponder a los niveles de esfuerzos de la superficie de falla más probable. La ventaja de la envoltente de esfuerzos es que depende solamente de la geometría, el peso unitario y presión de poros en el talud, siendo independiente de los parámetros de resistencia

4.4 Aplicación a la Zona II de Doña Juana

Los análisis retrospectivos tienen limitaciones, pero en Doña Juana, la incertidumbre puede ser mayor, por (1) gran variabilidad del material en densidad y resistencia; (2) presión de poros de líquidos y gases, muy variables en el espacio y el tiempo; (3) deslizamiento complejo con violento evento inicial y luego propagación hacia arriba.

De los datos requeridos se eliminaron la sobrecarga y el sismo, pues no hubo evidencia de sobrecargas importantes ni registro en la Red Sismológica Nacional de sismos cercanos. Tan sólo se analizó el evento inicial de falla, pues las causas buscadas para el Peritazgo tenían relación con este deslizamiento. Los movimientos retrogresivos posteriores, sirvieron para aclarar el mecanismo de falla inicial.

(a) Secuencia de Eventos: se contó con el excelente y minucioso relato, y excelentes fotografías, del Ingeniero Residente de Interventoría. Además se tuvieron numerosas fotografías y videos posteriores al evento. La secuencia del deslizamiento se describe en detalle en 3 y 4.7. (b) Geometría Antes del Evento: existían planos topográficos del Concesionario y la ubicación de grietas del informe de Interventoría. Para el análisis se empleó la sección deducida por Geosyntec (1978), la cual se encontró ajustada a la realidad (Fig 2). (c) Geometría Después del Evento: se tenían levantamientos y restitución del DAMA, incluidos en el informe de Sadat (Fig 3). Adicionalmente estaban los datos de inclinómetros de Geosyntec (1998). (d) Posición, Descripción y Propiedades

de los Materiales Involucrados: para dilucidar este punto y el de la presión de poros se dedican dos artículos (Espinosa y González, 2003a; González y Espinosa, 2003b). Sin embargo, no fué posible obtener todos los datos sobre algunos aspectos importantes como: (d1) *Densidad del relleno en profundidad:* no fué posible obtener en campo esta variación y para los análisis se empleó una densidad húmeda promedio de 1.2 ton/m³ para el conjunto (basura+cobertura) (d2) *Resistencia de la basura operativa en el momento de la falla:* en otro artículo (González y Espinosa, 2003b) se hace la descripción de la exploración adelantada, las variaciones posibles y su relación con la presión de poros. Dado que uno de los objetivos del análisis retrospectivo es precisamente encontrar la resistencia, se discute en los análisis. (d3) *Posición y resistencia de las capas intermedias de cobertura:* es muy posible que, por los procesos en el relleno, estas capas pierdan su continuidad mecánica, en proporción no determinada, con edad y profundidad. En ninguno de los análisis anteriores de estabilidad en Doña Juana se consideran las capas intermedias diferentes al resto del relleno. En estos análisis tampoco se consideran estas capas, excepto por su mayor peso unitario, ya involucrado en la densidad promedio. (d4) *Resistencia de la capa de cobertura exterior:* tampoco se considera por ninguno de los estudios y tampoco se tuvo en cuenta. (d5) *Dique de Pie:* En los análisis forenses, sólo Geosyntec (1998) consideró esta estructura, la cual no fué afectada por el deslizamiento y que tuvo un efecto benéfico en el proceso de falla (ver 4.7) (e) Presión de Poros Operativa en la Superficie de Falla en el Momento del Evento: este es el parámetro más difícil de evaluar, pues el relleno no estaba instrumentado y debido a particularidades de las presiones de poros en rellenos sanitarios, discutidas en otra parte (González y Espinosa, 2003b). Es necesario aproximarse con extrapolación de datos de sitios similares (La Mansión- Geosyntec,1998), con modelos complejos (diferencias finitas de Sadat et al, 1997) o bien simplificados con Ru o con superficies piezométricas. En éste estudio, se identificó un distribución de presión de poros que podría ser similar a la que tenía la Zona II antes de recirculación (González y Espinosa, 2003b). Sin o con recirculación, resolver el problema es muy complicado y hay que hacer simplificaciones. Por ésto este parámetro se discute más adelante en el análisis retrospectivo. (f) Mecanismo de Falla: este importante aspecto ya había sido dilucidado, para el movimiento inicial, en los informes de Sadat y en especial Geosyntec, al identificar, con

inclinómetros, una superficie de falla casi plana en el fondo del relleno, con lo cual se dedujo un mecanismo de falla en bloque, el cual también resulta más crítico a largo plazo según Sadat. Sin embargo en los análisis se consideró también la falla circular, por las conclusiones del Residente de Interventoría. Sin embargo, las grietas superiores en los niveles 15, 18 y 19 y la falla pasiva que afloró en el nivel 6, por encima del dique, son posibles con ambos tipos de mecanismos, circular y en bloque y los dos son también cinemáticamente posibles.

4.5 Envoltentes de Esfuerzos

Inicialmente se calcularon envoltentes de esfuerzos, para obtener esfuerzos actuantes y para contrastar tanto valores de resistencia de estudios anteriores, como los de este estudio. Para estos análisis se requieren datos de gran número de superficies de falla. Como los programas comerciales (STABL, XSTABLE, SLIDE, etc), no suministran estos datos, se empleó el programa TALUD, adaptación del programa STABL1 de 1975 por el autor A.J. González

Según González y Sierra (1995), la ecuación de la envolvente de esfuerzos puede ser:

$$\tau_{\text{máx}} - \tau = A (\sigma_{\text{máx}} - \sigma)^B \quad (1)$$

en la cual: $\tau_{\text{máx}} = \tau$ máximo actuante para el talud

$\sigma'_{\text{máx}} =$ valor de σ' actuante para $\tau_{\text{máx}}$

A, B = parámetros de ajuste con $B < 1$.

Sabiendo que para un esfuerzo σ' dado, en la tangente a la envolvente de esfuerzos:

$$d\tau/d\sigma' = \tan \phi' \quad (2) \quad \tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (3)$$

es posible tener de valores de c' y ϕ' y hacer la relación inversa respectiva, la cual se compara con c' y ϕ' de ensayos para estimar la resistencia en la falla. Antes de tener valores de la exploración se hicieron análisis de sensibilidad en la sección de Geosyntec, con relleno homogéneo (Figura 4):

Tabla 1- Análisis Inicial de Sensibilidad

Modo De Falla	Peso Unit. (t/m ³)	Presión de Poros Ru	C' Máx (t/m ²)	ϕ' Máx (°)
Circular	1.00	0.00	4.6	12.604°
Circular	1.00	0.50	4.6	25.139°
Circular	1.00	0.75	4.6	46.377°
Circular	1.26	0.75	5.8	46.879°
Bloque	1.26	0.75	6.0	38.133°
Circular	1.26	0.90	5.8	75.878°

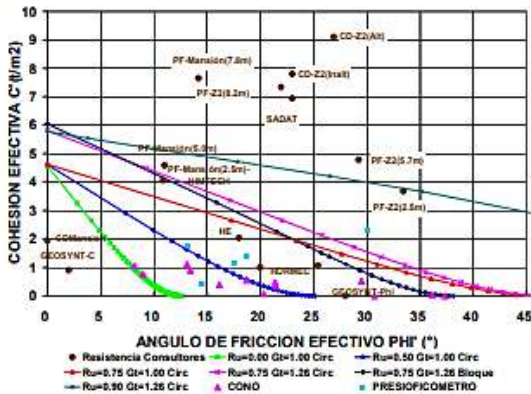


Figura 4 - Envolventes Iniciales de Esfuerzo

Se concluye que: (a) $C'_{m\acute{a}x}$ requerida sólo depende del peso unitario y no de la presión de poros, como era de esperar. (b) $\phi'_{m\acute{a}x}$ requerido es directamente proporcional a R_u . (c) Al incrementar el peso unitario aumentan $C'_{m\acute{a}x}$ y $\phi'_{m\acute{a}x}$ pero en mayor proporción $C'_{m\acute{a}x}$ (d) La falla en bloque tiene mayor $C'_{m\acute{a}x}$ requerido pero menor $\phi'_{m\acute{a}x}$ requerido que la falla circular.

Al comparar las envolventes con datos de resistencia de estudios anteriores (Figura 4): (a) El valor de resistencia de Sadat et al (1997) es muy alto y si fuese así, tal vez no hubiese habido falla ($R_{ufalla} > 1.0$). (b) El presioflicómetro sobreestima la resistencia promedio de la basura, tal vez por ensayos a poca profundidad (menor de 8.2 m) en basura más fresca. (c) Los valores de corte directo in-situ, hechos superficialmente, son los más altos, pues son en basura fresca, la cual tuvo poca influencia en la falla. (d) Los valores adoptados por los demás diseñadores son más realistas, con R_u de falla entre 0.6 y 0.75.

Al comparar los valores del presente estudio con las envolventes se aprecia: (a) Los valores obtenidos, de piezocono y presioflicómetro, son inferiores a los de los Consultores anteriores (b) Los valores de R_u de falla, van desde $R_{uf}=0.0$ hasta $R_{uf}=0.7$, siendo el primer valor algo alejado de la realidad (tal vez hubiesen ya fallado numerosos taludes). (c) Los valores más bajos corresponden a los sondeos con gas.

Debido a estos aspectos, la resistencia de los sondeos con gas fue ajustada (González y Espinosa, 2003b).

4.6 Análisis Detallado Convencional

Para los análisis se empleó la geometría de la sección de Geosyntec, que corresponde al centro de la masa deslizada (Figura 5). En esta figura se ha colocado la distribución de niveles de presión deducida en González y Espinosa (2003b), para

tres zonas, de arriba a abajo: (1) Área superior de basura húmeda hasta donde aparece gas libre; (2) Área intermedia, donde hay gas y lixigas predominantemente y (3) Área inferior, a partir del nivel de saturación aparente, con lixiviado, lixigas y algo de gas. En esta área inferior, la parte más baja, cerca al dique, se asumió con mayor presión, pues allí convergen todos los lixivios. Se adoptaron parámetros de densidad y presión de poros, así (Tabla 2):

Tabla 2 – Pesos Unitarios y Presión de Poros

AREA	P. UNIT. (ton/m ³)	RU (drenaje)	RU (sin drenaje)
Superior	1.20	0.150	0.150
Media	1.20	0.650	0.650
Inferior	1.37	0.275	0.650
Inferior cerca a dique	1.37	0.650	0.650
Inferior, entre dique y base	1.37	0.4625	0.650

Con estos datos se calcularon envolventes de resistencia de la sección de análisis con drenaje para falla en bloque y falla circular. Como el material realmente no era homogéneo, por las diferentes presiones de poros, fue más difícil de lo normal llegar a unas envolventes razonables.

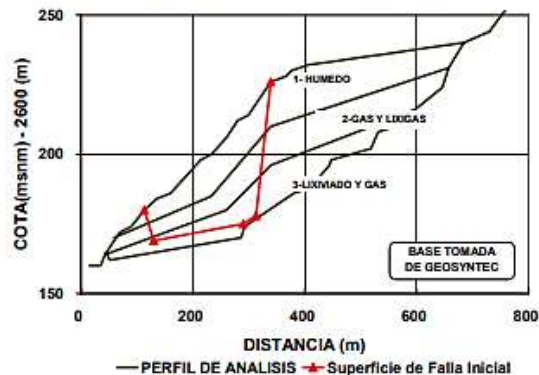


Figura 5- Perfil de Análisis (deformado)

En situación normal el talud no estaba fallando, y necesariamente la resistencia debería estar por encima de las envolventes normales. Además, como la zona más antigua de la Zona II tenía una edad cercana a los 2 años cuando ocurrió el accidente, se adoptó como resistencia la del sondeo 2B, de la misma área y con 2.5 años de edad, con parámetros: $c' = 0.5196 \text{ ton/m}^2$; $\phi' = 29.501^\circ$

Con la resistencia adoptada se analizó la sección para casos sin y con recirculación y con y sin drenaje de fondo (deficiente) (Tabla 2).

Tabla 2- Factores de Seguridad Críticos

%aumento en U_f por Recirculac	Circular	Bloque Drenaje	Bloque Sin Drenaje
$F.Seg \Rightarrow$	F_{scD}	F_{sbD}	F_{sbND}
Sin Recirc	1.246	2.119	1.188
5%	1.155	2.035	1.075
10%	1.065	1.951	0.962
15%	0.974	1.867	0.850

(a) Estabilidad Sin Recirculación y Drenaje: en este caso es más crítica la falla circular que en bloque, por las presiones de gas en la zona intermedia. Resultados similares obtuvo Sadat.

(b) Estabilidad con Recirculación y Drenaje: en este caso no es posible saber las presiones generadas por la acelerada biodegradación debida a recirculación, pues el efecto de las presiones de inyección se disipa muy pronto dentro del relleno. Se hizo análisis de sensibilidad con incrementos de presiones de poros. Para un incremento de 10% a 15% la falla circular es más crítica que en bloque. Pero la evidencia indicaba que la falla fué en bloque, luego había que considerar otro factor.

(c) Estabilidad con Recirculación y sin Drenaje: Se consideró el caso con drenaje deficiente y entonces toda la presión de gas se transmite al lixiviado del fondo y el material del fondo se ablanda ($c'=0$, $\phi'=26.5^\circ$) Se analizó la falla en bloque y, con drenaje deficiente, la estabilidad es casi igualmente crítica para los dos mecanismos, pero algo más crítica con bloque. (Figura 6)

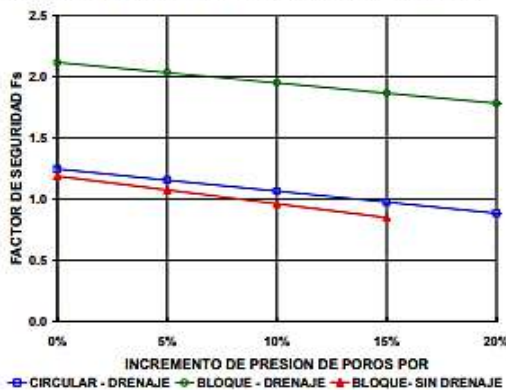


Figura 6- F_s con Incremento de U_f

De estos análisis se puede concluir: (a) Con drenaje adecuado el mecanismo de falla circular es más crítico que la falla en bloque y ocurre en la parte superior del talud; (b) Sin drenaje adecuado en la base, el mecanismo de falla en bloque en la base del relleno es ligeramente más crítico que el circular. Con el resto de evidencia se puede

adicionar: (c) El proceso de generación del deslizamiento se retardó por el efecto de arco tridimensional en planta y el dique de pie que acuñaron la masa e impidieron un desplazamiento súbito. Sin embargo, este acuñamiento generó presiones adicionales de poros que pudieron contribuir a que la falla fuese más violenta; (d) El hecho de que la masa fallada se comportase como un fluido indica la altísima presión de poros en su interior y la evidencia de varios testigos que escucharon explosiones confirman que el principal actor de este evento fué el gas.

4.7 Proceso de la Falla y del Desplazamiento

Se ha descrito el equilibrio estático del relleno y ahora se describe el tránsito hacia una situación dinámica durante el deslizamiento, así:

(1) Dinámica interna de degradación. El relleno nunca es químicamente estable. Desde que se instaura la actividad bioquímica, el cambio interno es permanente. La materia orgánica se descompone por la acción bacteriana: se producen gases y se liberan lixiviados, (2.) Acción gravitacional sobre el relleno. Bajo la acción de su propio peso, al degradarse, el desecho sufre una combinación de consolidación tradicional y de colapso interno. Aparecen entonces asentamientos heterogéneos y el relleno se va acomodando en forma permanente, con grietas, que son eficientes caminos de liberación de gas a presión. (3) Saturación Local. La alta humedad de las basuras en Bogotá, garantiza que desde un comienzo haya núcleos de saturación completa en la basura. Todos los procesos en el relleno, van favoreciendo que estos núcleos de saturación completa se extiendan. (4) Explosión de Gases. En estos procesos el gas, cada vez más abundante y más caliente -por causa de las reacciones exotérmicas- se presuriza en el interior del relleno, comienza a sufrir pequeñas explosiones y se genera un régimen pulsante, donde el gas a presión expelle lixiviado (o lixigas) por las chimeneas. (5) Agrietamiento Progresivo. Las grietas que aparecen, en 24 horas van creciendo a ojos vista, como ya había ocurrido en la Zona I en 1991 (en ese caso la liberación de gas mejoró la estabilidad y el caso no pasó a mayores). El relleno se mueve en la cresta, donde la grieta destapa la geomembrana y gira casi imperceptiblemente. (6) Deformación. La grieta se abre arriba, y abajo, cerca de la pata, es evidente que la base del relleno se está levantando. Lo sostiene temporalmente, la presión pasiva sobre el *dique de protección* de 6m de altura. El relleno se encajona en el angostamiento topográfico y, por un momento más, lo detiene el efecto de arco de aquí derivado. (7) Iniciación del Movimiento. La presión interna sigue creciendo.

Las condiciones están dadas para que se inicie la licuación por flujo, o mejor, licuación por biodegradación. Se ha llegado al umbral de la falla. La situación interna de esfuerzos se extiende y solo falta un empujón final de sobrepresiones de poros, gas —sobre todo— y lixiviados para que se desencadene el movimiento. (8) El Deslizamiento. El relleno en ese momento era una masa de líquido viscoso que pujaba por moverse colina abajo. La costra superficial más seca y rígida se agrietaba al no resistir las deformaciones crecientes de la masa interna. La masa solo estaba detenida por el dique y por el efecto de encajonamiento topográfico. Pero no sería por mucho tiempo: el globo, lleno de lixiviado y gas a presión empieza a moverse, hasta que se rompe (se oyeron explosiones del gas a presión que se libera, el cual se vió en la televisión en un video aficionado), en solo 20 minutos la masa sobrepasa el dique y se precipita por la ladera hasta llegar al río Tunjuelo. Cubrió en su paso, el cerro de la Repetidora, y a su paso el ángulo de fricción interna aparente era de apenas 4°; pasó luego sobre las estribaciones del cerro El Campanario y llegó al río después de un recorrido de cerca de 1000 m. Registros fotográficos permiten apreciar que la masa que se deslizó era una pasta fluida, licuada. (9) Efecto Retrogresivo. Una vez desconfinado en la base, la parte alta del relleno se movió en forma retrogresiva en tajadas, unos 150 m hasta su equilibrio final. Se observaron grietas de tracción de 8 a 10 m de altura con basura estable vertical.

5 ANÁLISIS DE CAUSAS

Se concluye que el deslizamiento de la Zona II de Doña Juana fué causado por aumento de presiones de gas debidas al volumen de lixiviado inyectado por recirculación, el cual a su vez encontró unos drenajes deficientes e incrementó su presión en la base facilitando la falla en bloque

Es evidente que algunas causas dependen de la equivocada selección del sistema de recirculación, (aún hoy inmaduro para gran escala); otras, de la ignorancia acerca de la degradación de las basuras y la producción de gases y de lixiviados; otras, de defectos y errores manifiestos en el diseño original; y, por último, del divorcio que existió entre geotecnia e ingeniería ambiental durante el diseño original y la operación del relleno.

6 COSTOS DEL DESLIZAMIENTO

De datos del Tribunal de Arbitramento se tiene, en pesos colombianos de Noviembre de 2000:

CONCEPTO	TOTAL	
Deslizamiento	\$3,793'937,804	7.3%
Obras de recuperación	\$33,809'744,378	65.0%
Lucro cesante	\$12,353'256,179	23.7%
Daños a terceros	\$2,080'415,934	4.0%
TOTAL	\$52,037'354,295	100.0%
TOTAL US	\$26'018,677	

El Laudo Arbitral del mismo Tribunal de 18 de Diciembre de 2000 dictaminó que:

"... lo cierto es que la naturaleza experimental de la labor desarrollada, conocida tanto por la contratante como por el contratista, hace que los riesgos que implicaba la ejecución del contrato deban ser asumidos, en iguales proporciones por ellas y por lo tanto el daño les sea imputable por dicha razón y en esa proporción..." (Capítulo V- Parte I- Aparte K-Las conclusiones del Tribunal- Inciso c)- pag. 160)

En consecuencia, los costos fueron asumidos en partes iguales por la Ciudad y el Concesionario

AGRADECIMIENTOS

Todos estos trabajos fueron hechos para y costeados por el Tribunal de Arbitramento convocado para dirimir las controversias entre el Operador y la Ciudad con relación al accidente de Doña Juana en Septiembre 27 de 1997

REFERENCIAS

- Casagrande (1950) "Notes on the Design of Earth Dams" Contributions to Soil Mechanics.- Boston Society of Civil Engineers.- Vol. 2-pp. 231-255
- Espinosa, A.; González, A.J (2003a). "Las Basuras Acumuladas como Material Geotécnico - El Caso del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia" en este mismo Congreso
- Geosyntec Consultants (1998). "Investigación de las Causas del Deslizamiento de la Zona II el 27 de Septiembre de 1997- Relleno Sanitario Doña Juana- Santafé de Bogotá" para Prosantana Ltda. ESP-- 3 Vol. Julio 1998.
- González, A. J.; Espinosa, A. (2000). "Peritazgo Técnico - Controversias Surgidas en Torno del Relleno Sanitario de Doña Juana" Tribunal de Arbitramento - 3 Vol.- Bogotá, Julio 2000
- González, G., A.J.; Sierra B., M.C. (1995) "Condiciones de Iniciación de Falla Progresiva en Taludes"- IX CPMSIF- SMMS- Guadalajara-1995
- González, A. J.; Espinosa, A.(2003b). "Presión de Poros y Resistencia al Cortante en el Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia" en este mismo Congreso
- Hidromecánicas Ltda (1992). "Tratamiento de Lixiviados para la Zona I"- Contrato 020/92- para EDIS, 1992.
- Sadat Intl. Inc., Universidad de los Andes y Arthur D'Little (1997). "Informe del Diagnóstico Geotécnico y Ambiental de las Causas del Deslizamiento en el Relleno Sanitario de Doña Juana" - para DAMA- 2 Vol. - Bogotá, Dic. 1997

Deformabilidad del relleno sanitario de Doña Juana

Jesús David Sandoval Chaves

Ingeniero Civil-Universidad Nacional de Colombia

Judy Stella Valverde Niño

Ingeniera Civil-Universidad Nacional de Colombia

Álvaro J. González

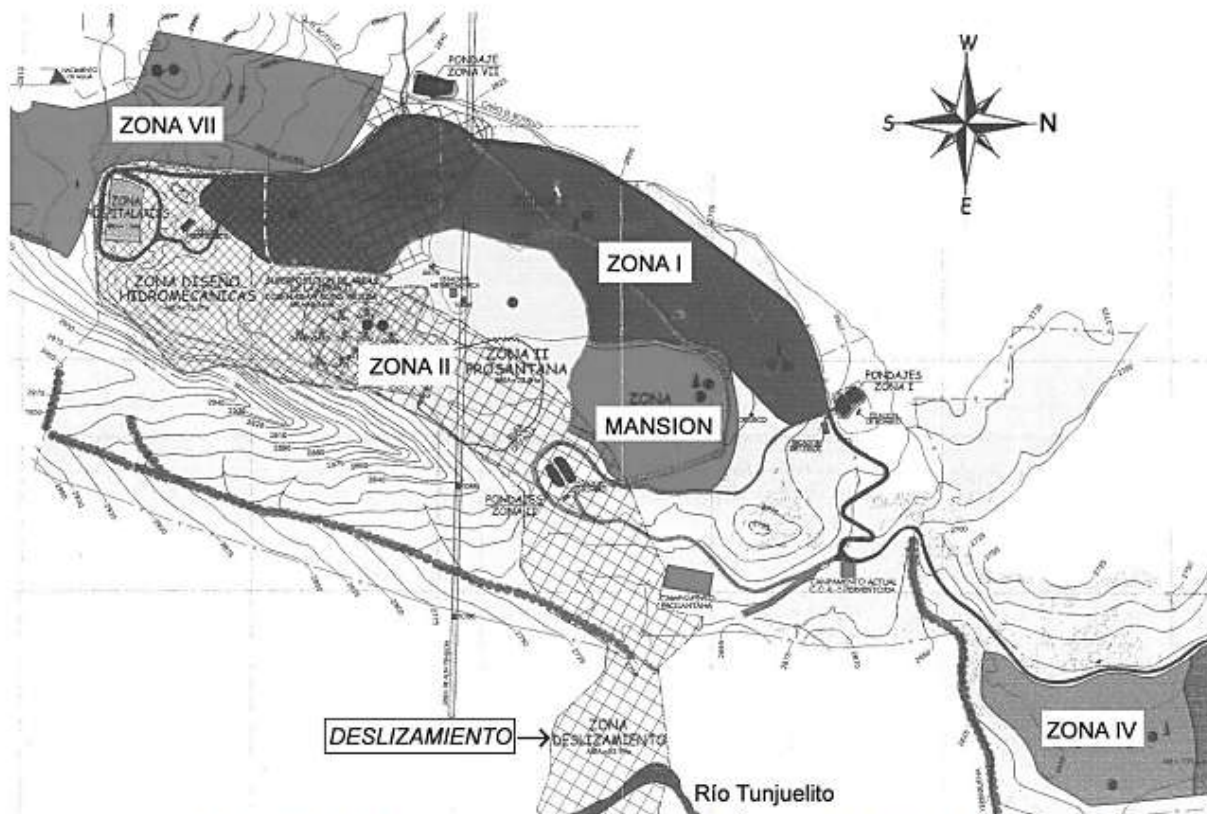
I.C.,M.Sc, Profesor Asociado Universidad Nacional de Colombia . Gerente AGC Ltda.

RESUMEN

En el Relleno Sanitario Doña Juana se reciben entre 5000 y 7000 toneladas diarias de residuos sólidos que se generan en la ciudad de Bogotá. El relleno cuenta con 8 zonas (Plano 1), 6 de ellas ya cerradas, las cuales cuentan con instrumentación necesaria para monitorear su comportamiento y prevenir accidentes como el deslizamiento ocurrido en Septiembre de 1997.

Empleando registros de presión de poros, puntos de control topográfico y parámetros físico-químicos de los lixiviados para la Zona I, Zona Mansión, Zona IV y Zona VII; en este trabajo se presenta un modelo para estimar los asentamientos en cada zona y su relación con la presión de poros R_u y parámetros físicoquímicos en el tiempo.

De esta forma, se dedujeron valores de asentamientos últimos, tasa de asentamiento inicial y el tiempo en el que ocurren estos asentamientos para las diferentes zonas analizadas; vectores de desplazamiento y tendencias de comportamiento correlativos de los parámetros físico-químicos y presiones de poros R_u en el tiempo.



Plano No 1- PLANTA DEL RELLENO SANITARIO DOÑA JUANA- ZONAS DE ESTUDIO

1. INTRODUCCION

El Relleno Sanitario Doña Juana se encuentra ubicado en la vereda El Mochuelo, perteneciente al municipio de Usme. Situado sobre la margen izquierda del río Tunjuelito, el terreno tiene una extensión de 451 hectáreas.

El relleno sanitario funciona desde 1988 y tiene 8 zonas activas (Plano 1) de las cuales 6 se encuentran clausuradas y actualmente está en funcionamiento la Zona VIII.

Desde marzo del año 2000 el manejo total del relleno lo asumió en concesión PROACTIVA DOÑA JUANA S.A.-E.S.P. La interventoría es ejercida por la Unión Temporal UTCC. bajo la modalidad de gerencia de obra.

El Relleno Sanitario Doña Juana es el único relleno con el que cuenta la ciudad de Bogotá, la cual tiene una población aproximada de siete millones de habitantes, los cuales generan cada día aproximadamente entre 5000 y 7000 toneladas de basura, la cual presenta variaciones tanto en su cantidad y su composición dependiendo de la época del año y su origen dentro de la ciudad.

2. METODOLOGIA

Se recopiló la información disponible sobre los procedimientos de muestreo y los registros que se tienen. La mayoría de los monitoreos que se realizan en el relleno sanitario se hacen desde el año de 1998, a raíz del deslizamiento de basuras ocurrido en la Zona II en Septiembre 27 de 1997.

Los registros empleados provienen de mediciones realizadas in-situ para cada zona rellenada, efectuada por la compañía a cargo del relleno en cada época.

Cuando ocurrió el deslizamiento, el relleno se encontraba a cargo de PROSANTANA; después, la instrumentación del relleno estuvo a cargo de BATEMAN INGENIERIA LTDA y desde el 18 de febrero de 1998 por HIDROESTUDIOS S.A. A partir del 9 de marzo de 2000 es responsabilidad del operador del relleno PROACTIVA S.A.

Después de haber recogido la información disponible sobre lecturas mensuales de coordenadas para los puntos de control topográfico ubicados en cada zona, registros de presión de poros y parámetros físico-químicos de los lixiviados que se generan para cada zona, medidos en los pondajes; se

organizó y recopiló esta información en hojas de cálculo de Excel según la zona y en orden ascendente en el tiempo. Se hallaron parámetros de estadística descriptiva para desechar datos atípicos y puntos de monitoreo con comportamientos muy erráticos producto quizás de errores en la medición.

Con los datos ya depurados, se seleccionaron las zonas de análisis, por poseer suficiente información, las cuales son: Zona I por ser la zona llenada con mayor antigüedad en el relleno y poseer un buen número de puntos de control topográfico; Zona Mansión, aunque es una zona relativamente pequeña comparada con las demás, esta zona posee muy buena instrumentación; Zona IV es una zona de edad media con muchos puntos de control y medición de parámetros físico-químicos independiente, como no ocurre con las dos zonas anteriores porque los lixiviados llegan a un mismo pondaje, por lo cual los datos de lixiviados de estas zonas no se discriminan por separado.

La Zona VII Areas I y II, se examinó por ser la zona clausurada más reciente y la Zona VIII no se analizó ya que se encuentra en operación actualmente y su instrumentación total se tendrá después de terminado su llenado.

Se comenzó la evaluación de información para cada uno de los parámetros por considerar. A continuación se describe la metodología específica de análisis y la correlación entre los diferentes parámetros.

3. ASENTAMIENTOS

Para los asentamientos que ocurren en las cuatro zonas analizadas en este trabajo se contó con los datos de coordenadas topográficas medidas mensualmente en los diferentes puntos de control topográfico que se ubicaron en cada zona.

Con los registros de cambio de altura de los puntos de control topográfico se aplicó la función hiperbólica la cual ha sido usada como una aproximación para la descripción del fenómeno de consolidación en algunos problemas geotécnicos y para los rellenos sanitarios. Esta función resume todas las etapas de compresión para estimar los asentamientos como no ocurre en otras metodologías siendo estas más complejas. Además se empleó el modelo hiperbólico

porque puede tomarse cualquier tiempo como punto de partida, lo cual resulta bastante útil si hay cambios en las condiciones de carga como por ejemplo la recarga de desechos, de modo que el análisis puede reiniciarse en cualquier instante de tiempo.

La función hiperbólica se expresa como:

$$S = \frac{t}{\frac{1}{\rho_o} + \frac{t}{S_{ult}}} \quad (1)$$

Donde

S= diferencia entre el asentamiento en un tiempo t_i y el tiempo t_o .

$S = S_i - S_o$ (en metros)

t= diferencia entre el tiempo de interés y el tiempo de inicio de la medición

$t = t_i - t_o$. (en días).

ρ_o = tasa inicial de asentamiento en $t=t_o$

S_{ult} = asentamiento último $t \rightarrow \infty$

3.1 Zona I

La Zona I representa la zona más antigua en la vida del relleno, sus datos se encuentran registrados para tres subzona: Torre 93, Zona Antigua y Laguna. Su monitoreo geotécnico se empezó después de 2 años y 8 meses de clausurada la zona.

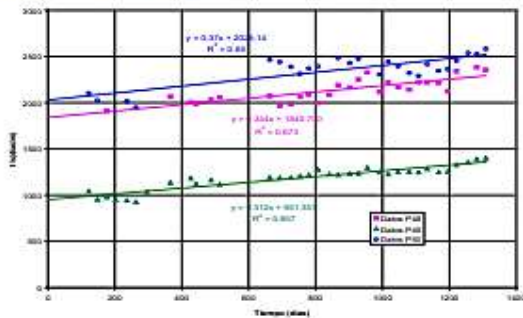


Figura 1 – Parámetros Sult y ρ_o - Zona I-Antigua

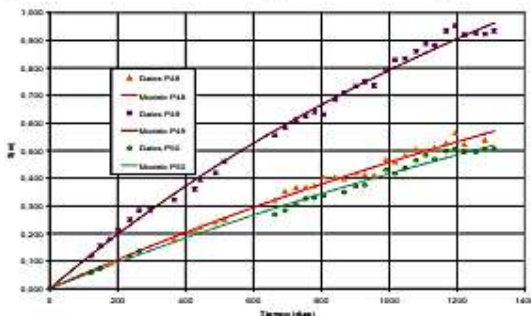


Figura 2 – Modelo Hiperbólico- Zona I-Antigua

En las Figuras 1 y 2 se observan los parámetros obtenidos para 3 puntos de la

Zona Antigua que se ajustan bien al modelo con coeficientes de correlación $R^2 \geq 0.65$, se observa como los asentamientos aumentan en el tiempo y los asentamientos ocurren con mayor rapidez para los puntos ubicados a mayor altura dentro del relleno.

Para el conjunto de puntos de Zona Antigua se encontró una tasa de asentamientos mínima de 0.00049m/día, máxima de 0.0012m/día y promedio de 0.00087 m/día; un asentamiento ultimo en promedio de 2.352m, mínimo de 0.52m y máximo de 3.65m y un tiempo para que ocurra el 90% del asentamiento ultimo esperado de mínimo 16.7 años, máximo de 135 años y en promedio de 72.3 años.

Para el punto que presenta el asentamiento máximo de 3.65m la altura inicial de basura H_o en el modelo hiperbólico es de 29.28m, lo que implica que este punto tendrá una altura final de 25m y se habrá asentado un 12% de su altura inicial en aproximadamente 75 años.

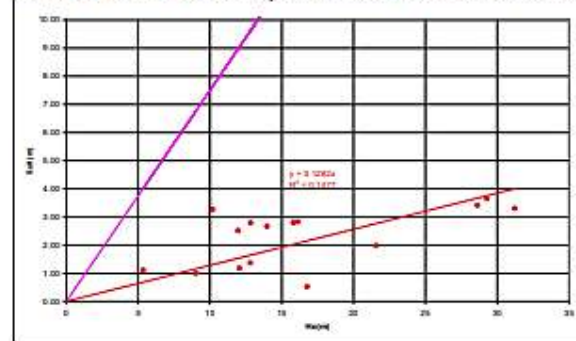


Figura 3 – Altura de Relleno vs. Sult- Zona I-Antigua

En la Figura 3 se muestra la relación de H_o que corresponde a la altura inicial de basura con respecto a la fecha inicial del modelo hiperbólico, con el asentamiento último esperado. Dicha relación es directamente proporcional: a mayor altura de basura colocada mayor es el asentamiento esperado. La recta de color fucsia representa el 75% de la altura inicial, que es el porcentaje máximo de H_o que se espera que asiente el relleno.

Igualmente para la Zona Torre 93 y Laguna se aplicó el modelo hiperbólico obteniendo altas correlaciones de las que se obtuvieron los siguientes resultados:

Para toda la Zona I Torre 93 se obtuvo un asentamiento último esperado de 3.06m, mínimo de 0.21m y máximo de 6.94m.

El tiempo necesario para que ocurra el 90% del asentamiento ultimo esperado es de

32.42 años en promedio, mínimo de 5.73 años y máximo de 69.09 años.

Este sector de la Zona 1 se asentará en promedio un 29% de su altura inicial, con máximo de 53%.

El punto de mayor asentamiento último (6.94m) posee una altura inicial para el modelo hiperbólico de 13.46m, por lo cual al finalizar los asentamientos este punto terminara con una altura de 6.52m lo que representa un 49% de su altura inicial.

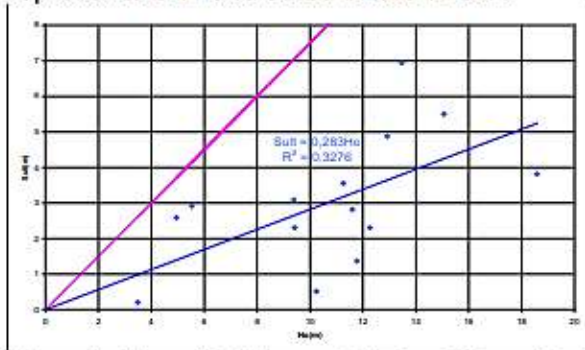


Figura 4 – Altura de Relleno vs Sult- Zona I-Torre 93

El asentamiento último promedio de la Zona de laguna es de 3.26m, el máximo 4.71m y el mínimo de 1.46m.

El tiempo estimado para que ocurra el 90% del asentamiento es en promedio 24 años, con un valor máximo de 39.5 años y un mínimo de 14.6 años. La altura inicial del relleno según los planos y primera lectura que se tiene para los puntos de control topográfico es en promedio de 9.37m, una altura máxima de 16.11m y mínima de 3.17m. En promedio hasta el momento la zona se ha asentado un 26% de su altura inicial.

El punto que presenta el asentamiento máximo para la zona (4.70m) tiene una altura inicial para el inicio del modelo hiperbólico de 14.77m; lo que representa que este punto terminará con una altura de 10.07m que es un 68% de H_0 .

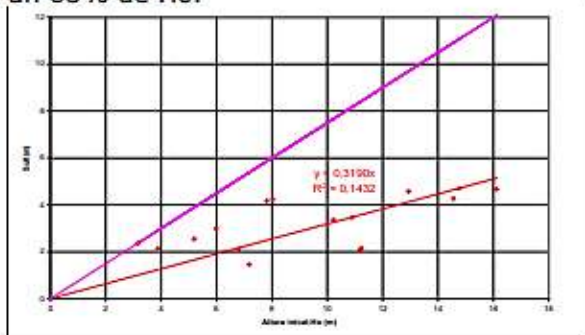


Figura 5 – Altura de Relleno vs. Sult- Zona I-Laguna

3.2 Zona Mansión

Se analizaron 26 puntos de control topográfico que se encuentran numerados del 1 al 37. La lectura inicial para todos los puntos es Octubre 2 de 1997 y se tienen puntos de los cuales no se poseen datos entre Noviembre de 1997 y Enero de 2000 cuando se comienzan a tener registros constantes mensuales hasta Marzo de 2004. La zona llevaba dos años de cerrada cuando se registra la primera lectura que se emplea para el modelo hiperbólico. Adicionalmente las basuras más antiguas de la zona tenían para el año 1997, 2 años y 8 meses.

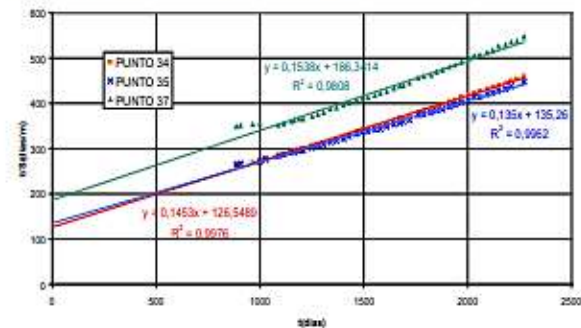


Figura 6 – Parámetros Sult y ρ_0 - Zona Mansión

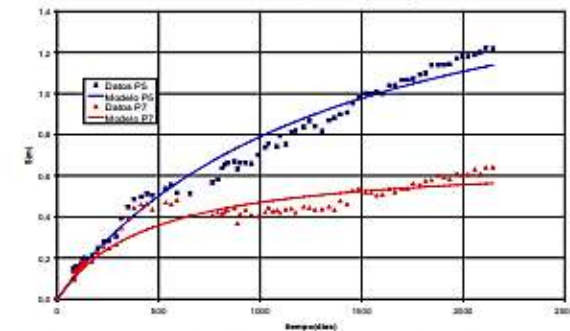


Figura 7 – Modelo Hiperbólico- Zona Mansión

En las Figuras 6 y 7 se muestra como el modelo hiperbólico describe bastante bien el comportamiento de los asentamientos en los puntos de la Zona de Mansión.

La altura promedio de basura colocada inicialmente según los planos consultados de la topografía inicial del relleno antes de la construcción es en promedio de 17.7m, mínima de 0.20m y máxima de 25.9m.

El punto con asentamiento último mayor registrado en el modelo (8.89m), tiene una altura inicial de 22.02m. Es decir que su altura final será de 13.13m, la cual representa 60% de su altura inicial.

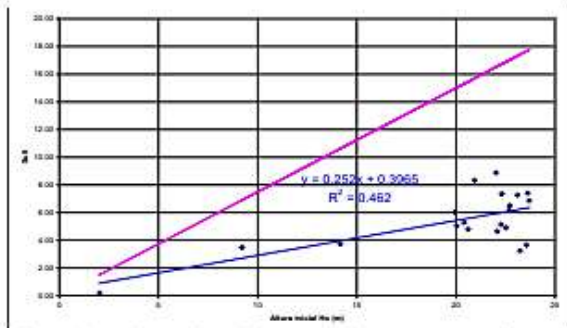


Figura 8 – Altura de Relleno vs. Sult- Zona Mansión

El tiempo para que ocurra el 90% del asentamiento último teórico, según el modelo hiperbólico, es de 37 años, el tiempo mínimo es de 21.7 años y el tiempo máximo de 51.7 años.

3.3 Zona IV

La Zona IV consta de dos etapas, en la primera etapa se tienen datos desde febrero de 1998 hasta enero de 2004 (inmediatamente después de clausurada la zona), numerados desde el número 3 hasta el punto número 46, en total son 42 puntos.

La Etapa 2 cuenta con 39 puntos muestreados desde febrero de 2000, 1 año y 2 meses después de cerrada la zona.

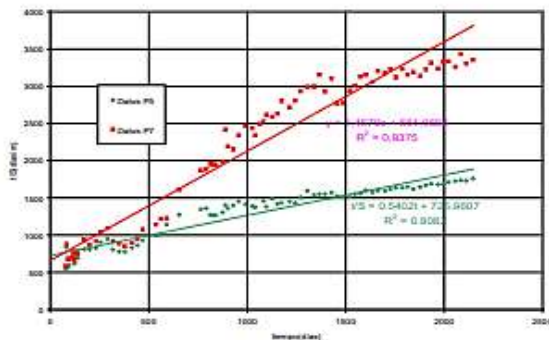


Figura 9 – Parámetros Sult y ρ_0 - Zona IV-Etapa 1

Para el modelo hiperbólico de la Etapa I se obtuvo un valor de asentamiento último promedio de 0.84m, un valor máximo de 1.39m y mínimo de 0.103m. La tasa inicial de asentamientos para la zona es en promedio de 0.00101 m/día, valor máximo de 0.00164 m/día y valor mínimo de 0.00027 m/día. En las Figuras 9 y 10 se muestra un ejemplo de los resultados que se obtuvieron para la Zona IV Etapa 1.

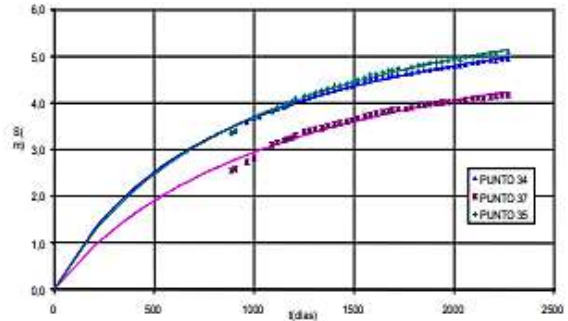


Figura 10 – Modelo Hiperbólico- Zona IV-Etapa I

Los asentamientos esperados para esta zona son muy pequeños debido a la ubicación de los mojones los cuales se encuentran en las partes bajas del talud donde los puntos no presentan una tendencia global.

El t90, tiempo al cual habrá ocurrido el 90% del asentamiento total esperado, es en promedio de 20.3 años, máximo de 21.1 años y mínimo de 2.1 años.

No fue posible encontrar los planos de construcción de esta zona (Etapa 1) para poder conocer las cotas de fondo del relleno y de esta forma la altura inicial de basura para el modelo hiperbólico en la zona.

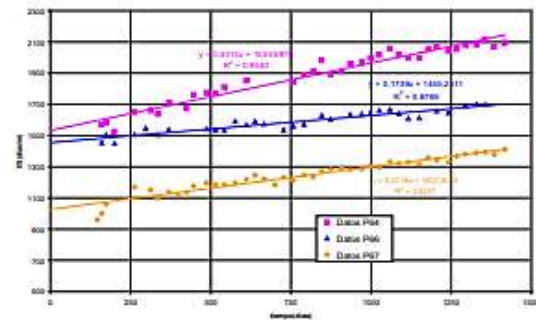


Figura 11 – Parámetros Sult y ρ_0 - Zona IV-Etapa II

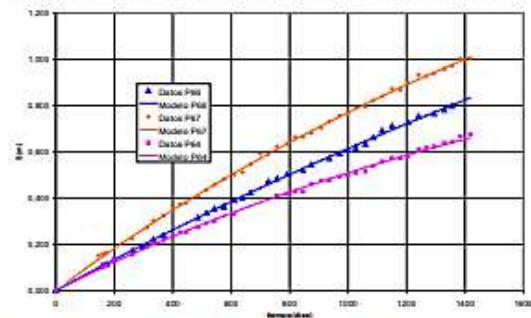


Figura 12 – Modelo Hiperbólico- Zona IV-Etapa II

La tasa de asentamientos inicial es en promedio de 0.0017, máxima es 0.0039 m/día y mínima de 0.0001 m/día. El

asentamiento último esperado en promedio es de 6.45m, el mínimo de 0.078m y el máximo de 14.54m.

Como la tasa de asentamientos es pequeña, el tiempo para que ocurra el 90% del asentamiento último esperado es bastante grande, en promedio de 105.29 años, el mínimo es de 28.01 años y el máximo de 209 años.

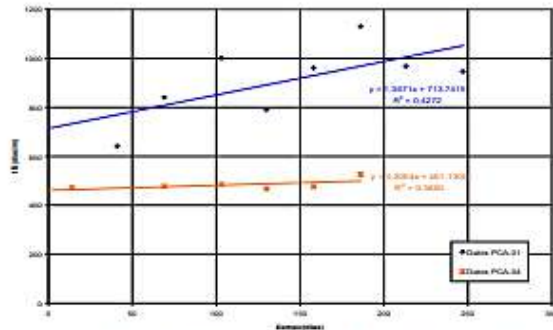


Figura 13–Altura Relleno vs. Sult-Zona IV-Etapa II

La altura inicial de basura de la zona para la fecha de inicio del modelo hiperbólico es en promedio 17.19m, la altura máxima es de 27.96m y la mínima de 2m. El máximo asentamiento último obtenido para la zona fue de 16.15m y para una altura inicial de 22.6m, cuando cesen los asentamientos quedaría con una altura de 6.53m es decir se habrá reducido su altura en un 71%.

3.4 Zona VII

El Sector 1 analizado cuenta con un total de 29 puntos. Del punto PC01 al PC12 se tiene como fecha inicial el 1 de agosto del 2000 y como fecha final el 28 de julio del 2001. Estos puntos poseen escasos registros para considerar la muestra representativa y poder aplicar el modelo. La mayor parte de los puntos generan valores negativos y resulta complicado eliminar o descartar datos debido a la falta de información.

El punto que presenta el mayor asentamiento para la Zona VII Sector 1 (7.512m), tiene una altura inicial para el modelo hiperbólico de 25.80m, por lo tanto la altura final después de que ocurran los asentamientos será de 18.29m que representa el 0.71% de la altura inicial.

Con los puntos que se analizaron se obtuvo que el asentamiento promedio para la zona es de 2.345m, el mínimo de 0.44m y el máximo de 7.51m. El tiempo para que ocurra el 90% del asentamiento último es de 23.4 años en

promedio, mínimo de 2.056m y máximo de 64.4 años. La altura inicial de basura en la zona para el inicio del modelo hiperbólico es en promedio de 19.89m, mínima de 15.64m y máxima de 25.8m.

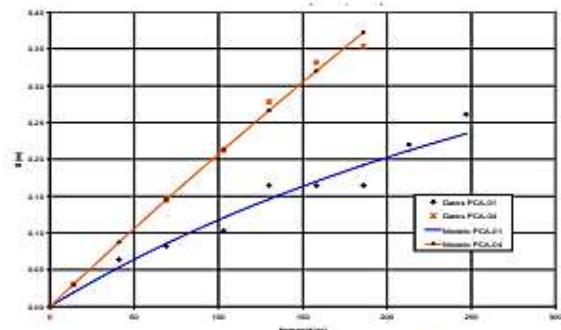


Figura 14 – Parámetros Sult y ρ -Zona VII-Sector 1

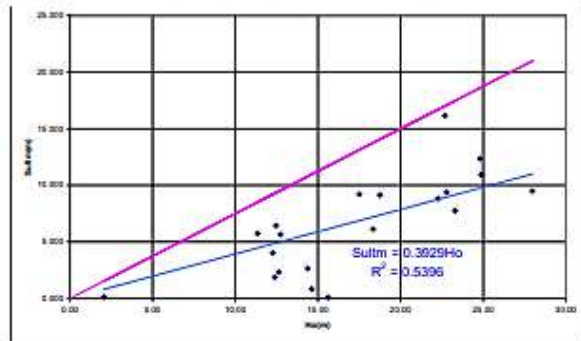


Figura 15 – Modelo Hiperbólico- Zona VII-Sector 1

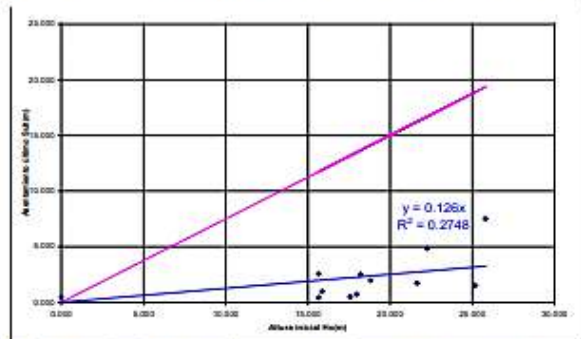


Figura 16–Altura Relleno vs. Sult-Zona VI-Sector 1

4. VECTORES DE DESPLAZAMIENTO

El relleno sanitario se mueve en todas las direcciones por lo cual también presenta desplazamientos en el plano x-y, que se pueden observar en los cambios de coordenadas que se tienen periódicamente de los puntos de control topográfico.

Para cada zona se calculó el desplazamiento, dirección y rumbo de cada uno de los puntos de acuerdo a cada fecha de

registros de control topográfico. Así con los valores de coordenadas este y norte, se estimó la tendencia general de desplazamiento del relleno.

Para establecer una dirección promedio o una orientación representativa de los puntos en general que suministre un indicativo de toda la zona en análisis, se procedió a normalizar las componentes (Este, Norte) de cada punto, es decir se calcularon sus vectores unitarios y con estos datos se dedujo un vector resultante cuya orientación es la dirección promedio del conjunto de puntos analizados. Estimada esta dirección se empleó la función de probabilidad de Fisher para establecer el cono angular o región de probabilidad donde se muestra como puede variar la dirección del vector resultante de la zona estudiada.

Haciendo este análisis por cada zona se obtuvieron los siguientes resultados:

4.1 Zona Mansión

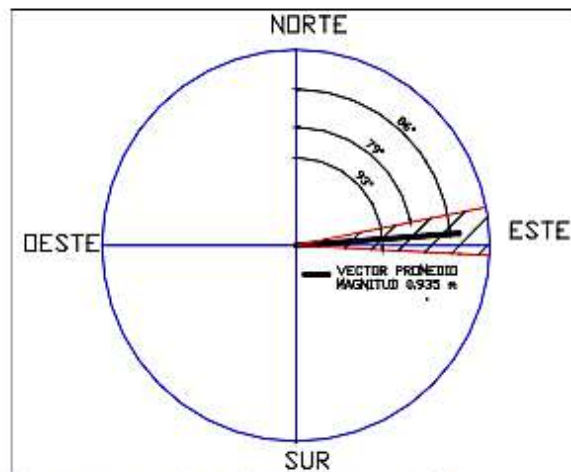


Figura 15–Desplazamientos -Zona Mansión

La sumatoria de los vectores unitarios permite establecer la dirección promedio del conjunto de puntos para la Zona de Mansión como de 85.82° y el cono angular varía $\pm 7.09^\circ$ (Figura 15). Para esta zona el desplazamiento promedio en el plano x-y es de 0.935m con rumbo NE medido con respecto a los registros iniciales que se tienen en Octubre de 1997.

4.2 Zona I

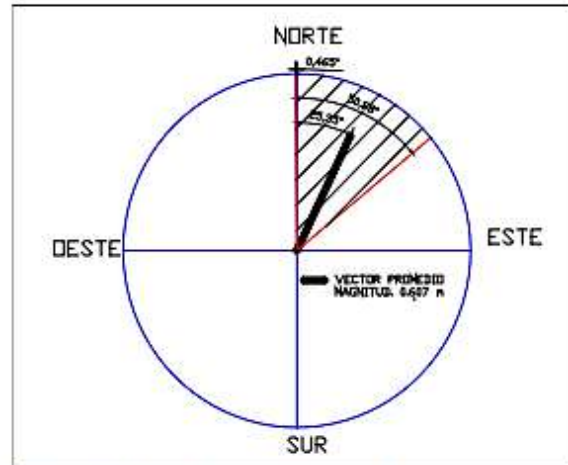


Figura 16– Desplazamientos -Zona I-Torre 93

Para la Zona I Sector Torre 93 se tiene una dirección de 24.95° con un cono de variación de $\pm 25.42^\circ$ como se muestra en la Figura 16. Para esta zona el desplazamiento promedio en el plano x-y es de 0.607m en dirección NE medido con respecto a los registros iniciales que se tienen en Octubre de 1997.

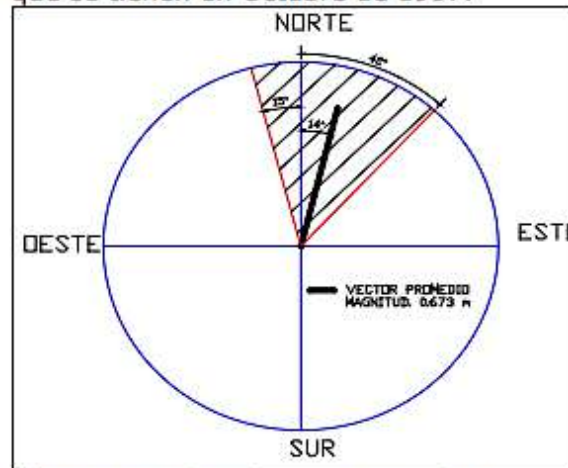


Figura 17– Desplazamientos -Zona I-Antigua

Para la Zona I -Antigua el desplazamiento promedio en el plano x-y es de 0.673m en dirección NE medido con respecto a los registros iniciales de Octubre de 1997.

El Sector Laguna de Zona I se ha desplazado en el plano x-y en promedio (tomando todos los puntos de esta zona) 0.675m con respecto a las lecturas iniciales de Octubre de 1997.

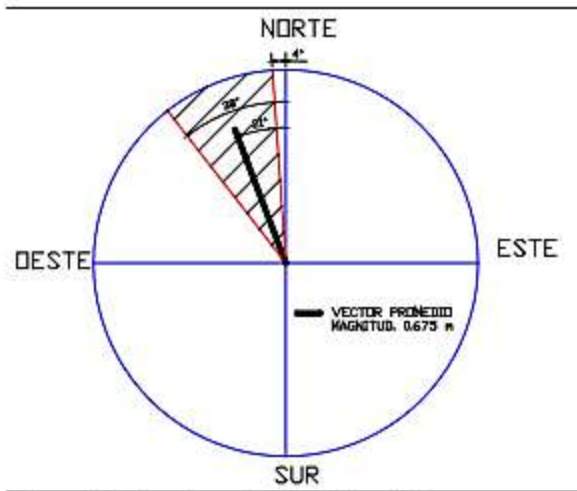


Figura 18--Desplazamientos- Zona I-Laguna

4.3 Zona IV

Para la Zona IV Etapa I se analizaron los puntos desde el mes de diciembre de 2000 hasta enero de 2004, en donde se encontró que la dirección de desplazamiento en el plano x-y es de -101.74° con una variación de $\pm 20.18^\circ$ (Figura 19). El desplazamiento promedio es de 0.582m.

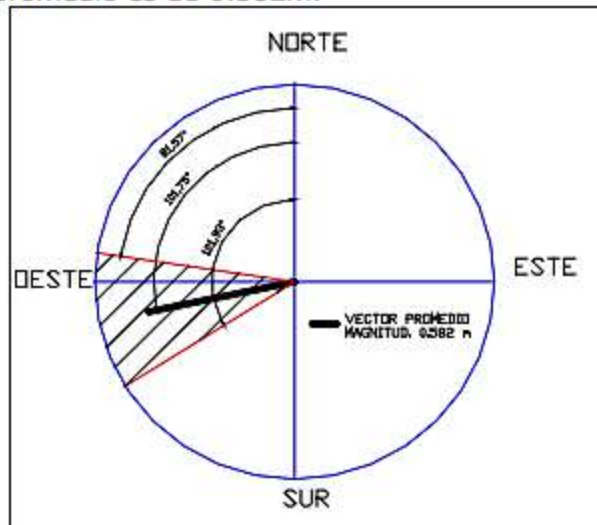


Figura 19--Desplazamientos-Zona IV-Etapa I

Para la Etapa 2 se analizaron los puntos desde el mes de diciembre de 2000 hasta enero de 2004, en donde se encontró que la dirección de desplazamiento en el plano x-y es de 93.93° con una variación de $\pm 11.53^\circ$ grados como se ve en la Figura 20. El desplazamiento promedio es de 0.755m.

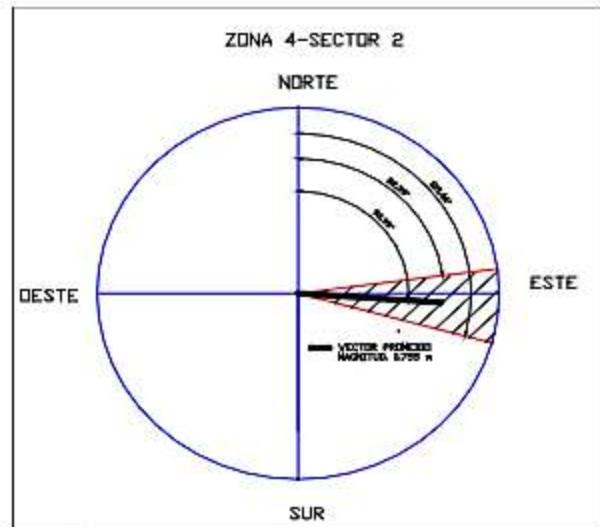


Figura 20--Zona IV-Etapa 2

4.4 Zona VII

Para el primer grupo de datos (Figura 21) se tienen lecturas desde Enero de 2001 hasta Julio de 2001. La dirección promedio es de $\pm 13.87^\circ$, con una variación de 17.53° . El desplazamiento promedio es de 0.878m.

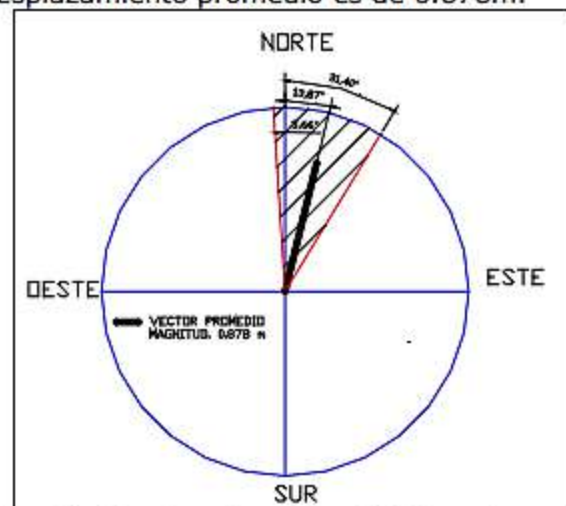


Figura 21-- Desplazamientos-Zona VII-Sector 1

Los segundos puntos analizados se encuentran entre Mayo de 2003 y Enero de 2004. Para este grupo de puntos se tiene una dirección promedio de 62.66° con un rango de variación de $\pm 57.60^\circ$ y un desplazamiento promedio de 0.332m (Figura 22)

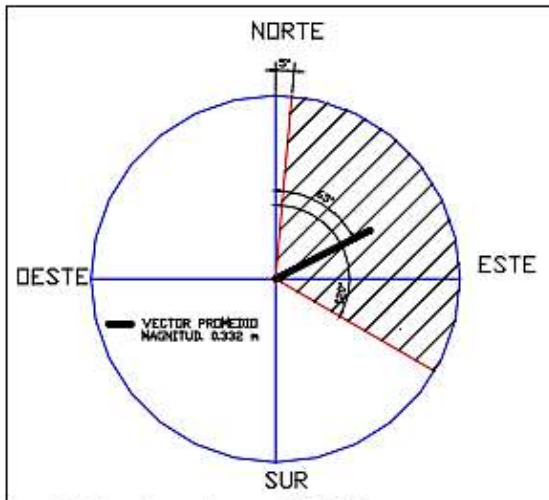


Figura 22–Desplazamientos--ZVII-A1

5. RELACIONES PREDICTIVAS

Con los datos obtenidos, es posible estimar una relación predictiva para los asentamientos en el Relleno Sanitario Doña Juana, así:

ZONA	Sult/Ho	po / Ho
ZI-LAGUNA	0.45213	0.00049505
ZI-TORRE93	0.27620	0.00030208
Z MANSION	0.27640	0.00019335
PROMEDIO	0.33491	0.00033016

Con estos valores medios, normalizados con la altura inicial, se tiene (Figura 23)

Tiempo (años)	S/Ho
0	0.00%
0.5	5.11%
1	8.86%
2	14.02%
5	21.53%
10	26.21%
20	29.40%
30	30.65%
40	31.32%
50	31.73%

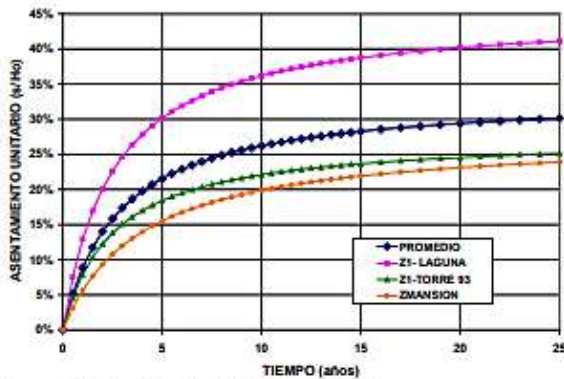


Figura 23–Predicción de Asentamientos

6. LIXIVIADOS

La información recopilada sobre el monitoreo que se realiza a los lixiviados producidos por la basura depositada en el relleno, presenta limitantes para poder ser comparada por medio de series de tiempo con los registros de asentamientos para una zona.

Además los datos de lixiviados son mediciones generales para una zona y no hay registros que permitan evaluar la confiabilidad de los datos que se toman.

Los parámetros analizados fueron DBO₅, DQO, Cloruros, Nitratos, Nitritos, Nitrógeno Amoniacal y Nitrógeno Total.

6.1 Datos de Parámetros Químicos

Los lixiviados generados por los rellenos de Zona Mansión y Zona I llegan al mismo punto de recolección de lixiviados (pondaje) y se muestrean en ese punto conjuntamente. Se recopiló información desde el 29 de mayo de 1997 hasta Mayo de 2004 para estas zonas, los registros son mensuales hasta febrero de 2001 de ahí en adelante las mediciones se hacen trimestralmente.

Los datos de lixiviados para la Zona IV se tienen desde el 29 de Mayo de 1997 medidos mensualmente hasta el 10 de junio de 1998, en donde se empiezan a registrar las mediciones trimestralmente.

Los datos de Zona VII se inician en Enero de 1999 y presentan intervalos de tiempo más largos entre medición y medición.

6.2 Analisis de Datos

La Figura 24 muestra el comportamiento del DBO y DQO en la Zona I y Mansión, éstas tienden a disminuir en el tiempo, además la concentración de DQO es mayor que la DBO. Estos comportamientos son similares para las demás zonas analizadas (Figura 24).

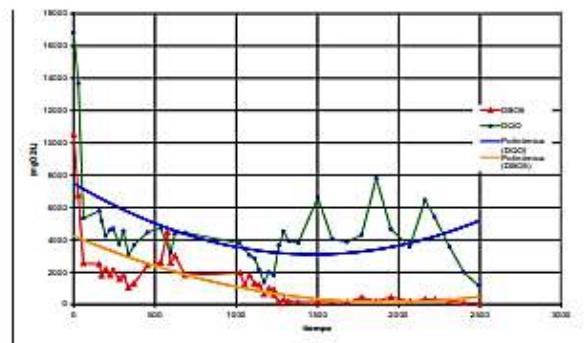


Figura 24–Concentración DBO y DQO -Z I y ZMansion.

Las demás variables analizadas como lo son los cloruros, nitratos, nitritos, nitrógeno total y amoniacal presentan tendencias mas erráticas y difíciles de descifrar en comportamiento. En las Figuras 25, 26 y 27 se muestran algunos de estas tendencias en las zonas estudiadas.

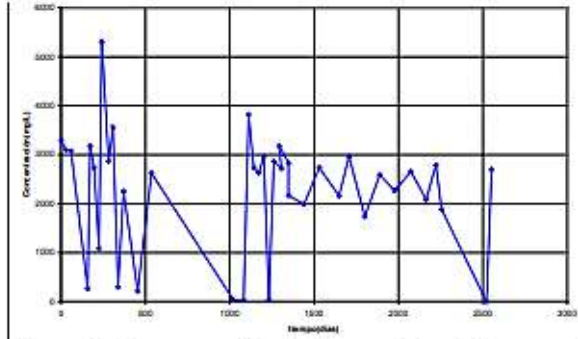


Figura 25–Concentración de cloruros-Zona IV.

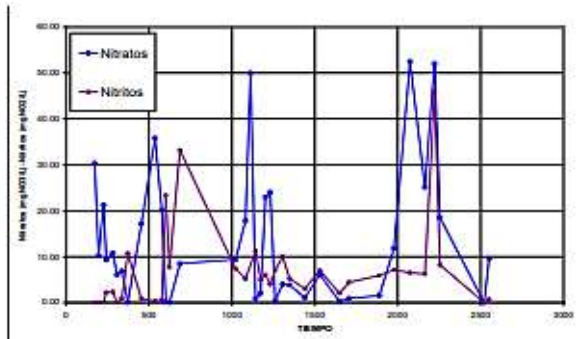


Figura 26–Concentración de Nitratos y Nitritos-Zona IV.

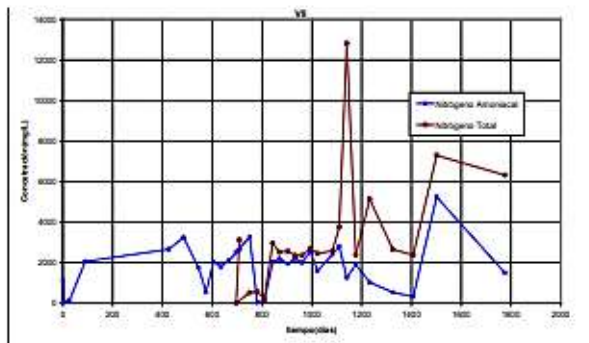


Figura 27–Concentración N Total y Amoniacal -Zona VII.

Se hizo una correlación entre el punto de mayor asentamiento encontrado en cada zona contra valores de parámetros físico-químicos de lixiviados. Algunos de estos resultados se pueden ver en las Figuras 28 y 29.

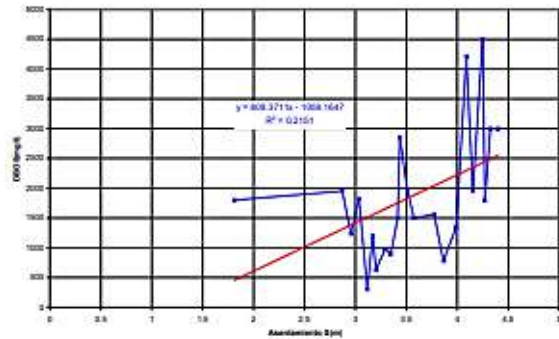


Figura 28–DBO vs. Asentamientos- Zona Mansión.

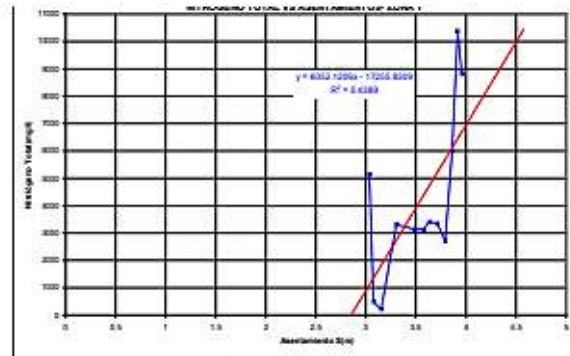


Figura 29–Nitrógeno Total vs. Asentamientos-Zona I.

Los resultados obtenidos de cada regresión lineal se pueden observar mas adelante en el resumen general.

6.3 Análisis Multivariado en Excel

Para este análisis se tomó el punto que presenta el mayor asentamiento que se considera el más representativo. Para ello se tomaron las fechas coincidentes como mes y año tanto de asentamientos como de cada variable de lixiviados y se efectuó una regresión múltiple con las herramientas de Excel. Los resultados por zonas se pueden consultar en el resumen general.

7. PRESION DE POROS

Las mediciones de presiones de poros U_f que se toman con los piezómetros son puntuales y no se pueden generalizar a la masa de todo el relleno, por la heterogeneidad de la misma. Además la cobertura intermedia no es un material permeable (con excepción de Zona VII, que no tiene), lo que genera la formación de celdas aisladas con comportamientos diferentes. Por esta razón cada nivel dentro del relleno (profundo, medio y superficial), presentan presiones diferentes, que no son consecuentes unas con otras, por lo cual al

hacer el análisis se deben considerar las presiones promedio existentes con el parámetro $R_u = U_f / \gamma Z$ y generalizar un único valor en cada una de las zonas. Se tomó a la vez, para ser analizado, el punto de control topográfico con el mayor asentamiento último

7.1 Zona Mansión

La Zona Mansión tiene en funcionamiento actualmente 16 piezómetros, empleando estos se calculo el R_u promedio de la zona. El comportamiento de la presión R_u en el tiempo desde el 31 de Octubre de 2000 hasta el 25 de Abril de 2004 se observa en la Figura 30 donde se observa que la presión R_u se ha mantenido casi constante; la presión R_u presenta dos discontinuidades donde R_u ha disminuido notoriamente eso puede deberse al uso del sistema de extracción forzada de la zona, o a la ruptura de algún piezómetro.

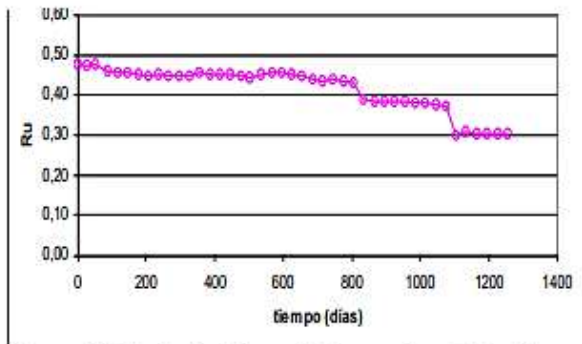


Figura 30–Variación R_u en el tiempo- Zona Mansión.

El punto que más se va a asentar en la zona es el número 16 con un asentamiento último esperado de 8.89m y la altura inicial de basura colocada para este punto es 22m es decir se asienta el 40% de H_o .

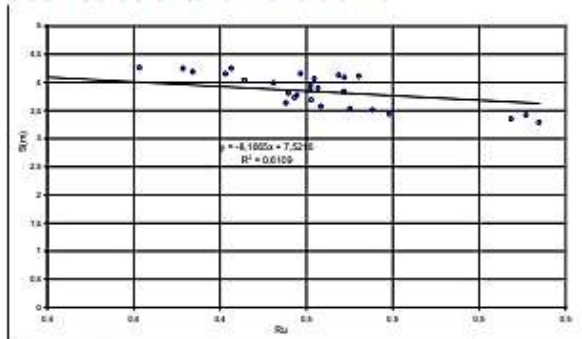


Figura 31–Asentamiento vs. R_u - Zona Mansión.

La Figura 31 se presenta para el período entre Octubre de 2000 hasta Enero de 2004, y muestra que se obtiene una relación inversamente proporcional entre los

asentamientos y la presión que se registra: a mayor asentamiento menor es la presión de poros dentro del relleno. A mayor asentamiento y altura de relleno se tiene menor tasa de cambio entre R_u y S .

7.2 Zona I

Para la Zona I se tienen 3 sectores que se monitorean por separado en cuanto a puntos de control topográfico, pero para presión de poros se tienen 14 piezómetros ubicados indistintamente para los tres sectores.

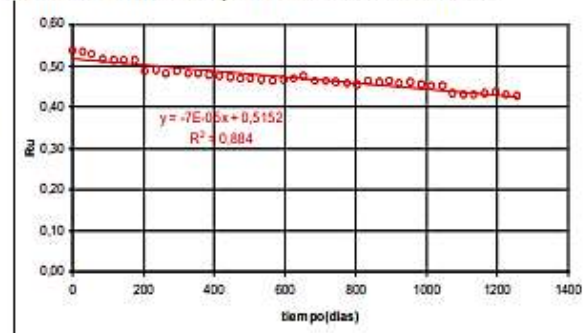


Figura 31–Variación R_u en el tiempo- Zona I

En la Figura 31 se muestra como la presión de poros R_u tiene una tendencia a disminuir en el tiempo. La disminución de R_u ocurre lentamente. Se analizó el periodo entre el 31 de Octubre de 2000 y el 25 de Abril de 2004 y en este lapso el cambio de R_u con respecto al R_u inicialmente medido es del 20%.

El punto de mayor asentamiento último para toda la zona es el punto 35 de la Zona I Torre 93 donde $S_{ult} = 6.94$ m y $H_o = 13.5$ m.

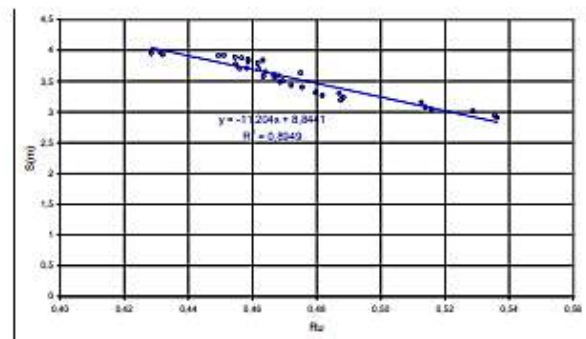


Figura 32–Asentamiento vs. R_u - Zona I.

La Figura 32 muestra que existe gran relación entre R_u y el asentamiento, a mayor asentamiento en el tiempo menor es la presión de poros que se presenta en la zona. Sin embargo los asentamientos aumentan significativamente en el tiempo (metros) mientras que el cambio en la presión de poros

para estos asentamientos es pequeño. Es decir la tasa de cambio dS/dR_u es muy alta.

7.3 Zona IV Etapa 1

La zona cuenta con 5 piezómetros a los cuales se les sigue un monitoreo periódico. La variación de la presión R_u en el tiempo se muestra en la Figura N° 33. El período de análisis inicia el 31 de Octubre de 2000, hasta el 25 de Abril del 2004.

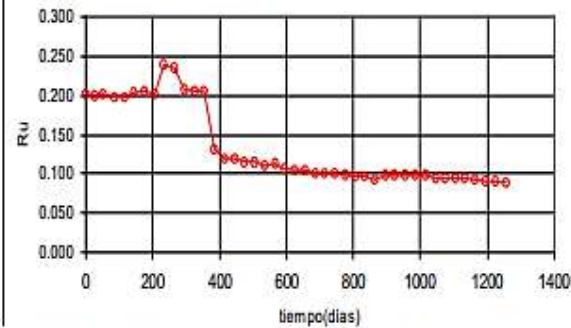


Figura 33–Variación R_u en el tiempo-Zona IV Etapa 1

Se observa en la Figura 33 que la presión R_u inicialmente presenta un pico y después disminuye abruptamente y a partir de ahí disminuye en el tiempo con una pendiente muy pequeña casi constante en el tiempo.

El punto con mayor asentamiento ultimo esperado es el punto número 3 donde S_{ult} es de 1.22m y la altura inicial de basura colocada no se conoce porque no fue posible encontrar los planos de diseño de la zona.

El asentamiento es inversamente proporcional a la presión de poros y la correlación es muy buena (Figura 34).

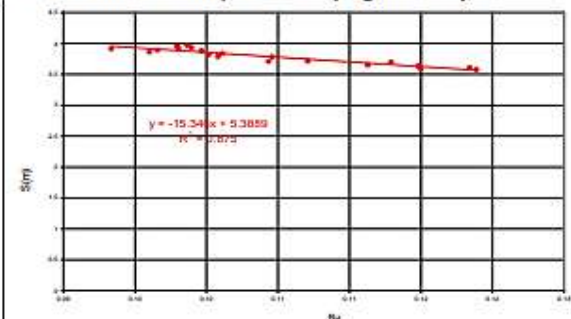


Figura 34–Asentamiento vs. R_u - Zona IV-Etapa 1.

7.4 Zona IV Etapa 2

Para este sector se cuenta con 31 piezómetros y el punto de control topográfico en la zona con mayor asentamiento último esperado es el 95 con un S_{ult} = 17.5m.

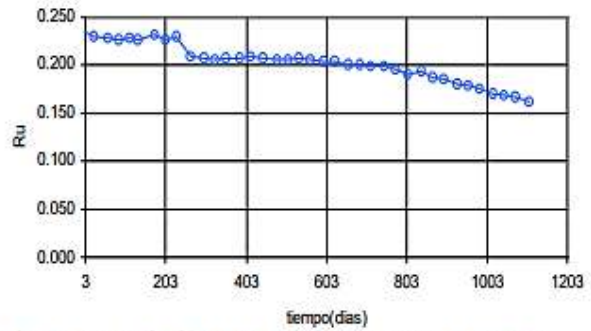


Figura 35–Variación R_u en el tiempo-Zona IV Etapa 2

La variación de R_u en el tiempo presenta una tendencia a disminuir de manera lenta en el tiempo, existiendo lapsos en los que la presión es casi constante (Figura 35).

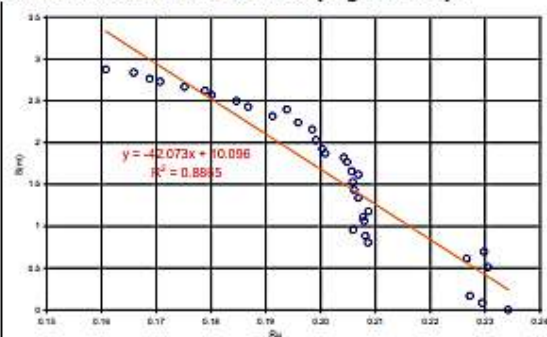


Figura 35–Asentamiento vs. R_u - Zona IV-Etapa2

Para este sector las mediciones de asentamiento y la presión de poros no ajustan bien a una regresión lineal como se observa en la Figura 35, pero se obtuvo una mejor correlación con una regresión polinomial como se muestra en la Figura 36. En cualquiera de los dos casos la relación entre asentamientos y R_u es inversamente proporcional.

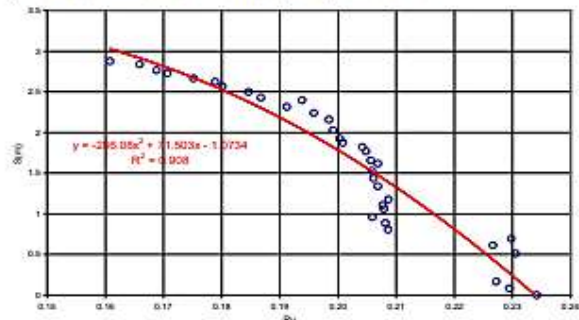


Figura 36–Asentamiento vs. R_u - Zona IV-Etapa2

7.5 Zona VII Área 1

Para esta zona se cuenta con 37 piezómetros y el punto de control representativo para la zona es el que tiene el mayor asentamiento.

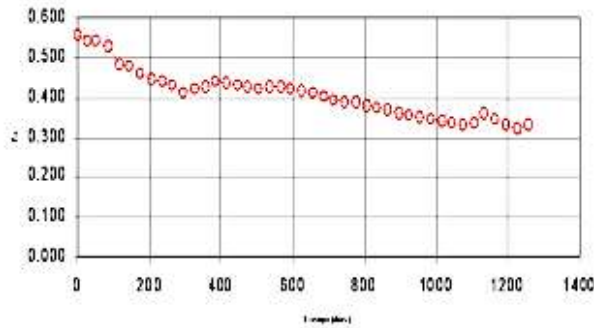


Figura 37-Variación Ru en el tiempo-Zona VII- Etapa 1

La presión de poros Ru disminuye en el tiempo con mayor rapidez que en las demás zonas y existe una relación inversamente proporcional muy marcada para la presión de poros Ru con el tiempo (Figura 37).

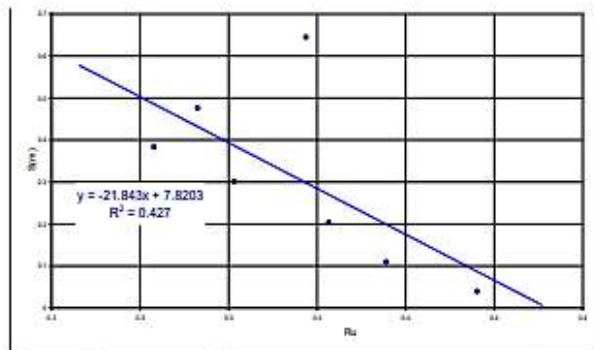


Figura 38-Asentamiento vs. Ru- Zona VII-Etapa 1

Se cuenta con datos de presión de poros desde el 31 de Octubre de 2000 y de asentamientos desde el 13 de Mayo de 2003

por lo cual para hacer la Figura 38 solo se tomaron los datos desde donde coinciden las fechas de registros, por lo tanto el número de puntos de análisis es muy pequeño, apenas 9 puntos, lo cual no permite sacar conclusiones acerca de la correlación encontrada.

Sin embargo para la zona se encontró un ajuste a la regresión lineal realizada y se observa una relación inversamente proporcional, adicionalmente la tasa de cambio dS/dRu es mucho mayor comparada con la obtenida para las demás zonas analizadas. Esto puede deberse principalmente a la edad que tiene esta zona porque teóricamente los asentamientos mayores ocurren al poco tiempo de dispuesta la basura por procesos normales de descomposición de la materia orgánica.

Su comportamiento también se puede deber a que en esta zona no tiene capas de cobertura intermedia por lo cual las presiones pueden estar disipándose con mayor rapidez o por los pocos datos que se tienen.

8. RESUMEN GENERAL

Después de haber analizado zona por zona, a continuación se muestra en la Tabla 1, un resumen general por zonas de todos los parámetros obtenidos para el modelo hiperbólico, los vectores de desplazamiento en el plano xy y el comportamiento de la presión de poros.

PARAMETROS	ZONA I			ZONA MANSIÓN	ZONA IV		ZONA VII
	ANTIGUA	LAGUNA	TORRE 93		ETAPA 1	ETAPA 2	
Fecha inicio operación	01-Nov-88	Sep-93	Sep-93	03-Feb-95	27-Sep-97	May-98	1999
Fecha clausura	Sep-93	03-Feb-95	03-Feb-95	09-Oct-95	29-Abr-98	Dic-98	2001
Fecha inicio modelo	07-Abr-00	27-Dic-97	03-Oct-97	02-Oct-97	06-Feb-98	Dic-00	May-03
ρ o (m/día)	0.000868	0.004002	0.003405	0.003844	0.001013	0.001658	0.003027
Sult (m)	2.35	3.21	3.06	5.45	0.84	6.46	2.34
T90 (años)	72.31	23.97	32.42	37.24	20.25	101.01	23.39
Ho(m)	16.51	9.37	10.71	20.06	NO SE ENCONTRO EL PLANO DE ADECUACIÓN	17.19	19.90
Cv (m2/días)	4.09	4.50	10.71	10.27		9.82	19.16
Sult/Ho	0.142	0.342	0.285	0.268		0.346	0.119
DS/Dru (m)	-11.204			-8.166	-15.346	-42.073	-21.843
Dirección desplazamiento	13.94±28.53	-20.95±16.99	24.95±-25.42	86±7.09	-101.74±20.18	93.93±11.53	62.66±57.60 13.87±17.58
Magnitud desplazamiento	0.673	0.675	0.607	0.935	0.582	0.755	0.322 / 0.878

Nota. El ángulo de desplazamiento esta medido con respecto a la norte. Sentido horario es positivo.

Tabla 1- Cuadro Resumen de Resultados de Geotecnia (Valores Promedio)

8.1 Tasas de Asentamiento

En cuanto a la tasa de asentamiento inicial en la Tabla 1 se aprecia que la zona que se asienta más lentamente es la Zona I-Antigua, junto con la Zona IV-Etapa 1; para la Zona I Antigua esto se debe a que es la zona más vieja y la parte de la curva analizada ya se acerca más al Sult, además el tiempo para que ocurra el 90% de este asentamiento último esperado, es de los más altos. Por otro lado, en la Zona IV la baja tasa se debe básicamente a la ubicación de los puntos hacia la pata del talud lo que genera resultados algo distintos al comportamiento general de las demás zonas, y al valor del Sult que es bastante bajo.

En cuanto al porcentaje máximo que se espera se asiente cada zona, las zonas que menos se espera que se asienten son la Zona I Antigua con un 14% de su altura inicial y la Zona VII-sector 1 con un 11%, esto muestra que la composición actual de la basura es distinta para cada zona, ya que estas dos zonas constituyen la zona más vieja y la más recientemente clausurada, respectivamente. Las otras zonas presentan valores más altos, entre el 27% y el 35%.

Para las tasas dS/dRu , se ve que son mayores (valor absoluto) para las zonas más

recientes, por lo que la disipación de la presión de poros influye más cuanto menor es la descomposición de la materia orgánica.

Es posible obtener una relación hiperbólica normalizada promedio que permita predecir los asentamientos en el Relleno Sanitario Doña Juana, con los siguientes parámetros:

$$Sult/Ho = 0.33491 ; \rho/Ho = 0.00033016$$

8.2 Desplazamientos Horizontales

Para los desplazamientos en el plano xy todas las zonas tienden a moverse en la dirección del talud, menos la zona IV- Etapa 1 que lo hace en dirección contraria. Las razones para que ocurra esto se puede deber a errores de los puntos, o sencillamente a la ubicación de los puntos en la parte baja del talud que generan estos resultados aparentemente anómalos.

Las magnitudes de los desplazamientos en este plano horizontal son muchísimo menores que los de los asentamientos

8.3 Asentamientos y Lixiviados

En las Tablas 2, 3 y 4 se muestra el resumen obtenido del análisis de lixiviados con los asentamientos de todas las zonas estudiadas.

ZONA	Cloruros	DBO5	DQO	Nitratos	Nitritos	Nitrógeno amoniacal	Nitrógeno Total
ZONA I	-0.3680	0.0433	0.1752	0.2215	0.3837	-0.1890	0.6625
MANSION	-0.0898	0.4638	0.4325	0.2197	0.0183	0.1136	0.5538
ZONA IV	-0.1602	-0.6615	-0.7182	0.0069	0.0626	0.1066	0.5120
ZONA VII	-0.1014	0.0309	0.0043	0.4091	-0.1754	0.1160	0.3467

Tabla 2- resumen general análisis asentamientos vs. cada parámetros físico químicos

parametros de la regresión	ZONA I		MANSION		ZONA IV		ZONA VII	
	Coefficientes	Error típico	Coefficientes	Error típico	Coefficientes	Error típico	Coefficientes	Error típico
Intercepción	2,842	118,551	334,825	1,164,056	42,180	117,307	-0.2433	0
Cloruros (mg Cl/L)	-0.000414	0.00032	-0.00021	0.000405	0.0001	0.00061	0.0006	0
DBO5 (mgO2/L)	-4.10E-01	0.00025	0.00016	0.000199	-0.0001	0.00012	0.0001	0
DQO (mgO2/L)	0.000129	0.00017	0.00020	0.000145	0.0001	0.00007	-0.0001	0
Nitratos (mg NO3/L)	0.01319	0.01270	0.00866	0.009528	0.0083	0.00919	0.0653	0
Nitritos (mg NO2/L)	0.0551	0.04652	-0.02548	0.038571	-0.0837	0.13728	-0.0469	0
Nitrogeno amoniacal (mg N/L)	6.03E+00	0.00036	-0.00007	0.000408	-0.0001	0.00065	0.0000	0
Nitrogeno total					0.0000	0.00013	-0.0002	0

Tabla 3- resumen análisis multivariado asentamientos vs. parámetros físico químicos

Estadísticas de la regresión	ZONA I	MANSION	ZONA IV	ZONA VII
Coefficiente de correlación múltiple	0.565	0.636	0.941	1.0
Coefficiente de determinación R ²	0.319	0.404	0.886	1.0
R ² ajustado	-0.022	-0.0428	0.688	65535.0
Error típico	0.951	0.7058	0.388	0.0
Observaciones	19	15	12	8

Tabla 4- resumen análisis multivariado asentamientos vs. parámetros físico químicos

Como se puede ver en la Tabla No 2 los parámetros que mejor se ajustan son el Nitrógeno Total para todas las zonas y la DQO y DBO para las Zonas de Mansión y Zona IV.

Los Cloruros, Nitritos y Nitrógeno Amoniaco no presentan un buen ajuste para ninguna de las zonas analizadas, el comportamiento es muy variable en el tiempo. La tendencia general de todos los parámetros químicos es a disminuir en el tiempo.

En relación con los asentamientos, en la mayor parte de las zonas, las concentraciones de los parámetros físico-químicos tienden a aumentar a medida que los asentamientos aumentan. Para el caso de la DBO y la DQO el comportamiento cambia para Zona IV, siendo totalmente inverso al de las demás zonas, la concentración disminuye a medida que los asentamientos aumentan.

En la Tabla 3 se tienen las estadísticas de regresión del análisis multivariado, donde se encontró una mejor correlación de los parámetros físico-químicos y los asentamientos, para todas las zonas. Además en la tabla 4 se muestran los coeficientes de la ecuación de regresión obtenida con su respectivo error.

El número de observaciones que se pudieron comparar entre asentamientos y parámetros físico químicos se redujo drásticamente debido a la falta de periodicidad de los monitoreos ambientales a los lixiviados en cada zona.

9. CONCLUSIONES

1) Los asentamientos son función del tiempo por lo cual para cada zona se obtienen diferentes asentamientos debido a la diferencia de edad de descomposición de la basura.

2) La composición de la basura es un factor determinante de los asentamientos que se producen en un relleno sanitario debido a que a mayor contenido de materia orgánica es mayor la proporción de material sólido que se degradará y transformará en líquidos y gases que son evacuados y producen un mayor cambio de volumen.

3) La altura de colocación de basuras en el relleno es una característica que modifica las condiciones de comportamiento de un sector en una zona rellena, ya que a mayores alturas de basuras colocadas, más alta es la tasa de asentamiento con respecto al tiempo y mayores son los asentamientos finales que se obtienen.

4) La ubicación y distribución de puntos de control topográfico dentro de una zona es muy importante porque de ello depende el poder reconstruir la topografía cambiante de cada zona del relleno de la manera más exacta posible.

5) El modelo hiperbólico aplicado al relleno arrojó resultados o ajustes muy buenos ($R_2 > 0.77$) para los datos de puntos de control topográfico, lo que muestra que el modelo es aplicable y es el que mejor describe el comportamiento de los asentamientos en un relleno sanitario.

6) En todas las zonas del relleno la presión de poros R_u ha disminuido en el tiempo, dicha disminución ocurre de forma gradual y es más rápida entre más joven es la edad del relleno.

7) Se encontraron relaciones directamente proporcionales entre R_u y el tiempo para las zonas del relleno y en algunos casos relaciones lineales con coeficientes de correlación muy próximos a 1.

8) Las relaciones encontradas de presión de poros, permiten deducir que la teoría de esfuerzos efectivos aparentemente se cumple, pero todavía no se sabe que

otras leyes las gobiernan en rellenos sanitarios y no se puede estimar que parte esta involucrada con la degradación de la basura y cual a efectos de consolidación.

- 9) Las zonas clausuradas, no pueden ser utilizadas para urbanizaciones ni edificaciones pero sí para otros fines (por ejemplo, parques) debido a que los asentamientos cesarán en un periodo superior a 20 años por lo que la magnitud de éstos es bastante grande y no es uniforme dentro de una misma zona.
- 10) La determinación de la edad de descomposición que presenta una zona del relleno es difícil de encontrar debido a que se requiere información de la forma de llenado y las condiciones en las que se realizó para poder modelar el proceso de descomposición por celdas de llenado.
- 11) Los parámetros físico-químicos que se analizan para cada zona presentan tendencias poco definidas, lo cual no permite realizar apreciaciones sobre la edad del relleno basándose solo en estos datos. Además no se tiene una base de datos completa en cuanto a mediciones realizadas, en relación con las mediciones topográficas.
- 12) Debido a la gran heterogeneidad de los desechos sólidos dentro de una misma zona, que se encuentra formada por diferentes capas de basura de distinta edad y diferentes alturas de desechos, no se puede generalizar un valor de asentamiento, pero si se puede deducir una tendencia media predictiva en cuanto a la tasa de asentamiento.
- 13) La concentración de los parámetros físico-químicos tiende a aumentar cuando los asentamientos son grandes, según las correlaciones obtenidas, lo que indica que evidentemente a mayor descomposición de materia orgánica habrá mayor asentamiento.

10. AGRADECIMIENTOS

El presente artículo es un resumen del Trabajo de Grado para optar por el Título de Ingeniero Civil de los Ingenieros Judy S. Valverde N. y Jesús D. Sandoval Ch, en la Facultad de Ingeniería de la Universidad

Nacional de Colombia, bajo la dirección del Ingeniero Alvaro J. González G

Los autores agradecen a PROACTIVA DOÑA JUANA E.S.P- S.A., por haber permitido usar la información para la realización de este trabajo y a la Universidad Nacional por recomendar su publicación.

REFERENCIAS

ACAR, Y.B.; DANIEL, D.E. (Eds) (1995)- *Geoenvironment 2000- 2 Vols- ASCE Geotech. Sp Publication 46.*

BEAR, JACOB (1972). *Dynamics of Fluids in Porous Media.* Dover Pub Inc.

ESPINOSA S, A; GONZALEZ, A.J. (2001) - *Falla del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia- I- Las Basuras Acumuladas como Material Geotécnico- III Simposio Panamericano de Deslizamientos - Vol. 2 pp.405-416- Sociedad Colombiana de Geotecnia- Cartagena - Julio 2001- también IV Foro de Geotecnia de la Sabana de Bogota -SCI -pp. 61-79 -Octubre 2001*

GEOSYNTEC CONSULTANTS (1998). *Investigación de las Causas del Deslizamiento de la Zona II el 27 de Septiembre de 1997- Relleno Sanitario Doña Juana-Santafé de Bogotá- para Prostantana Ltda. ESP- en Inglés- 3 Vol. Julio 1998.*

GONZÁLEZ, A. J.; ESPINOSA, A. (2000). *Peritazgo Técnico Controversias Surgidas en Torno del Relleno Sanitario de Doña Juana-- Tribunal de Arbitramento - 3 Vol.- Bogotá, Julio 2000*

GONZÁLEZ, A. J.; ESPINOSA, A. (2001A). *Falla del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia- II- Evaluación de Presión de Poros y Resistencia de Basuras- III Simposio Panamericano de Deslizamientos- Vol. 2 pp.497-508- Sociedad Colombiana de Geotecnia- Cartagena - Julio 2001- también IV Foro de Geotecnia de la Sabana de Bogota -SCI -pp. 80-97 Octubre 2001*

GONZÁLEZ, A. J.; ESPINOSA, A. (2001B).- *Falla del Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá, Colombia- III- Mecanismo de Falla, Causas y Costos del Deslizamiento- III Simposio Panamericano de Deslizamientos - Vol. 2 pp.509-522- Sociedad Colombiana de Geotecnia- Cartagena - Julio 2001-- también IV Foro de Geotecnia de la Sabana de Bogota -SCI -pp. 98-118-Octubre 2001*

HENDRON, D. M. et. al. (1999) *Investigation of the Cause of the 27 September 1997 Slope Failure at the Doña Juana Landfill.* Foro Sobre Rellenos Sanitarios. Cerdeña, Italia. 1999.

HOSAIN. M.S; GABR, M. A. (2003) *Relationship of Compressibility Parameters to Municipal Solid Waste Decomposition.*- Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. December 2003

KOUZELI-KATSIRI, A. et. al.(1999)- *Prediction of Leachate Quality from Sanitary Landfills.*- Journal of Environmental Engineering. October 1999.

LANDVA, ARVID. and KNOWLES G. DAVID, Eds (1990). *Geotechnics of Waste Fills Theory and Practice.* ASTM . 1990.

LING, HOE; LESHCHINSKY, DOV; MOHRI, YOSHIYUKI. (1998) *Estimation of Municipal Solid Waste Landfill Settlement.* - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. January 1998

MITCHELL, J. K. and FILZ G. M. (1995)- *Soil Mechanics in Geoenvironmental Engineering.* X Conferencia Panamericana, Guadalajara - México, 1995.

MITCHELL, J. K. and SEED R. B. (1990) *Stability Considerations in the Design and Construction of Lined Waste Repositories.* ASTM . 1990.

MORUZZI, A. and FILZ G. (2003) *Composite Compressibility Model for Municipal Solid Waste.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. April 2003.

OWEIS, ISSA S. and KHERA, RAJ P. (1990) *Geotechnology of Waste Management.* Butterworth & Co. Publishers Ltd. 1990.

QIAN, X; KOERNER, R, GRAY, D.H. (2002) *Geotechnical Aspects of Landfill Design and Construction* - Prentice Hall -2002

REINHART, DEBRA R. and TOWNSEND T. G.(1998)- *Landfill Bioreactor Design & Operation.* Lewis Publishers, New York. 1998.

REPETTO, PEDRO C.(1995) *Basic Considerations for the Design of Municipal and Hazardous Waste Landfills.* X Conferencia Panamericana, Guadalajara México, 1995.

SADAT INTL. INC., UNIVERSIDAD DE LOS ANDES Y ARTHUR D'LITTLE (1997)-*Informe del Diagnóstico Geotécnico y Ambiental de las Causas del Deslizamiento en el Relleno Sanitario*

de Doña Juana - para el DAMA- 2 Vol. - Bogotá, Diciembre 1997

SANDOVAL Ch, J.D; VALVERDE N., J.S (2004) *Deformabilidad del Relleno Sanitario de Doña Juana* - Trabajo de Grado sin Publicar- 181pp- Anexos- Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola- Facultad de Ingeniería- Universidad Nacional de Colombia - 2004.

SINGH, S., and MURPHY, B. (1990) *Evaluation of Stability of Sanitary Landfills.* Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice, ASTM 1071, Arvid Landva, G. David Knowles, editors, ASTM, Philadelphia. 1990

TCHOBANOGLOUS, GEORGE et. al. (1993) *Integrated Solid Waste Management.* Mc Graw-Hill. 1993.

VALVERDE N. ,J.S.; SANDOVAL CH., J.D. (2004)- *Deformabilidad del Relleno Sanitario Doña Juana*- Trabajo de Grado de Pregrado sin publicar- 181pp- 3 Anexos- Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola- Facultad de Ingeniería- Universidad Nacional de Colombia- Bogotá- 2004

YEGÍAN, M.K., FINN, W.D.L., Eds (1995) *Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills.* Proc, Session, Soil Mechanics. Comm. ASCE, San Diego, Cal., Octubre 23-27. 1995.

YEGIAN M. K. AND HARB J. N. (1995) *Slip Displacements of Geosynthetic Systems Under Dynamic Excitation. Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills.* Proc, Session, Soil Mechanics. Comm. ASCE, San Diego, Cal., Octubre 23-27. 1995.

Artículos IV. Casos de estudio

Estudio comparativo de metodologías de zonificación de amenaza por movimientos en masa aplicado al sector rural de Villavicencio

F. A. Díaz, B. E. Alzate & A. J. González
Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia

G. L. Ruiz
INGEOMINAS, Bogotá, Colombia

RESUMEN: Se presenta el estudio comparativo de cuatro metodologías de zonificación de amenaza por movimientos en masa, para lo cual se desarrolla el modelamiento por medio de Sistemas de Información Geográfica en las cuencas de los ríos Guatiquía y Ocoa dentro del municipio de Villavicencio, área que presenta amplia variedad en sus características geológicas, geomorfológicas y climáticas; al tiempo que una alta complejidad estructural geológica que define la actividad sísmica de la región, aspectos que determinan la existencia de procesos de inestabilidad del terreno. En el año 2003 INGEOMINAS obtuvo la zonificación de amenaza por movimientos en masa para esta área, empleando la metodología del Sistema Semicuantitativo de Evaluación (Ramírez, 1988). En este artículo se presenta la zonificación empleando tres metodologías adicionales y a partir de sus resultados y de los obtenidos por INGEOMINAS, se analiza la influencia de variables geoambientales en la evaluación de la amenaza, estudiando tanto parámetros intrínsecos como detonantes y se hace una comparación de las cuatro metodologías usadas.

ABSTRACT: A comparative study among of four methodologies of mass movements hazard zonation is presented, hazard was modeled by means of Geographic Information Systems in the Guatiquía and Ocoa river basins, within the municipality of Villavicencio. This area has a great variety of geological, geomorphological and climatic characteristics. At the same time, it is distinguished by a complex geological settings that defines the seismic activity of region. All these aspects determine the occurrence of land instability processes. In 2003 INGEOMINAS carried out the mass movement hazard zonation of this area, using the Semiquantitative Evaluation System methodology (Ramírez, 1988). This paper shows the hazard zonation using this and three other methodologies, comparing the influence of geoenvironmental variables in the hazard assessment.

1 INTRODUCCIÓN

Entre los años 2001 y 2003 INGEOMINAS estableció la zonificación integral de amenazas naturales para Villavicencio, dentro de las cuales se estudió la amenaza por movimientos en masa, cuya zonificación se llevó a cabo empleando el planteamiento del Sistema Semicuantitativo de Evaluación de Zonas Homogéneas de Estabilidad, desarrollado por Ramírez y González (1989).

Se presentan aquí los resultados del estudio comparativo desarrollado entre cuatro metodologías de zonificación de amenaza por movimientos en masa, incluyendo la desarrollada por INGEOMINAS, junto con las de Mora & Vahrson (1994), Rodríguez (2001) y Van Westen (1993), para lo cual se desarrolla el modelamiento de éstas tres últimas por medio de Sistemas de Información Geográfica.

Los resultados obtenidos son comparados en conjunto, permitiendo obtener conclusiones acerca de la aplicabilidad de cada una de las metodologías en el área de piedemonte, en Villavicencio y ofrecer algunas recomendaciones para su implementación en futuras aplicaciones.

1.1 Localización del Área de Estudio

El área para el estudio se restringió a la zona de laderas de las cuencas de los ríos Guatiquía y Ocoa en el municipio de Villavicencio y cubre aproximadamente 189 km², delimitada tal como se presenta en la Figura 1 y como se define a continuación.

El límite norte es la divisoria de aguas, que separa las quebradas Honda y La Sapa, afluentes del río Guatiquía; en la parte nororiental, el límite es el límite municipal es decir las quebradas Guadual y Negra; el límite oriental corresponde a un tramo de la carretera que de Villavicencio conduce al municipio de Restrepo y a la vía que de Villavicencio conduce al municipio de Acacías; el límite occidental es la divisoria de aguas entre las cuencas de los ríos Guayuriba y Guatiquía; el límite sur corresponde principalmente a la coordenada 940.000 m Sur.



Figura 1. Localización del área de estudio, cuencas de los ríos Guatiquía y Ocoa en la parte rural de Villavicencio.

1.2 Definición de Amenaza

En este trabajo se adopta la definición de amenaza presentada por la secretaria de la ISDR (2002) (International Strategy for Disaster Reduction) de las

Naciones Unidas, en el informe “Living with Risk”, tal como se presenta a continuación.

Amenaza: se define como un evento físico potencialmente dañino, fenómeno y/o actividad humana, que puede causar daños físicos a personas e incluso la pérdida de vidas, daños a propiedades, alteración social y económica o degradación medioambiental. Al mismo tiempo la amenaza puede incluir condiciones latentes que puedan representar un peligro a futuro y puede tener diferentes orígenes: natural (geológico, hidrogeológico y biológico) y/o inducido por procesos humanos (degradación medioambiental y amenazas tecnológicas). Finalmente, cada amenaza se caracteriza por su intensidad, localización, frecuencia y probabilidad.

2 METODOLOGÍAS DE ZONIFICACIÓN DE AMENAZA

Se exponen a continuación los planteamientos de las metodologías a comparar, al tiempo que los tratamientos y ajustes más relevantes que se hicieron necesarios para su implementación.

2.1 Metodología de Macrozonificación para la Determinación de Amenaza por Deslizamiento

Mora & Vahrson (1994) presentan un modelo para el análisis de la amenaza relativa de deslizamientos utilizando indicadores morfodinámicos, teniendo como finalidad la definición y jerarquización de áreas críticas. El planteamiento en la definición de la Amenaza es el siguiente:

$$A_d = (R_r \cdot L \cdot H) \cdot (S + LL) \quad (1)$$

donde, A_d es el índice de amenaza relativa por deslizamiento, R_r es el índice de relieve relativo, L es el índice de influencia de la litología, H es el índice relacionado con la humedad del suelo, S es el índice de influencia de la actividad sísmica y LL es el índice de influencia de las lluvias intensas.

Aunque la metodología no involucra el uso del suelo ni la intervención antrópica, su aplicación es útil para conocer las áreas que, aún sin intervención del hombre, representan una amenaza natural.

En lo que refiere a los parámetros de susceptibilidad, el relieve relativo depende ampliamente del tamaño de celda seleccionado, que en este caso fue 200 m; la influencia de la litología se determinó asignando valores de susceptibilidad basados en los parámetros de caracterización de los materiales para la zona, presentados por INGEOMINAS; la humedad del suelo se estimó por medio de un balance

hídrico aproximado, para lo que se determinó la evapotranspiración según Thornthwhite y la precipitación promedio mensual, variables que se espacializaron por medio de la relación que guardan con la elevación.

En cuanto a los parámetros detonantes, la influencia de la actividad sísmica se obtuvo por medio de la relación planteada por Sauter (1989) entre aceleración horizontal máxima en superficie y la intensidad Mercalli modificada, empleando los datos de aceleración superficial ofrecidos por AIS-INGEOMINAS (1997) y modificándolos en lo referente a su periodo de retorno, para lo cual se utilizó la curva presentada en el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, para la ciudad de Villavicencio, siendo posible entonces pasar los datos de 475 a 100 años de periodo de retorno; mientras que las lluvias intensas se estimaron por medio del planteamiento de Gumbel, trabajando con un periodo de retorno de 100 años y espacializando la variable por medio de una relación polinomial de segundo grado en función de la elevación.

Los resultados de la aplicación de esta metodología, se presentan en la Figura 2.

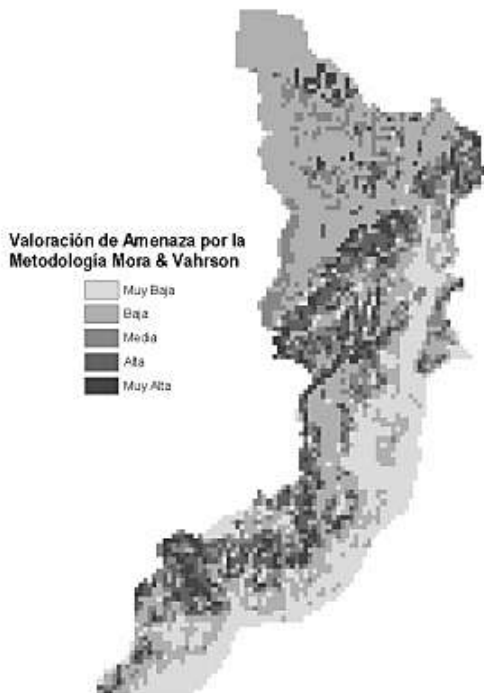


Figura 2. Zonificación de amenaza por movimientos en masa según la metodología de Mora & Vahrson (1994).

2.2 Metodología de Valoración de la Amenaza por Deslizamiento en Laderas Naturales Inducidos por Terremotos

La metodología se basa en la propuesta de analizar las condiciones para tres mecanismos de falla de manera independiente, los cuales son en esencia los propuestos por Keefer (1984), citado por Rodríguez (2001), deslizamientos coherentes, deslizamientos con alto grado de desorganización interna y propagaciones laterales y flujos, asumiendo al tiempo que la forma de tener en cuenta los materiales es por medio de la evaluación en cada mecanismo de falla.

El modelo desarrollado por Rodríguez (2001) determina la amenaza como la convolución de una función detonante y una de susceptibilidad, tal como se presenta a continuación.

$$H = T * S \quad (2)$$

donde H es la valoración de la amenaza, T es la evaluación de la función detonante y S es la evaluación de la función de susceptibilidad. Definidas así:

$$T = \frac{(SP - SP_{min})}{(SP_{max} - SP_{min})} \quad (3)$$

donde SP es el parámetro detonante, que en este caso corresponde con el valor de aceleración máxima horizontal del terreno a nivel de superficie, con periodo de retorno de 475 años y los valores máximo y mínimo corresponden con los de la zona de estudio.

$$S = \frac{1}{2}(G + C) \quad (4)$$

donde G corresponde con el valor de la función de geometría de ladera y C con el de la función climática, tal como se expresan a continuación:

$$G = \frac{(GP - GP_{min})}{(GP_{max} - GP_{min})} \quad (5)$$

donde GP es el parámetro de susceptibilidad por geometría de la ladera, en este caso se empleó la pendiente dada en grados.

$$C = \frac{1}{4}(LTR + STR + LTE + STE) \quad (6)$$

donde LTR es la lluvia promedio anual, STR la lluvia promedio mensual, LTE los excesos de lluvia anuales y STE los excesos de lluvia mensuales, definidos estos últimos como la diferencia entre la lluvia promedio y una lluvia con recurrencia de 100 años.

La forma de calificar cada uno de los parámetros en la función de susceptibilidad, es por medio de su normalización, para lo que Rodríguez (2001) propone valores máximos y mínimos, obtenidos como resultado del análisis de una amplia base de datos donde se reportan tanto los sismos que han inducido deslizamientos, como los deslizamientos que han sido inducidos por sismos.

Empleando dichos valores límite y el valor del parámetro en el sitio a evaluar, se utiliza la siguiente ecuación para la normalización:

$$RP = \frac{(RP_{act.} - RP_{min})}{(RP_{máx} - RP_{min})} \quad (7)$$

donde RP es cualquiera de los parámetros utilizados en la función climática y los valores máximos y mínimos corresponden con los presentados por Rodríguez (2001) de acuerdo con el mecanismo de falla.

Los resultados de la aplicación de esta metodología, usando un tamaño de celda 20 metros, se presentan en la Figura 2.



Figura 3. Zonificación de amenaza por movimientos en masa, según la metodología de Rodríguez (2001).

En la aplicación de la metodología se encontraron varios inconvenientes relacionados con la normalización de parámetros, lo que llevó a la determinación de no utilizar los valores presentados por Rodríguez (2001) y normalizar cada parámetro con respecto a los valores máximo y mínimo que se encontraron en la zona de estudio. El efecto que esto trae es la imposibilidad de distinguir entre los meca-

nismos de falla, lo que deja de lado la forma de tener en cuenta el material en esta metodología.

2.3 Metodología de Predicción de la Ocurrencia de Fenómenos de Inestabilidad de Laderas

En este caso los planteamientos no se desarrollan por medio de aplicaciones de funciones matemáticas, pues se basa en análisis estadísticos que permiten predecir la ocurrencia de procesos morfodinámicos, teniendo como insumo fundamental un mapa o inventario actualizado de procesos morfodinámicos.

En el planteamiento estadístico, Van Westen (1993) propone dos formas básicas de lograr una zonificación de amenaza, dependiendo de si el análisis estadístico es univariado o multivariado. En este caso se llevó a cabo un análisis univariado, empleando como parámetros de susceptibilidad los materiales, la pendiente, la densidad de drenaje y la densidad de fallamiento, al tiempo que los parámetros detonantes se definieron por la aceleración máxima superficial del terreno con periodo de retorno de 475 años, la lluvia máxima diaria anual con periodo de retorno de 100 años, determinada por ajuste a la distribución Gumbel y la lluvia promedio anual con periodo de retorno de 100 años, determinada por ajuste a la distribución de probabilidad Gamma.

El proceso de análisis consta de tres pasos, primero se desarrolla un análisis de distribución de deslizamientos sobre los parámetros de susceptibilidad, con base en el cual se definen las clases relevantes de cada parámetro. En segundo lugar se hace un análisis de densidad de procesos morfodinámicos sobre cada clase relevante y finalmente se ponderan y califican dichas clases, por medio de una normalización simple que divide los valores del parámetro en el máximo valor presente del mismo en la zona de estudio.

La definición de las clases relevantes a que se hace referencia, se logra por medio de un análisis de la distribución acumulada de frecuencias de cada parámetro, haciendo que cada clase tenga igual área de afectación por procesos morfodinámicos. A manera de ejemplo, en la Figura 4 se presenta la división en clases relevantes para la densidad de fallamiento.

Tomando como base de trabajo el mapa morfodinámico obtenido en campo por INGEOMINAS (2001,2003) , se procede a clasificarlo por tipos, distinguiendo entre procesos erosivos y movimientos en masa, y desplegarlo sobre los mapas paramétricos a analizar. Sobre cada clase relevante de parámetro, se determina el porcentaje de área afectada, y se normalizan los resultados haciéndolos tomar valores entre

0 y 1, para finalmente calificar cada clase relevante entre 1 y 5.

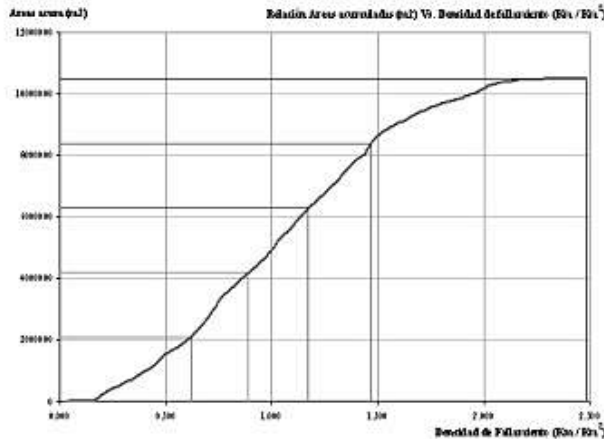


Figura 4. Distribución acumulada de áreas afectadas por movimientos en masa con respecto a la densidad de fallamientos.

En cuanto a los parámetros detonantes, se analiza la distribución de frecuencias para cada uno de ellos y siguiendo los planteamientos de Raveneau (1989) se establece la mejor forma de definir clases en cada parámetro. El histograma de frecuencias del parámetro sísmico presentó un sesgo a la izquierda, mientras que el de la máxima lluvia diaria anual con recurrencia de 100 años, presentó un sesgo a la derecha, en estos dos casos se utilizó una progresión aritmética que establece que cada clase tiene una amplitud mayor que la anterior en la dirección del sesgo, en una medida dada por el rango de la progresión, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$R = \frac{(M - m)}{(1 + 2 + 3 + \dots + n)} \quad (8)$$

donde M es el máximo valor del parámetro, m es el mínimo valor y n es el número de clases adoptado, 5 en este caso.

En cuanto a la lluvia anual con recurrencia de 100 años, se encontró que su distribución era uniforme, razón por la que se adoptan clases de igual amplitud.

Una vez realizado el análisis de distribución y densidad de deslizamientos, se procedió al cálculo de valores de peso para cada parámetro involucrado, basado en el análisis de una tabla de datos donde se almacenan los resultados de los análisis de densidad de deslizamientos, para lo cual es posible establecer una relación entre el porcentaje de afectación por un determinado tipo de proceso y la susceptibilidad de la clase relevante de parámetro en la que ocurre.

La ponderación adoptada, en cuanto a la susceptibilidad, considera que el parámetro más importante

es el material, con un peso relativo de 45%, seguido de la pendiente con 30%, de la densidad de fallamiento con 15% y finalmente de la densidad de drenaje con 10%. En cuanto al detonante, considera que lo más importante es la lluvia promedio anual con recurrencia de 100 años, con un peso relativo de 40%, seguido de la máxima lluvia diaria anual con periodo de retorno de 100 años y el parámetro sísmico, ambos calificados con 30% de peso relativo. La condición final de amenaza se determina estimando que susceptibilidad y detonante son igualmente importantes.

En la Figura 5 se presentan los resultados de aplicar esta metodología con tamaño de celda 20 metros.



Figura 5. Zonificación de amenaza por movimientos en masa, según la metodología de Van Westen (1993).

2.4 Metodología del Sistema Semicuantitativo de Evaluación de Estabilidad

En la aplicación de esta metodología se definen ocho parámetros, de entre los cuales cuatro se consideran intrínsecos o de susceptibilidad, que son: tipo de material, relieve, drenaje, y cobertura vegetal; los cuatro parámetros restantes se consideran como detonantes,

que son: erosión, clima, sísmica y factores antrópicos. Los parámetros se caracterizan con factores que son agrupados según su naturaleza o relación directa con las condiciones características de cada uno de ellos. Luego para cada factor, Ramírez (1988) fija rangos de variabilidad, dependiendo del grado de influencia que tengan en la estabilidad de laderas.

Los parámetros son evaluados asignándoles una calificación de estabilidad (valores altos corresponden con zonas estables, mientras que valores bajos corresponden con zonas inestables), que se obtuvo a partir del análisis de resultados de encuestas realizadas entre ingenieros geotecnistas con amplia experiencia en la estabilidad de taludes. (Ramírez, 1988)

La evaluación final de estabilidad se obtiene sumando la valoración de cada uno de los ocho parámetros. En la Figura 6 se presenta el resultado de aplicar esta metodología con tamaño de celda de 20 metros.

3 CALIBRACIÓN DE RESULTADOS

La aplicación de las metodologías ofrece como resultado un mapa preliminar de evaluación de la amenaza, de tal forma que la generación de un mapa final de amenaza está condicionada al análisis de la presencia o ausencia de procesos morfodinámicos en la zona, razón por la que se debe acudir a un proceso de calibración de resultados.

La metodología de Mora & Vahrson (1994) presenta un sistema aproximado de evaluación de amenaza por movimientos en masa, sin tener en cuenta los procesos erosivos, lo mismo que la metodología de Rodríguez (2001), lo que constituye un gran inconveniente en materia de objetividad en la aplicación, pues en la zona de estudio la mayor afectación del área de ladera (pendiente mayor al 5%) se da por procesos erosivos, que está cerca del 7%, mientras que los movimientos en masa constituyen una afectación de apenas 3% del área de laderas.

La metodología de Van Westen (1993) se considera de mayor aplicabilidad que las anteriores en esta área, en la medida que permite desarrollar un análisis separado para procesos erosivos y para movimientos en masa.

El proceso de calibración de resultados consiste en la superposición del mapa de movimientos en masa y el preliminar de zonificación de amenaza, el resultado de esta operación será el mapa final de zonificación de amenaza por movimientos en masa.

Con el mapa final se evalúan resultados, midiendo los porcentajes de acierto de las clases más altas de amenaza definidas por la metodología, con los

procesos morfodinámicos medidos en campo; en el análisis de movimientos en masa, se incluyen en la presentación final del mapa los procesos erosivos, pero estos no se tienen en cuenta en la evaluación de resultados, toda vez que las metodologías no persiguen su evaluación.



Figura 6. Zonificación de amenaza por movimientos en masa, según la metodología de Ramírez - González (1988 - 1997).

El proceso de calibración de resultados consiste en la superposición del mapa de movimientos en masa y el preliminar de zonificación de amenaza, el resultado de esta operación será el mapa final de zonificación de amenaza por movimientos en masa.

Con el mapa final se evalúan resultados, midiendo los porcentajes de acierto de las clases más altas de amenaza definidas por la metodología, con los procesos morfodinámicos medidos en campo; en el análisis de movimientos en masa, se incluyen en la presentación final del mapa los procesos erosivos, pero estos no se tienen en cuenta en la evaluación de resultados, toda vez que las metodologías no persiguen su evaluación.

Los resultados de este tipo de análisis son válidos solo para el lapso de tiempo en que la actividad morfodinámica de la zona, puede ser caracterizada por el mapa de procesos morfodinámicos utilizado en el análisis, de tal manera que la evaluación por el criterio de acierto en área afectada, pierde validez tan rápido como lo haga el mapa morfodinámico, pues la ocurrencia de nuevos procesos morfodinámicos altera la relación porcentual establecida.

4 COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 *Análisis de Resultados en la Valoración de Amenaza*

La forma de evaluar el acierto de la metodología, en la definición de áreas con un determinado nivel de amenaza, se centra en el análisis del porcentaje de área con nivel de amenaza media, alta y muy alta, que coincide con el área de afectación por movimientos en masa de acuerdo con el mapa de procesos morfodinámicos levantado en campo. Considerando entonces que es en las áreas con niveles de amenaza media a muy alta, donde existe la mayor probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa.

Tabla 1. Porcentajes de acierto en la valoración de la amenaza por movimientos en masa.

Autor	Porcentaje de acierto (%)
Mora & Vahrson	47.76
Rodríguez	81.15
Van Westen	90.81
Ramírez - González	73.41

En la Tabla 1 se presentan los resultados de la evaluación de acierto de cada una de las metodologías, tal como se definió con anterioridad. Se mide aquí la aplicabilidad de planteamiento en la zonificación de amenaza por movimientos en masa. En resumen se tiene que las metodologías de Ramírez-González, Rodríguez y Van Westen, ofrecen resultados satisfactorios, mientras que la metodología de Mora & Vahrson presenta resultados poco confiables, con un porcentaje de acierto inferior al 50%.

4.2 *Análisis de Funciones de Susceptibilidad*

La forma como las metodologías estiman la susceptibilidad de un área, es por medio de la combinación

de algunos parámetros que caractericen las condiciones intrínsecas del terreno.

Para evaluar las funciones de susceptibilidad se plantea medir el nivel de acierto, tal como se evaluó para la determinación de la amenaza, donde se establece en que medida los procesos morfodinámicos ocurren dentro de las zonas de mayor susceptibilidad, para lo que se analiza la distribución de frecuencias para los valores de la función en cada metodología y se hace una división en cinco clases, utilizando el mismo criterio empleado en la evaluación de la zonificación de amenaza; se establece que un proceso morfodinámico que coincide con una zona de susceptibilidad media a muy alta (clases 3 a 5), confirma la adecuada evaluación de la función de susceptibilidad, mientras que procesos que coincidan con zonas de susceptibilidad baja a muy baja (clases 1 y 2), dejan ver lo inadecuado de la misma.

No obstante los criterios establecidos, no se debe descartar que en algunos de los casos en que la función de susceptibilidad toma valores muy bajos, siendo evidente la presencia de procesos morfodinámicos, es posible que la ocurrencia de dichos procesos obedezca a litologías muy susceptibles, que no alcanzan a ser discriminadas por la valoración que se hace del parámetro materiales dentro de la función de susceptibilidad.

En la Tabla 2 se presentan los resultados de la evaluación de acierto de las funciones de susceptibilidad en cada una de las metodologías. Se mide aquí la aplicabilidad de la definición de la susceptibilidad con miras a una valoración de la amenaza por movimientos en masa.

Tabla 2. Porcentajes de acierto de las funciones de susceptibilidad en la comparación de resultados de cada metodología.

Autor	Porcentaje de acierto (%)
Mora & Vahrson	94.76
Rodríguez	58.85
Van Westen	89.01
Ramírez - González	76.01

4.3 *Análisis de Amenaza por Procesos Erosivos*

Vale la pena destacar que el nivel de acierto de la metodología de Van Westen, que es la única que permite realizar el análisis para este tipo de aplicación, es de 85.34 %, empleando una ponderación de parámetros que, en cuanto a la susceptibilidad, considera que los parámetros más importantes son el material y la pendiente, asignándoles un peso relativo del 30%, seguido de la densidad de fallamiento con 25% y finalmente a la densidad de drenaje le asigna el 15%; en cuanto al detonante, considera que

lo más importante es, el parámetro sísmico asignándole un peso relativo de 40%, seguido de la máxima lluvia diaria anual con periodo de retorno de 100 años y la lluvia promedio anual con recurrencia de 100 años, ambos calificados con 30% de peso relativo. La condición final de amenaza se determina estimando que la susceptibilidad y el detonante son igualmente importantes.

En cuanto a la evaluación de la función de susceptibilidad, se encontró que acierta en un 95.09 %, lo que constituye una evidencia más de la bondad en la aplicación de esta metodología.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL PROCESO DE APLICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS

Los deslizamientos y en general todos los movimientos en masa, traen efectos tanto socioeconómicos (vida, propiedades y bienestar) como medioambientales (efectos sobre las tasas de erosión y sedimentación en el corto mediano y largo plazo), ahora bien, aunque la localización de futuras áreas amenazadas puede predecirse de muchas formas, hay una incapacidad para predecir su ocurrencia en términos de frecuencia e intensidad, lo cual lleva a una inadecuada valoración de la amenaza, definida de acuerdo con los lineamientos de la ONU (2002).

Antes de hacer cualquier planteamiento, vale advertir que tanto la metodología planteada por Mora & Vahrson, como la planteada por Rodríguez, evalúan amenaza por movimientos en masa, más no por procesos erosivos, lo que a todas luces parece inadecuado, cuando en la zona de estudio se presenta más afectación por estos últimos que por los primeros. Al tiempo que se hace esta advertencia se reconoce también que la metodología empleada por INGEOMINAS (Sistema Semicuantitativo de Evaluación) tampoco evalúa amenaza por procesos erosivos, aunque es la única que emplea la erosión como un factor detonante. Por su parte la metodología de Van Westen, es la que mejor se puede ajustar a este tipo de análisis, siendo posible desarrollar una evaluación de amenaza, tanto para movimientos en masa como para procesos erosivos, lo que constituye una verdadera ventaja frente a los demás planteamientos.

No obstante lo anterior, se presentan aquí conclusiones y recomendaciones al respecto de la aplicación de cada una de las metodologías de zonificación de amenaza. Ante los evidentes buenos resultados de la aplicación de la metodología Van Westen, estos se toman como referencia para evaluar la bondad de las

demás aplicaciones, razón por la que es la primera en analizarse a continuación.

5.1 Metodología de Predicción de la Ocurrencia de Fenómenos de Inestabilidad de Laderas

Como debe ser claro, la metodología propuesta por VanWesten es un análisis estadístico univariado, que se conforma por un análisis de distribución y uno de densidad de deslizamientos, previos al de asignación de pesos relativos a las clases relevantes de los parámetros analizados. Obteniendo las siguientes conclusiones al respecto:

- El análisis de distribución de procesos morfodinámicos debe permitir la definición de las clases relevantes en las que se desarrolla el análisis de densidad de los mismos. En este caso el criterio para la división de clases fue por igual área de afectación y aunque pueden existir otros criterios, el empleado aquí parece funcionar bastante bien, por cuanto la función de susceptibilidad presenta buenos resultados.
- Como parámetros de susceptibilidad, se involucraron los materiales, la pendiente y las densidades de drenaje y fallamiento, lo que parece ser correcto a luz de los resultados obtenidos en su evaluación, tanto en la valoración de amenaza por procesos erosivos, como en la de movimientos en masa. Se considera entonces que estos parámetros describen adecuadamente la susceptibilidad en esta zona.
- En la definición de susceptibilidad no se involucró un parámetro relacionado con las condiciones de lluvia antecedente, lo que reduce la aplicación a considerar la lluvia, tanto en el corto como en el largo plazo, únicamente como detonante.
- En cuanto al parámetro de lluvia en el corto plazo, al emplear la lluvia máxima diaria anual y la distribución Gumbel para su tratamiento, se considera que aunque dicha distribución es tradicionalmente usada en climatología para estimar valores extremos de variables, no se debe olvidar que las suposiciones fundamentales del método de Gumbel son: que las observaciones de las cuales se toma el máximo son muy numerosas, independientes y que se distribuyen de acuerdo a una distribución de tipo de exponencial. En el caso de Villavicencio no siempre se contó con un gran número de datos en la determinación del valor extremo de lluvia, lo que evidentemente se puede mejorar al complementar las series, pero deja en entredicho la aplicabilidad de Gumbel.

Ante los buenos resultados obtenidos en la aplicación del análisis estadístico univariado, medidos de acuerdo con el acierto de los procesos morfodinámicos

existentes, con las zonas de amenaza media a muy alta, se establecen las siguientes recomendaciones para futuras aplicaciones de la metodología:

- En la definición de los parámetros de susceptibilidad, se debe intentar involucrar un parámetro relacionado con las condiciones climáticas antecedentes, ya que éste no se tuvo en cuenta en la aplicación hecha para Villavicencio.
- Se recomienda utilizar caracterizaciones similares a las usadas aquí para los parámetros detonantes, donde el periodo de retorno de sismos es de 475 años, mientras que el de lluvias, tanto en corto como en largo plazo es de 100 años.
- Se hace necesario evaluar cuan adecuado es aplicar la distribución Gumbel en series de muy pocos datos, a la vez que se deben buscar alternativas para su tratamiento.
- En esta aplicación se probaron varias combinaciones para la ponderación de los parámetros, tanto de susceptibilidad como detonantes, a partir de las cuales se optó por la que diera mejores resultados, sin embargo se recomienda desarrollar este ejercicio de una manera más intensa, buscando optimizar la combinación de parámetros sobre varios escenarios de amenaza.

5.2 Metodología de Macrozonificación para la Determinación de Amenaza por Deslizamiento

La forma óptima de definir el tamaño de celda para trabajar la metodología de Mora & Vahrson, no es aún muy clara y aunque los autores son explícitos al afirmar que debe analizarse de manera independiente para cada aplicación y proponen diferentes tamaños de celda dependiendo de la escala de trabajo, los rangos propuestos son muy grandes, lo que trae implícito un alto grado de incertidumbre en la definición del mismo para un estudio particular.

- Es importante entender las implicaciones de seleccionar uno u otro tamaño de celda, pues en el caso del relieve relativo, la calificación propuesta por el autor, se basa en un estudio que utiliza tamaño de celda de 1 Km^2 , por lo tanto es indispensable realizar un análisis estadístico sobre estos datos, en el que se determine un valor umbral de pendiente por encima del cual no es representativo el incremento de áreas afectadas, y a partir del cual se estima el máximo valor de relieve relativo que se puede presentar en la zona de estudio. Se considera que la definición de este umbral es cru-

cial en la calificación de dicho parámetro y que a partir de éste es posible definir un criterio para establecer los rangos de las clases de dicha calificación.

- En lo referente a la litología, se considera que la asignación de clases de susceptibilidad en cada unidad geológica superficial fue adecuada y como dicha asignación se basó en los valores medidos de propiedades físicas y mecánicas de los mismos, se concluye que la caracterización de materiales requerida para la aplicación de la metodología del Sistema Semicuantitativo, es adecuada también para la aplicación de la metodología propuesta por Mora & Vahrson.
- Con respecto a la humedad del suelo, se puede decir que aun cuando el método presenta un balance hídrico aproximado, la determinación de la evapotranspiración y de la precipitación en cada mes, queda muy bien definida por las relaciones establecidas entre dichas variables y la elevación del terreno. No obstante, se advierte que dichas relaciones son susceptibles de ser cambiadas en la medida que se complementen las series de datos para las variables involucradas en el análisis (precipitación y temperaturas medias mensuales).

La función que define la susceptibilidad de laderas funciona muy bien en la zona de estudio en Villavicencio. De esta manera se confirma la bondad en la aplicación de este planteamiento parcial, lo que deja ver que los parámetros utilizados para definir la susceptibilidad son adecuados, están bien estimados y la forma como son combinados, es apropiada.

Ahora bien, la determinación final de la amenaza por la metodología de Mora & Vahrson, no presentó muy buenos resultados, contrario a lo que sucedió con la función de susceptibilidad; esto permite concluir que en dicho caso, es la función detonante la que parece no tener muy buen comportamiento. En este sentido se presentan los siguientes argumentos:

- Es cuestionable el hecho de que se proponga usar un mismo periodo de retorno para intensidad de sismos y para intensidad de lluvias, cuando normalmente suelen estimarse eventos climáticos con periodos de retorno mucho menores que los de eventos sísmicos, para un mismo nivel de amenaza.
- En lo referente a la intensidad sísmica, se debe aclarar que el procedimiento usado para su determinación no es el más adecuado, por cuanto se acudió a las ecuaciones que relacionan la aceleración superficial del terreno y la intensidad modificada de Mercalli. Existen métodos más técnicos de abordar el problema, tales como la generación

lo más importante es, el parámetro sísmico asignándole un peso relativo de 40%, seguido de la máxima lluvia diaria anual con periodo de retorno de 100 años y la lluvia promedio anual con recurrencia de 100 años, ambos calificados con 30% de peso relativo. La condición final de amenaza se determina estimando que la susceptibilidad y el detonante son igualmente importantes.

En cuanto a la evaluación de la función de susceptibilidad, se encontró que acierta en un 95.09 %, lo que constituye una evidencia más de la bondad en la aplicación de esta metodología.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL PROCESO DE APLICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS

Los deslizamientos y en general todos los movimientos en masa, traen efectos tanto socioeconómicos (vida, propiedades y bienestar) como medioambientales (efectos sobre las tasas de erosión y sedimentación en el corto mediano y largo plazo), ahora bien, aunque la localización de futuras áreas amenazadas puede predecirse de muchas formas, hay una incapacidad para predecir su ocurrencia en términos de frecuencia e intensidad, lo cual lleva a una inadecuada valoración de la amenaza, definida de acuerdo con los lineamientos de la ONU (2002).

Antes de hacer cualquier planteamiento, vale advertir que tanto la metodología planteada por Mora & Vahrson, como la planteada por Rodríguez, evalúan amenaza por movimientos en masa, más no por procesos erosivos, lo que a todas luces parece inadecuado, cuando en la zona de estudio se presenta más afectación por estos últimos que por los primeros. Al tiempo que se hace esta advertencia se reconoce también que la metodología empleada por INGEOMINAS (Sistema Semicuantitativo de Evaluación) tampoco evalúa amenaza por procesos erosivos, aunque es la única que emplea la erosión como un factor detonante. Por su parte la metodología de Van Westen, es la que mejor se puede ajustar a este tipo de análisis, siendo posible desarrollar una evaluación de amenaza, tanto para movimientos en masa como para procesos erosivos, lo que constituye una verdadera ventaja frente a los demás planteamientos.

No obstante lo anterior, se presentan aquí conclusiones y recomendaciones al respecto de la aplicación de cada una de las metodologías de zonificación de amenaza. Ante los evidentes buenos resultados de la aplicación de la metodología Van Westen, estos se toman como referencia para evaluar la bondad de las

demás aplicaciones, razón por la que es la primera en analizarse a continuación.

5.1 Metodología de Predicción de la Ocurrencia de Fenómenos de Inestabilidad de Laderas

Como debe ser claro, la metodología propuesta por VanWesten es un análisis estadístico univariado, que se conforma por un análisis de distribución y uno de densidad de deslizamientos, previos al de asignación de pesos relativos a las clases relevantes de los parámetros analizados. Obteniendo las siguientes conclusiones al respecto:

- El análisis de distribución de procesos morfodinámicos debe permitir la definición de las clases relevantes en las que se desarrolla el análisis de densidad de los mismos. En este caso el criterio para la división de clases fue por igual área de afectación y aunque pueden existir otros criterios, el empleado aquí parece funcionar bastante bien, por cuanto la función de susceptibilidad presenta buenos resultados.
- Como parámetros de susceptibilidad, se involucraron los materiales, la pendiente y las densidades de drenaje y fallamiento, lo que parece ser correcto a luz de los resultados obtenidos en su evaluación, tanto en la valoración de amenaza por procesos erosivos, como en la de movimientos en masa. Se considera entonces que estos parámetros describen adecuadamente la susceptibilidad en esta zona.
- En la definición de susceptibilidad no se involucró un parámetro relacionado con las condiciones de lluvia antecedente, lo que reduce la aplicación a considerar la lluvia, tanto en el corto como en el largo plazo, únicamente como detonante.
- En cuanto al parámetro de lluvia en el corto plazo, al emplear la lluvia máxima diaria anual y la distribución Gumbel para su tratamiento, se considera que aunque dicha distribución es tradicionalmente usada en climatología para estimar valores extremos de variables, no se debe olvidar que las suposiciones fundamentales del método de Gumbel son: que las observaciones de las cuales se toma el máximo son muy numerosas, independientes y que se distribuyen de acuerdo a una distribución de tipo de exponencial. En el caso de Villavicencio no siempre se contó con un gran número de datos en la determinación del valor extremo de lluvia, lo que evidentemente se puede mejorar al complementar las series, pero deja en entredicho la aplicabilidad de Gumbel.

de mapas de isosistas a partir de datos tomados en campo.

- En cuanto a la intensidad de la precipitación, empleando la lluvia máxima diaria anual y la distribución Gumbel para su tratamiento, se deben tener presentes las mismas anotaciones presentadas con anterioridad para esta variable y tipo de distribución. Por otro lado, se emplearon parámetros de distribución determinados a partir del método de los momentos y aun cuando existe muchos más métodos para hacer dicha estimación (mínimos cuadrados, Chow, Kimball, máxima verosimilitud, entre otros), no se intentó ver los resultados que ofrecen en la determinación de dichos parámetros ni evaluar la influencia de los mismos en la determinación del valor extremo de lluvia. Mora & Vahrson no hacen claridad al respecto, pero es posible que la estimación de parámetros por cada uno de los métodos existentes, provoque diferencias significativas en el cálculo de las probabilidades asociadas a la distribución.

Finalmente se considera que la metodología presenta un planteamiento sencillo y adecuado para su fin, la macrozonificación. Sin embargo se recomienda que antes de intentar futuras aplicaciones se atiendan las siguientes recomendaciones:

- a) Trabajar con tamaños de celda tan pequeños como sea posible, entendiendo las implicaciones que esto tiene, sobre todo en la calificación del parámetro de relieve relativo.
- b) Evaluar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, tal como se hizo en la aplicación de la metodología del sistema semicuantitativo.
- c) Complementar tanto como sea posible, las series de datos involucradas en los análisis de precipitación y evapotranspiración, con el fin de mejorar la estimación propuesta por el balance hídrico aproximado.
- d) Evaluar la aplicabilidad de la función detonante, a partir de un análisis de los parámetros involucrados, tratando de obtener una forma óptima de determinarlos y evaluarlos.
- e) En materia de amenaza sísmica, orientar el estudio a la determinación de intensidades por métodos más adecuados que el uso de ecuaciones que las relacionan con la aceleración del terreno.
- f) Estudiar y comparar los resultados de los diversos métodos para la estimación de parámetros de la distribución Gumbel y evaluar su influencia en la determinación del valor extremo de lluvia.

5.3 Metodología de Valoración de la Amenaza por Deslizamiento en Laderas Naturales Inducidos por Terremotos

En esta aplicación es posible ver lo inadecuados o poco aplicables que son los valores extremos establecidos para la normalización de parámetros, definidos desde el análisis de la base de datos obtenida por Rodríguez (2001), aunque al normalizar empleando los valores extremos encontrados en la zona para las variables evaluadas en la función de susceptibilidad, se encontró un resultado satisfactorio, se imposibilita la evaluación de amenaza para cada uno de los mecanismos de falla citados por Rodríguez.

- El hecho de no considerar la lluvia más que como parámetro de susceptibilidad, conlleva a considerar el sismo como el único detonante, lo que debe evaluarse de una manera cuidadosa, pues la zona presenta un régimen de lluvias muy alto y con intensidades muy significativas.
- Si se considera que las lluvias solo afectan la susceptibilidad de la ladera y que a la vez no son necesarias para que se detonen los deslizamientos, se hablaría de zonas relativamente secas, o con intensidades de lluvia muy bajas, que se ven afectadas por procesos morfodinámicos, lo que no parecen ser las condiciones de Villavicencio.
- También hay que aclarar que a partir de los análisis de Rodríguez, en lo que respecta a la estadística descriptiva de parámetros climáticos, no es posible definir si las lluvias a largo plazo son más importantes que las lluvias a corto plazo, ni tampoco si los excesos en el largo plazo son más importantes que los excesos en el corto plazo, razón por la que se utilizan promedios en la definición de las condiciones climáticas precedentes.

Se considera entonces que esta metodología presenta el planteamiento más sencillo, hasta ahora estudiado, por cuanto no requiere de la caracterización de materiales y se centra en el análisis de datos de sísmica e hidrología. Sin embargo se recomienda que antes de intentar futuras aplicaciones se atiendan las siguientes recomendaciones:

- a) En la aplicación de la metodología Mora & Vahrson, se emplea el relieve relativo para caracterizar el relieve, y como se pudo ver, su aplicación parece ser bastante adecuada, vale la pena probar ese mismo parámetro en esta metodología, lo que podría ser más acertado que una sencilla normalización de los valores de pendiente.
- b) Es importante indagar acerca de las condiciones en las que son detonados los procesos morfodinámicos, ya que si se relacionan con condiciones normales de lluvia más que con eventos excep-

cionales, es válido tomar la lluvia como un factor de susceptibilidad más que como un detonante; pero si por el contrario la ocurrencia de dichos eventos se asocia a eventos extremos, debe ser tomada como un factor detonante más que como uno de susceptibilidad.

- c) Debe tratar de estimarse el peso relativo para los parámetros climáticos, tanto en el corto como en el largo plazo, decidiendo cual de ellos es más importante en la definición de condiciones de susceptibilidad; al tiempo que se determina que es más relevante entre geometría y condiciones climáticas precedentes, lo que finalmente implica la modificación de la función de susceptibilidad en la metodología.
- d) Es necesario que la modificación de la función de susceptibilidad, bien sea modificando la función de geometría, la de condiciones climáticas precedentes y/o la forma de combinarlas, asegure que la evaluación de amenaza pueda llevarse a cabo para cada mecanismo de falla, puesto que es la única forma de tener en cuenta el parámetro de materiales.
- e) Dentro del proceso de calibración y evaluación de resultados, debe tenerse en cuenta que si el área es ampliamente afectada por procesos morfodinámicos y no hay evidencias de eventos sísmicos lo suficientemente fuertes como para considerarlos detonantes, la presencia de procesos morfodinámicos puede obedecer a que se desarrollan sobre materiales demasiado susceptibles, lo cual debería tenerse en cuenta en la evaluación de la función de susceptibilidad.
- f) La definición de la lluvia promedio con recurrencia dada por el periodo de retorno empleado para el análisis, sirve para estimar los excesos de lluvia, razón por la que se debe tener especial cuidado en la definición de dicho periodo de retorno, pues valores muy altos del mismo llevarán a tener siempre déficit, mientras que valores muy bajos llevarán a tener siempre excesos de lluvia.
- g) Finalmente es recomendable, igual que en el caso de Mora & Vahrson, que se optimice la forma de seleccionar los valores de periodo de retorno, tanto para lluvias como para sismos. La forma de hacerlo podría ser evaluando tantas combinaciones como sea posible de estos parámetros con diferentes valores de periodo de retorno y determinar cual de esas combinaciones devela las condiciones más críticas en la evaluación de la amenaza.

5.4 Evaluación de Amenaza

A manera de resumen se tiene que la metodología que ofrece mejores resultados es la de Van Westen, pues presenta los porcentajes más altos de acierto de acuerdo con el criterio de coincidencia entre procesos morfodinámicos y áreas con nivel de amenaza entre medio y muy alto. Para la evaluación de amenaza por movimientos en masa, presenta un porcentaje de acierto de 90.81%, mientras que en la evaluación de amenaza por procesos erosivos, presenta un porcentaje de acierto de 85.34%, lo que se consideran muy buenos resultados en este tipo de aplicaciones.

En segundo lugar de aplicabilidad en la zona puede ubicarse la metodología de Rodríguez, teniendo presente que la normalización de variables no se hizo con base en los valores que él presenta, por cuanto no son adecuados, sino con los valores extremos encontrados en el área de estudio para cada parámetro; aunque de acuerdo con el criterio de coincidencia, con un porcentaje de acierto de 81.15% se considera que la aplicación ofrece buenos resultados, es altamente cuestionable el no tener presente el tipo ni la condición del material, ya que al normalizar con respecto a valores referidos a la zona de estudio es imposible diferenciar los mecanismos de falla propuestos y que se supone son la forma de tener en cuenta los materiales.

En tercer lugar está la metodología del sistema semicuantitativo, empleada por INGEOMINAS para llevar a cabo la zonificación de amenaza en Villavieja, con un porcentaje de acierto de 73.41%. Con respecto a esta metodología se concluye que desarrolla un amplio trabajo en caracterización de los parámetros involucrados, lo cual es muy adecuado, pero es quizá la forma de combinar los parámetros la que está perjudicando el resultado final y se recomienda probar nuevas formas de combinar parámetros e incluso de relacionar la función de susceptibilidad y la función detonante.

Finalmente, el peor resultado lo presenta la metodología de macrozonificación de amenaza, presentada por Mora & Vahrson, con un porcentaje de acierto de apenas 47.76%, lo que se considera muy bajo y poco confiable, aún tratándose de un método aproximado de macrozonificación.

5.5 Funciones de Susceptibilidad

En este sentido se obtuvo que el mejor resultado, en lo respecta a la evaluación de amenaza por movimientos en masa, lo presenta la función de susceptibilidad en la metodología Mora & Vahrson, con un porcentaje de acierto de 94.76%, lo que se considera

bastante bueno y que fue la base para concluir que son quizá los parámetros detonantes los que fallan en la evaluación de la amenaza.

La segunda mejor función de susceptibilidad es la obtenida en la aplicación de la metodología de Van Westen, con un porcentaje de acierto de 89.01%, lo que reafirma la bondad en la aplicación de esta metodología.

En tercer lugar queda la función de susceptibilidad del sistema semicuantitativo, empleado por INGEOMINAS, que presenta un porcentaje de acierto de 76.01%, lo que no se puede considerar malo, pero sí algo bajo.

Finalmente aparece la función de susceptibilidad de la metodología de Rodríguez, con un porcentaje de acierto de 58.85%, lo que se considera demasiado bajo y que se puede atribuir al hecho de no tener en cuenta los materiales sobre los que se desarrollan los procesos morfodinámicos. No obstante, el hecho de que la evaluación de la amenaza logre tan buenos resultados puede deberse a que los parámetros detonantes están siendo bien evaluados, en este caso el sismo, que es ponderado con respecto a valores máximo y mínimo de la zona.

5.6 Evaluación de Amenaza por Procesos Erosivos

Como se ha dicho en apartados anteriores, la evaluación de amenaza por procesos erosivos solo es posible empleando la metodología de Van Westen, ya que ninguna otra metodología, de las aquí tratadas, ofrece una solución a este problema. Adicionalmente los resultados obtenidos fueron bastante satisfactorios, luego de calibrarlos con el mapa de procesos morfodinámicos en el área de Villavicencio.

REFERENCIAS

AIS- INGEOMINAS (1997). Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia - Asociación Col. de Ingeniería Sísmica-INGEOMINAS, 1997. Bogotá.
DÍAZ (2004). Estudio Comparativo de Metodologías de Zonificación de Amenaza por Movimientos en Masa Aplicado al

Sector Rural de Villavicencio. Trabajo de grado Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia - INGEOMINAS, Bogotá 2004.
INGEOMINAS (2001 - 2003). Zonificación Integral por Amenazas Naturales para la Ciudad De Villavicencio - Meta.- Fases I y II. 2001 - 2003.
ONU (2002) Living With Risk: A global review of disaster reduction initiatives. ISDR: International Strategy for Disaster Reduction. ONU. Ginebra, Julio de 2002.
MORA, S; VAHRSON, W-G (1992). Determinación "A Priori" de la Amenaza de Deslizamientos Utilizando Indicadores Morfodinámicos. Memoria del Primer Simposio Internacional Sobre Sensores Remotos y Sistemas de Información Geográfica (SIG) para el Estudio de Riesgos Naturales: Alzate, J.B. (editor)- IGAC-Bogotá, Colombia, páginas 259-273. -1992
MORA, S; VAHRSON, W-G.(1994) Macrozonation Methodology for Landslide Hazard Determination. Bulletin of the Association of Engineering Geolog, Volume 31, number 1, 1994, Pages 49-58.
RAMIREZ, F (1988). Sistema Semicuantitativo de Evaluación a Escala Intermedia de Zonas Homogéneas de Estabilidad. Tesis de Maestría en Geotecnia. Universidad Nacional de Colombia - Sede Bogotá.
RAMIREZ, F; GONZALEZ, A.J. (1989) - Sistema Semicuantitativo de Evaluación a Escala Intermedia de Zonas Homogéneas de Estabilidad- I Simposio Suramericano de Deslizamientos, Vol I, pp. 174-192, SCG- Paipa, Col, Agosto 1989- También Conferencia en V Congreso Colombiano de Geología - Bucaramanga, Marzo de 1989.
RAVENEAU, J.(1998)- Cartographie Assissee par Ordinateur. Notes du cours, Département de Géographie. Université Laval. Quebec, 1998.
RODRIGUEZ P., C. Hazard Assessment of Earthquake Induced Landslides on Natural Slopes. Unpublished Ph. D. Thesis Submitted to The University of London-Department of Civil Engineering. Imperial College of Science, Medicine and Technology. London 2001
SAUTER, F. (1989)- Introducción a la Sismología- 271pp- Editorial Tecnológica de Costa Rica- Cartago C.R.-1898
THORNTHWAITE, C. W. An Approach Toward a Rational Classification of Climate. Geographical Review, No.38 pages 55-94, 1948
VAN WESTEN, C.J.(1993) Training Package for Geographic Information Systems in Slope Instability Zonation. Volume 1: Theory. Application of Geographic Information Systems to Landslides Hazard Zonation. International Institute for Aerospace Survey and Earth Sciences (ITC) The Netherlands 1993.

Seguimiento de la inestabilidad en el sitio El Cune

J. Montero Olarte, A. J. González García, C. H. Castro & J. A. Osorio Ortiz
Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia

RESUMEN: Se presenta el resultado parcial de un trabajo de especialización sobre las causas, evolución y efectos directos e indirectos de la inestabilidad en el sitio El Cune, variante de Villeta de la carretera Honda-Bogotá. Se analizan y valoran los estudios realizados anteriormente, la efectividad de las medidas efectuadas para controlar la inestabilidad y se destacan los efectos económicos y sociales del movimiento que después de casi diez (10) años de actividad no se ha logrado controlar.

ABSTRACT: Partial results of a postgraduate work are presented, about the causes, evolution and direct and indirect effects of the general instability in El Cune site, located in the Honda-Bogota roadway. Past studies are analyzed and evaluated, as well as the effectiveness of corrective measures taken so far to control the instability. Social and economical effects are highlighted, due to a mass movement that has not been possible to be controlled after ten (10) years of activity.

1 INTRODUCCIÓN

Este trabajo está basado en el resultado parcial de una investigación que se adelanta como trabajo de especialización en geotecnia en la Facultad Ingeniería de la Universidad Nacional sede de Bogotá, por parte de los ingenieros Carlos Castro y Jorge Andrés Osorio, relacionado con las causas, evolución y efectos directos e indirectos de la inestabilidad que afecta el sitio de El Cune, localizado en el Km 64 de la carretera Honda-Bogotá, en la variante de Villeta. Se lleva a cabo dentro de una línea de investigación conducida por el profesor Juan Montero, que tiene el propósito de evaluar los costos económicos directos e indirectos de los deslizamientos y otros procesos de inestabilidad en el país, en el marco de una estrategia encaminada a reducir este tipo de daños que afectan de manera muy significativa la economía y la comunidad.

El sitio inestable está ubicado en el cruce de la variante de Villeta por la parte alta de esta población, sobre la margen derecha de la Quebrada Cu

ne, tributaria del río Villeta (Figura 1.) Poco después de iniciada la construcción en este sitio, a comienzos de 1995, se desencadenó un proceso de inestabilidad que después de varios años aun no se han logrado controlar. Allí se requirió realizar un corte en cajón de 30 metros de altura media por encima de la cota 860 a través de un macizo muy fracturado conformado por lodolitas y shales del cretáceo, cubiertos en la parte alta de la ladera por coluvión arcilloso inestable. Las condiciones geotécnicas del sitio donde se realizó el corte son muy similares a las que es corriente afrontar en varias carreteras emplazadas a lo largo de la Cordillera Oriental, la cual está conformada en la mayor parte de su extensión por lutitas y areniscas cubiertas por coluviones arcillosos húmedos.

En el presente trabajo se hace una breve descripción de la evolución de la inestabilidad en este sitio, destacando dos aspectos: (1) Los factores de diferente naturaleza que han influido para que aún, después

de casi 10 años la dificultad no se haya superado y (2) el costo económico y social que se ha generado en el manejo de este problema.



Figura 1. Localización general del deslizamiento

Se comenta el comportamiento de las obras que se llevan a cabo en la actualidad y se plantean de una manera general algunas soluciones

En la fotografía 1 se observa el deslizamiento de la quebrada Cune.



Fotografía 1. Panorámica del deslizamiento El Cune

2 CARACTERÍSTICAS DEL SITIO

La ladera rocosa donde se realizó el corte vial está conformada por lutita (lodolita y shale) de la Formación Trincheras, muy fracturada e hídricamente degradada, en contacto fallado con arenisca de la Formación Arenisca de Útica. La secuencia presenta una orientación $N10^{\circ}-25^{\circ} W$, con buzamiento variable $20^{\circ}-40^{\circ} NW$, hacia el interior de la ladera y en sentido contrario al talud de corte mayor del cañón, el cual se orienta en la dirección $NE-SW$. Además la masa rocosa está afectada por varios sistemas de diaclasas la mayoría de las cuales presentan buzamiento hacia el SE y están controlando de alguna manera la inestabilidad. En la parte superior de la

ladera, la roca está cubierta por un coluvión arcilloso que se extiende por encima de la cota 900, (Figura 2.) Morfológicamente en la zona del corte, la ladera conforma un bloque estructural limitado por fallas geológicas: una por el lado Norte, con escarpe pronunciado; otra por el lado Sur, menos expresiva morfológicamente que la anterior y una tercera que marca otro escarpe topográfico menos notorio en el costado occidental, que corresponde al punto relativamente más alto. En conjunto estas tres fallas delimitan una zona de 5 ha donde se ha manifestado la inestabilidad. Al pie de la falla del costado norte y por encima de la cota 930 se aprecia una pequeña depresión topográfica donde se concentra humedad. Adicionalmente, en fotografías aéreas de gran escala, de fecha anterior a la construcción de la variante, por encima del nivel donde quedó la carretera se aprecian escarpes de antiguos deslizamientos que desplazan suelo coluvial, y en el lado nororiental se observa claramente el escarpe de un antiguo deslizamiento.

Previamente a la ejecución de la obra, se advertían las condiciones desfavorables de inestabilidad en el sitio del cañón. En efecto, en el estudio de fase III de la variante de Villeta de Estudios y Asesorías (1993) se indicaba para este sitio “un corte muy alto en roca lutítica con riesgo de inestabilidad que puede requerir pernos y terraceo”, considerado especialmente crítico por esta firma.

3 EVOLUCIÓN DE LA INESTABILIDAD

Con base en el análisis cuidadoso de varios estudios y documentos complementado con visitas al terreno, durante el último año se ha logrado reconstruir la secuencia de acciones y eventos que se describen cronológicamente a continuación, destacando los cambios en las condiciones del terreno que se han presentado hasta hoy desde que se inició la construcción a comienzos de 1995.

3.1 Segundo semestre de 1994

El 5 de Julio de 1994, directivos del INVÍAS, junto con representantes de la firma contratista que realizaba la construcción de la carretera Bogotá Honda en el tramo Puente Hila Villeta y de la firma CEI que ejercía la interventoría, definen el corredor del último tramo de la variante de Villeta al Sur de la Quebrada Cune, y se autoriza a CEI para realizar los estudios definitivos en ese tramo.

Para el proyecto definitivo se prevé un corte en cañón de 250m de longitud y 30 m de altura media

en el eje, entre el Km 5+380 y el Km 5+820. Está previsto un corte en lutitas muy fracturadas cubiertas

por coluvión, en una ladera rocosa inclinada 10°-15° hacia el Oriente.

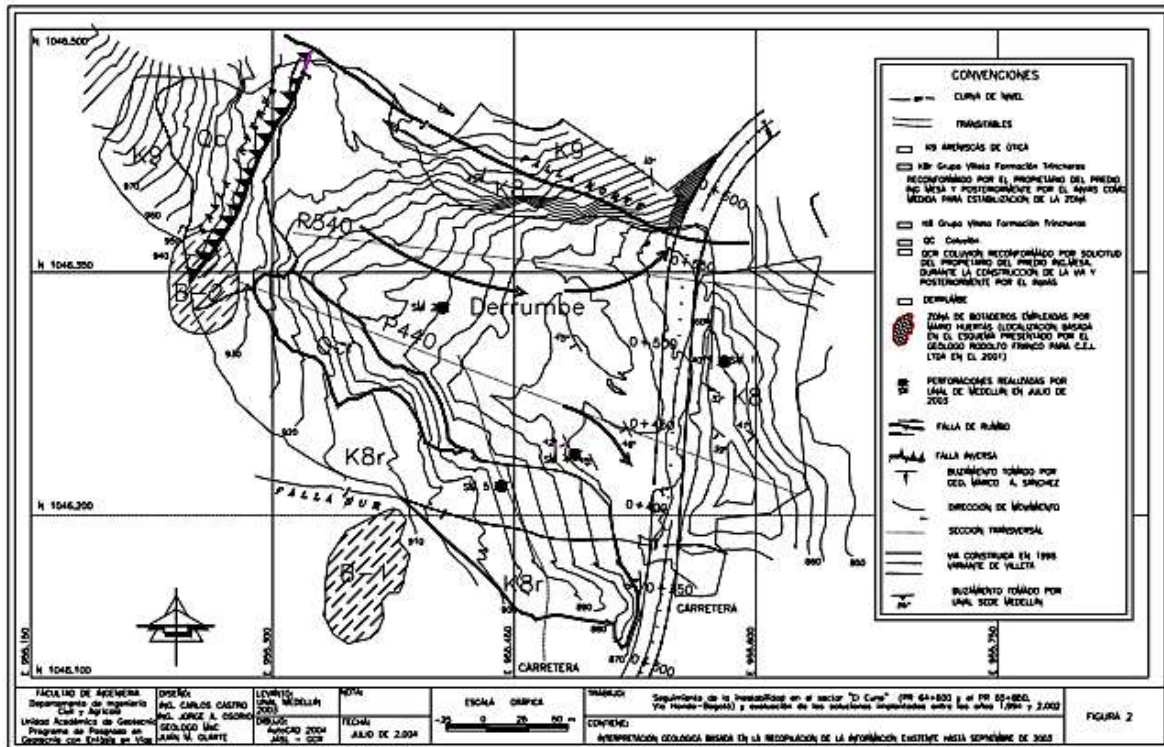


Figura 2. Plano Geológico de la zona

3.2 Período 1995-1998

En este tiempo se realiza la mayor parte de la explanación en el sitio de El Cune, y Los materiales extraídos del corte se disponen inicialmente en la parte baja de la ladera.

En un informe del Geólogo Juan Miguel Pinedo de la Subdirección de Conservación presentado el 27 de Marzo de 1995 se comentan las primeras manifestaciones de inestabilidad en el Cune: "pequeñas terrazas realizadas en los cortes hará unos 20 días ya no existen por las pocas lluvias caídas".

En febrero de 1996 se decide suspender el sitio de disposición en la parte baja de la ladera, y se autorizan algunos sitios de botadero encima del corte, alguno de ellos por lo menos dentro de la zona inestable delimitada por fallas geológicas. Debe aclararse que en el desarrollo de la investigación no se ha logrado obtener información precisa sobre la ubicación exacta de estos sitios de disposición.

En el mes de Mayo de 1998 se presenta un desplazamiento del talud entre las abscisas K5 +325 y K5+410, de aproximadamente 30.000m³, y durante los meses de junio y julio de 1998 se construye un muro de contención en el costado occidental de la variante entre el Km 5+325 y el Km 5+395 con altura media de 6.5 m. En el mes de octubre de 1998, después de fuertes lluvias, se presentan en este tramo nuevas manifestaciones de inestabilidad: flujos de tierras y lodos que sobrepasan la corona del muro obstruyendo la calzada y produciendo más tarde el colapso del mismo en una longitud de 38 metros desde su extremo Norte.

Al finalizar el año de 1998 se habían presentado en el sitio del Cune varios eventos de inestabilidad, que determinaron la solicitud al concesionario COMMSA por parte del INVIAS, de un análisis de la situación. En la parte central de la ladera, en la zona de terrazas, se observaban entonces muchos agrietamientos, y en la zona norte al pie de la falla geológica, continuaban los flujos de tierras y lodos.

3.3 Año de 1.999

En el mes de marzo de ese año la firma INGEOCIM Ltda., contratada por el concesionario, emite un concepto sobre la situación de inestabilidad. Su informe se basó en una rápida visita al terreno, sin apoyo de exploración del subsuelo para caracterización del terreno. En su informe se atribuye la inestabilidad a la debilidad inherente de los materiales y a la presencia de una falla geológica NW-SE. La falla de muro se debe según este informe a la acumulación del material desplazado en el respaldo del muro y a la carencia de sub-drenaje. Se diagnostica un deslizamiento traslacional con una cuña pasiva que genera levantamiento de la calzada.

Se recomienda descargar la parte superior de la ladera con terrazas, construir obras de drenaje y sub-drenaje, reconstruir el muro colapsado mediante un nuevo vástago y construir una pantalla anclada, para complementar la contención en el pie del talud.

Es interesante observar que en el informe de INGEOCIM no se hace ninguna precisión sobre los tipos de movimientos que afectan el sitio.

Aparentemente ninguna de las medidas propuestas por esta firma se adoptó en su momento y en octubre de 1.999 los movimientos se incrementan obligando al cierre de la vía. Ante esta situación se despejan los derrumbes, lo cual contribuye a incrementar aún más la inestabilidad, incluyendo el alzamiento de la rasante.

En diciembre de 1.999 INGEOCIM Ltda actualiza su estudio y propone modificar el terraceo. Es importante comentar que, hasta donde se pudo indagar los estudios de INGEOCIM de esta época tampoco incluyeron actividades de exploración, ensayos y análisis, que permitieran obtener el conocimiento necesario del mecanismo de falla y plantear soluciones confiables.

3.4 Año 2.000

En el primer trimestre de ese año se presentan severos desplazamientos en las terrazas que se habían conformado y el INVIAS resuelve iniciar las obras propuestas por INGEOCIM Ltda., junto con algunas obras complementarias propuestas por la entidad, para lo cual contrató al Consorcio JORGE MOJICA - OBCIPOL Ltda. con interventoría de COMMSA. Esta firma realizó trabajos de estabilización entre el 21 de marzo y el 15 de agosto de 2000. En ese periodo son retirados cerca de 170.000 metros cúbicos de la parte alta de la ladera y del material que obstruye el tráfico. Tres meses más tarde se acentúa las condiciones de inestabilidad y se contratan algunas

obras de mitigación con el ingeniero Jaime Jaramillo, quien las ejecuta entre el 17 de noviembre y el 26 de diciembre de 2000. Estas obras consisten en cunetas y filtros de subdrenaje, demolición del muro de concreto fallado y la realización de una nueva re-nivelación de la rasante.

A finales del año 2.000 ocurren nuevos desplazamientos que amenaza nuevamente obstruir la banca. Continúa el alzamiento de la rasante y se fractura un muro que se había construido sobre el costado oriental de la variante entre el Km 5 + 475 y el Km 5 + 510 y, debido a nuevos desplazamientos, colapsa otro muro de contención existente en el lado occidental entre el Km 5 +433 y el Km 5 + 483. La destrucción de estos muros, construidos tres a cuatro meses atrás por la firma OBCIPOL, se debe a los desplazamientos y alzamientos de la rasante originados por los despejes reiterados del material que cubre la carretera sin analizar sus consecuencias.

Simultáneamente con las manifestaciones de inestabilidad que se presentaron a finales del año 2.000 el consorcio DIS- EDL Ltda., realiza los primeros estudios geotécnicos que incluyen perforaciones y levantamientos topográficos. Las perforaciones permiten conocer algo sobre de la estratigrafía en la zona del Cune, pero en este estudio no se obtiene información confiable sobre las características de los desplazamientos y sus implicaciones geomecánicas. Se postula un deslizamiento rotacional con superficie de falla entre 7m y 10m por debajo de la cota 873 (Sondeo 2) el cual se atribuye a la remoción del material en la parte baja del talud. Adicionalmente se comenta sobre un alzamiento de 2 metros de la banca a lo largo de 80 metros, entre las abscisas K64+380 y el k64+460 (abscisado Honda – Bogotá) “debido al desequilibrio de masas y carencia de obras de sub-drenaje”. Se recomiendan terraceos, coberturas vegetales, filtros, cunetas, estructuras de caída y un box.

Al finalizar el año 2000, en la parte central de la ladera donde se han construido terrazas, se presentan fuertes agrietamientos y se registran graves movimientos de la ladera.

3.5 Período Enero 2001- Mayo 2002

Entre de 19 de enero y el 03 de abril de 2001, las firmas ASOVOLVI y Javier Robayo Parra, Construyen algunas de las obras recomendadas por DIS-EDL a finales del año 2000.

Entre el 28 de febrero y el 2 de mayo de 2001 la firma AQUATERRA TLDA realiza el primer estudio geotécnico relativamente completo en la zona inestable de El Cune, con levantamientos y monito-

reo topográfico, perforaciones, muestreo ensayos y análisis de estabilidad.

En este estudio se concluye que en la zona de la Quebrada Cune se presentan dos movimientos diferentes: un deslizamiento rotacional que involucra lutitas muy fracturadas en la parte central, atribuido a sobrecarga en la parte superior y al estado de alta degradación de la roca, y un flujo de tierras en la parte norte al pie de la zona de falla. Esta propuesta de Aquaterra se considera razonable tendiendo en cuenta lo que se ha podido apreciar en el terreno.

Esta firma propone como medida correctiva la construcción de 15 terrazas, una pantalla anclada, un canal de drenaje y una alcantarilla de cajón. Para la construcción de la pantalla se propone instalar 61 pilotes de 1.20 m de sección y 15 metros de longitud, separados entre sí 3.5 m. Se prevé que los pilotes quedan enterrados 9m, y se estima que parte de ellos quedan colocados por debajo de la superficie de falla.

En los primeros días de mayo de 2.001 se contratan las obras propuestas por AQUATERRA Ltda. con la firma Parra Molina Ltda y la Inteventoría de las mismas con el ingeniero Gilberto Díaz Arboleada.

Las obras de estabilización se inician el 11 de mayo de 2001 con la construcción de las terrazas 12 a 15. En este período se presentaron fuertes lluvias y se registra un incremento notable en la tasa de desplazamientos en la zona central, donde la explanación de las terrazas desencadenó movimientos de masas de coluvión; en la zona norte se generan nuevos flujos de tierras y lodos con invasión en la margen derecha de la quebrada Cune. En junio de 2.001 un flujo de lodos desborda el costado del estribo del puente y tapona una alcantarilla de 36".

En los meses de junio y julio se intenta varias veces perfilar los taludes en la zona de terrazas, pero siempre reaparecen los agrietamientos y se desarticula el drenaje superficial. Los agrietamientos persisten a pesar de que las grietas son selladas con arcilla y suelo cemento. Las manifestaciones de inestabilidad continúan progresando durante los meses de julio y agosto de 2001, durante los cuales los desplazamientos de los mojones se incrementaron de 0.027 cm/día a más de 266 cm/día. En este período alternaba la intensificación de los agrietamientos y las infiltraciones con los intentos de reconstruir y mantener las terrazas y de mejorar las condiciones de drenaje superficial con canales y descoles.

Según información de los contratistas, citada en un informe de la Oficina de Emergencias del Invias, en julio de 2001 se presentaban 3 tipos de movimientos: (1) deslizamiento lento en el depósito gra-

vitacional (se refieren a los coluviones que se despartaron en la parte alta; (2) flujo de tierras al pie de la falla geológica de la zona Norte y (3) deslizamiento lento con alzamiento de la banca entre la abscisas K64+380 y el K64+460, que provoca el rompimiento de un muro.

En el período agosto-octubre de 2001 los agrietamientos se profundizan y extienden. Al final de este trimestre la interventoría propone un replanteamiento de la situación con base en la observación, durante los trabajos, de condiciones geológicas diferentes a las previstas en el estudio de Aquaterra y en el resultado de 11 sondeos geoelectrónicos realizados por la firma AGUA Ltda para la evaluación de las aguas subterráneas.

De acuerdo con este replanteamiento en octubre de 2001 se adoptan nuevas medidas: (1) no se permite el corte de material en la parte inferior del deslizamiento; (2) se suspende la construcción de terraza en la parte alta para reducir los desplazamientos de masas coluviales y se construyen las terrazas 3 a 5 en la parte media-baja de la ladera, cerca de la carretera, con el propósito de reducir el alzamiento de la rasante, lo cual no ocurre; (3) En la zona norte se construyen muros de gaviones sobre la margen derecha de la Quebrada Cune, para evitar que los materiales proveniente de los flujos de detritos y lodos invadan su cauce. Las máximas tasas de desplazamiento que se registran en Octubre son de 198 centímetros por día, es decir 68 centímetros por día menos que las registradas a mediados en el mes de agosto de 2001.

Ante la mejoría de la situación, por orden de la dirección del INVIAS, en ese mes se despeja nuevamente la vía. En un informe interno sobre la situación del Cune generado en la Oficina de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias se comenta que "la apertura de la vía implicó que a los pocos días se desestabilizara y se destruyera el 80% del terrazo construido." En este informe se calcula en 570.000 m³ la cantidad de material que tuvo que removerse en desarrollo del contrato de Parra Molina entre Mayo de 2001 y Noviembre de 2001. En el mes de noviembre se da inicio a la construcción de la galería de drenaje.

En el período noviembre-diciembre 2.001, cuando se realizaba el cajero para la colocación de sub base en la costado oriental de la carretera y se avanzaba en la construcción de la galería y algunas otras obras, se presentó un fuerte invierno debido a lo cual se reactivaron los agrietamientos y movimientos.

En la transición del año 2001 al 2.002 nuevamente se descarga material de la parte media de la ladera con la intención de disminuir el alzamiento de

la banca pero este efecto no se logra. Se termina la construcción de un canal en la parte superior de la ladera, se inicia otro canal paralelo al muro del costado oriental de la variante, un filtro tipo francés y otras obras de drenaje.

La máxima tasa de desplazamiento registrada en ese período fue de 110.9 cm/día.

Durante el mes de febrero de 2002 esa tasa se reduce a 25 cm/día y la galería de drenaje avanza en una longitud de 115 metros, con dos ramales. Se registra el rompimiento del solado del canal del lado oriental paralelo al muro en la zona donde la banca presenta el máximo alzamiento.

Durante los meses de febrero y marzo de 2002 se continúa el terraceo en la parte superior y el sellado de grietas. La tasa máxima de desplazamientos medida por la interventoría varió de 25 centímetros por día en el mes de febrero a solo 0.7 centímetros por día en el mes de marzo, con un registro de alzamiento de la rasante de 40 centímetros. El avance de la galería es de 165 metros y se instalan 387 m de drenaje de penetración desde la superficie hacia la galería buscando descolgar agua desde la parte superior. En esa época se registran fallas de la galería en varios tramos. En el mes de mayo se descarta la construcción de la pantalla anclada propuesta anteriormente por Aquaterra Ltda en el pie del talud superior de corte, teniendo en cuenta el resultado poco prometedor de la instalación de dos anclajes de prueba de 35 metros de longitud.

En consideración a que en los últimos meses la tasa de desplazamiento habían disminuido, el Ministro de Transporte y el Director del INVÍAS ordenan reabrir la carretera y tiene lugar la mayor reactivación de los movimientos desde que éstos se iniciaron. Por otra parte la galería de drenaje, que alcanza una longitud de 250 m por debajo del nivel de la carretera, con una cobertura superior de 8 a 9 metros, no funciona como se esperaba: durante casi toda la etapa de su construcción permaneció seca y días después solo mostró goteo.

Ante esa situación el INVÍAS se ve obligado a mantener cerrada la vía y estudiar una nueva estrategia para dar solución al grave problema de la Quebrada Cune.

3.6 Período junio 2.002-mayo 2.003.

En el inicio de este período la Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá emite un concepto sobre la estrategia a seguir por el Instituto Nacional de Vías para encontrar la solución definitiva, con base en el análisis de estudios anteriores y reconocimientos del terreno.

En el informe de la Universidad Nacional sede de Bogotá se proponen medidas a ejecutar a corto plazo, encaminadas a rehabilitar el tráfico; en el mediano plazo, la ejecución de un estudio completo del problema, que permita la ejecución de una solución definitiva y en el largo plazo, un programa de monitoreo para mantener en observación el comportamiento del sitio y realizar oportunamente los correctivos adicionales que se requieran.

Como base para la aplicación de las medidas a ejecutar en el corto plazo se propone una zonificación de inestabilidad que considera el flujo de tierras del costado norte, el deslizamiento de la parte central-sur, dos zonas pequeñas de desplazamiento de coluvión y de volcamiento de bloques y el levantamiento de la calzada.

Como parte de la aplicación de medidas en el corto plazo se plantea despejar la banca con el fin de reabrir el paso de vehículos lo cual habría reactivado los movimientos como ocurrió una y otra vez en el pasado. La vía se mantiene cerrada y el INVÍAS resuelve confiar el estudio y la solución final del problema a la Universidad Nacional de Colombia sede de Medellín. En el período junio- agosto de 2.003, la Facultad de Minas diseña un plan de medidas de estabilización, en base a exploraciones ensayos y análisis geotécnicos.

En este estudio se considera técnica y económicamente factible el restablecimiento del paso en el sitio del Cune y se presentan cuatro alternativas, tres de las cuales contemplan mantener el alineamiento horizontal original, mientras una de ellas implica un cambio de este alineamiento.

En la tabla 1 se presenta un resumen de estas alternativas

Tabla 1 Alternativas y efectos provistos de la solución

Alternativas	Efecto esperado
1. Construcción de un terraplén en el talud interior, costado accidental de la vía actual	Contrapeso en la cuña pasiva que a la vez sirve de estructura de contención
2. Desplazamiento horizontal del eje hacia el occidente y construcción de terraplenes más pequeños.	Parte de la vía quedará en un terreno estable en el lado oriental
3. Construcción de un falso túnel con sección rectangular manteniendo el alineamiento original.	En cualquiera de los dos casos el falso túnel resguarda el tráfico al permitir el paso por encima de la estructura de materiales que puedan deslizarse
4. Construcción de un falso túnel con sección en arco manteniendo el alineamiento original.	

Analizadas las alternativas propuestas, el INVIAS y la Universidad Nacional seccional de Medellín acordaron adoptar una solución que combina la construcción de rellenos de contrapeso y túnel falso. El presupuesto tentativo de esta obra asciende a la suma de cinco mil quinientos millones de pesos del año 2.003. Esta obra se encuentra en ejecución.



Fotografía 2. Levantamiento de la banca 7 de Marzo posterior al despeje de la banca y construcción del terraplén.



Fotografía 3. Se observa el alzamiento notable de la banca en el mismo sitio de la fotografía anterior, doce días después.

En una primera etapa los trabajos de estabilización se iniciaron en febrero de 2004 con la construcción de terraplenes de contrapeso y un túnel falso. Se ha procedido despejando previamente el material inestable en el nivel de la banca y con el mismo material se han conformado terraplenes que llegan a la cota 875. Los despejes de la banca previos a la construcción de los terraplenes han reactivado el deslizamiento lo cual se ha manifestado con alzamientos de la banca igual que en oportunidades anteriores; además el comportamiento de los terraplenes no ha sido el esperado y estas estructuras se han

agrietado y se están desplazando. En las Fotografías 2 y 3 se aprecia claramente el alzamiento de la banca cuando ésta se ha despejado para la conformación de los terraplenes y en la fotografía 4 los agrietamientos y desplazamiento de los mismos.



Fotografía 4. Se observa el alzamiento notable de la banca en el mismo sitio de la fotografía anterior, doce días después.

Esta situación se analiza a continuación en este trabajo con base en los resultados que se han obtenido hasta la fecha en la investigación de especialización, a la vez que se hace un pequeño aporte a la solución del problema.

4 EXPERIENCIAS Y APORTES AL CONOCIMIENTO GEOTÉCNICO DEL DESLIZAMIENTO

4.1 Experiencias

La variante de Villeta no estuvo precedida de estudios geotécnicos que permitieran prevenir los problemas de inestabilidad que se generaron prácticamente desde el inicio de su construcción. Un análisis de los numerosos estudios realizados en el período de operación de la variante y de las decisiones que se han adoptado, dejan la impresión de un manejo inapropiado: ninguno de los primeros estudios realizados entre marzo de 1999 cuando ya la situación era crítica y los primeros meses de 2001, cumplió con los requisitos de exploración del subsuelo, muestreo, ensayos y análisis compatibles con la magnitud del problema. De los estudios posteriores a esa fecha el de Aquaterra, hace un significativo aporte al conocimiento de la estratigrafía y propiedades geomecánicas de los materiales y es el primer estudio que reconoce dos tipos de movimientos: un deslizamiento en la parte

deslizamiento en la parte central y un flujo de tierras en la zona norte por el pie de la falla geológica. Sin embargo; la efectividad de las medidas sugeridas por esa firma no se logró confirmar, pues sobre la marcha se replanteó la solución prevista, en particular se descartó la construcción de la pantalla anclada que aparentemente era una buena solución.

Por otra parte los continuos despejes de la vía en Octubre de 1999, Diciembre de 2000, Octubre de 2001 y Mayo de 2002, especialmente en estas dos últimas ocasiones, provocaron graves reactivamientos de la inestabilidad lo cual contribuyó progresivamente a agravar la situación.

4.2 Aportes

En el informe de la Universidad Nacional Seccional Medellín no se hace distinción entre diferentes mecanismos de falla de taludes a controlar en la zona inestable, de tal manera que no queda claro en principio como se aplicaría las alternativas en la solución del problema. Además su modelación no permite explicar el levantamiento de la banca.

De acuerdo con los seguimientos de inestabilidad en la zona del Cune se presentan dos grandes movimientos, con características diferentes. Un gran deslizamiento que hasta el momento se ha considerado como rotacional en la mayor parte de estudios realizados pero que aparentemente no es de este tipo, a juzgar por la poca efectividad de las medidas adoptadas para controlarlo y que se apoyan en el modelo rotacional. En efecto las descargas de material en la parte superior no han sido efectivas. Por otro lado la exploración directa del subsuelo no ha permitido llegar a profundidades suficientes y las perforaciones han mostrado un material muy similar salvo algunas que se han realizado sobre el pequeño cerro que quedó aislado en el lado oriental de la variante. Allí evidentemente se encuentra un material más firme.

En desarrollo del estudio de la Universidad Nacional seccional Bogotá se ha complementado algo la información geomecánica, se ha estudiado con algún cuidado el patrón tectónico y estructural y en consideración al tipo de materiales de la zona y los datos obtenidos de estudios anteriores sobre perforaciones e investigación geoelectrica, se propone la existencia de un movimiento controlado estructuralmente en la parte central del corte con un patrón de flujo de agua gobernado por la fisuración y alto grado de fracturamiento de la roca que se concentra en la parte superior de la ladera hacia la parte central del corte y que es algo más profundo en la zona de falla.

Con base en lo anterior se han previsto dos mecanismos de falla: en el costado Norte, un flujo de tierras. Allí la roca se encuentra notablemente triturada y cizallada en la vecindad de la falla geológica y se concentra mucha humedad proveniente de una depresión localizada en la parte alta. Cuando se realizó la excavación del corte de la vía en este sitio se despató un antiguo deslizamiento que generó inicialmente un proceso rotacional retrogresivo y posteriormente, como consecuencia de la alta degradación mecánica de la roca y de la alta concentración de humedad, un flujo de tierras y lodos, el cual se reactiva constantemente como consecuencia de los despejes de la vía.

El otro movimiento es algo más complejo. Se han intentado varias modelaciones y la que en el momento parece dar una explicación satisfactoria a lo observado corresponde a un movimiento con superficie de falla compuesta sobre la que actúa una masa activa en la parte superior que provoca empuje y una masa pasiva justamente en el sitio donde se levanta la rasante.

En este modelo la superficie de falla está delimitada por tres sistemas de discontinuidades: una con buzamiento fuerte en la parte posterior (70°), otra con buzamiento variable en la base ($19^\circ - 30^\circ$) y una tercera que corresponde al buzamiento de las capas (30°) con sentido contrario a las anteriores. Las dos primeras definen una cuña y un bloque relativamente grande que determinan la masa activa y la segunda y tercera, la masa pasiva. La sección de análisis se definió con base en la tendencia del movimiento de los mojones en la dirección de azimut 110° y la tabla de agua con base en mediciones de los huecos de perforaciones y los resultados de la investigación geoelectrica.

En la Figura 3 se muestra el modelo correspondiente al movimiento de más difícil control que corresponde al deslizamiento que afecta la parte central del corte.

Se presenta un total de 5 submodelos en los cuales se mantienen constantes la inclinación de las superficies anterior y posterior y se permite variar tanto la longitud del modelo como la inclinación de la discontinuidad de fondo.

De estos submodelos se escoge como el más probable, el que presenta una inclinación en el fondo de (30°) y una longitud aproximada de 130m, compatibles con datos obtenidos de la posición de escarpes observados en la época del primer movimiento importante y con los parámetros de resistencia obtenidos en el desarrollo del estudio. (Figura 3.3)

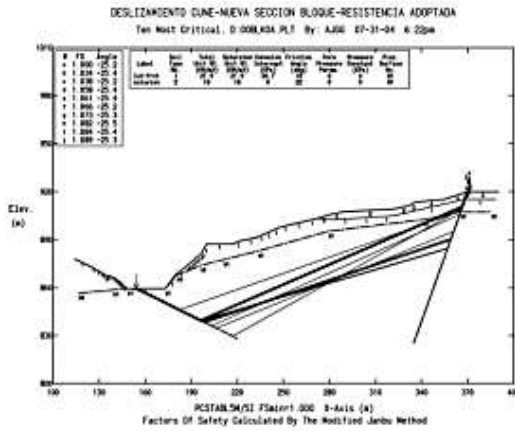


Figura 3.1. Modelación con inclinación en el plano de fondo de 22.6°.

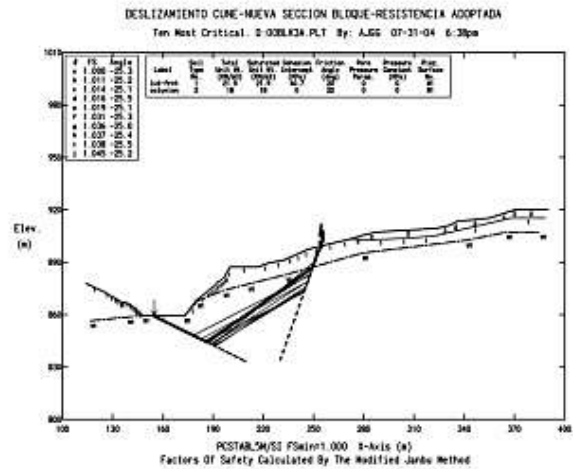


Figura 3.4. Modelación con inclinación en el plano de fondo de 34°.

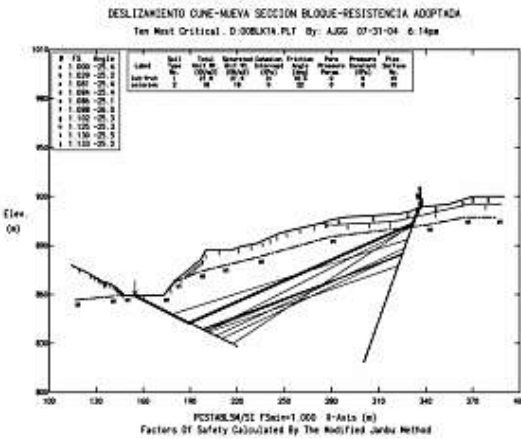


Figura 3.2. Modelación con inclinación en el plano de fondo de 23°.

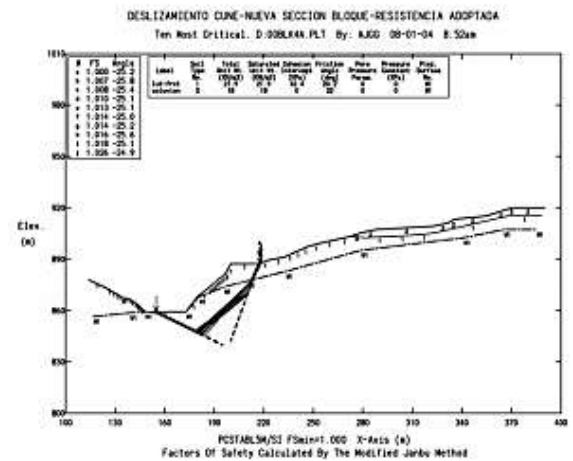


Figura 3.5. Modelación con inclinación en el plano de fondo de 38.7°.

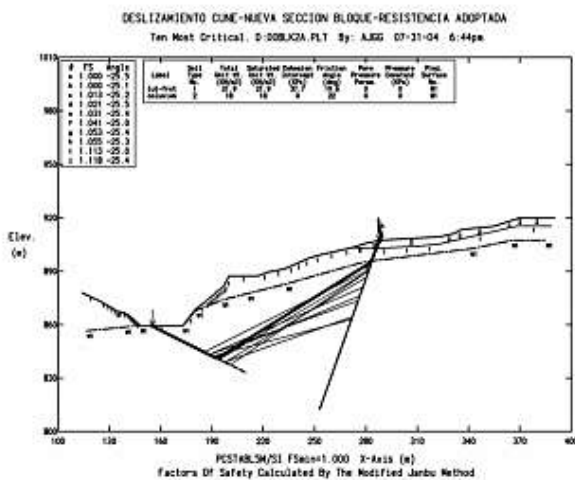


Figura 3.3. Modelación con inclinación en el plano de fondo de 30.8°.

La solución definitiva al deslizamiento debe tener muy en cuenta el alzamiento progresivo de la banca y la manera como actúa cualquier tipo de sobrecarga a lo largo del talud.

El proceso de falla de los terraplenes parece estar asociado a que su peso no está actuando en el sitio y en la medida apropiados.

Se sugiere estudiar la posibilidad de reconsiderar la solución de construcción de una pantalla de pilotes anclada con dimensiones probablemente mayores a las propuestas por AQUATERRA por cuanto hasta ahora se ha subestimado la profundidad de la superficie de falla.

Previamente a la ejecución de esta obra o cualquier otra que se adopte, sería conveniente restituir la carga natural en la zona de excavación, de la manera y en la magnitud que se pueda establecer con

base en la ejecución de sondeos profundos, la instalación de inclinómetros en la zona del deslizamiento y nuevos análisis.

5 COSTOS DE LA INESTABILIDAD EN EL CUNE

Para la Construcción de la Variante de Villeta, en donde se encuentra ubicado el deslizamiento el Cune, se presupuestó inicialmente la suma de \$ 4.876 millones de pesos, equivalente a \$21.300 millones de pesos en valor presente. Sin embargo, debido al manejo que se le ha dado al problema de inestabilidad desde su construcción, en el sitio de la Quebrada Cune se han generado pérdidas económicas directas e indirectas cuantiosas, debidas a la ineffectividad de las medidas de control, a determinaciones desafortunadas que han acelerado los procesos repetidamente y a las serias consecuencias para el tráfico, el cual fue objeto de frecuentes interrupciones entre 1998 y 2002 y cierre total en los últimos 2 años. Además se han causado daños ambientales significativos que han provocado la depreciación de la tierra y el malestar de la comunidad de Villeta.

5.1 Costos Directos

Corresponden a todos aquellos gastos en que se ha incurrido para la estabilización del sector, dentro de los cuales se encuentran los estudios y asesorías; los costos de las obras de estabilización y mitigación, junto con los generados en la interventoría de estas obras y los que se han causado en la administración del Invias. La naturaleza de estos costos se describe con algún detalle a continuación.

Tabla 2 Costos Directos de la inestabilidad en la Quebrada Cune

Costos en estudios y asesorías	\$ 485'000.000,00
Obras y medidas de estabilización	\$11.820'000.000,00
Interventoría para las obras	\$908.800'000,00
Total costos directos	\$13.213'800.000,00

En la Tabla 2 se presentan los costos directos y en la figura 4 la distribución porcentual de estos costos

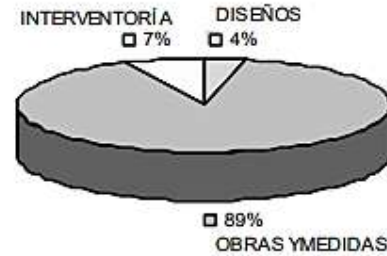


Figura 4. Distribución porcentual de los costos Directos

5.2 Costos Indirectos

Estos costos obedecen entre otros a pérdida en la rentabilidad de la vía, pérdida en el ahorro de operación de los vehículos que utilizan la variante y a la adquisición de predios.

Un resumen de estos costos se presentan en la tabla 3 y en la figura 5 la distribución porcentual de estos costos .

Tabla 3 Costos indirectos de la inestabilidad en la Quebrada Cune

Pérdida en la rentabilidad de la vía	\$ 3.500'000.000,00
Pérdida en el ahorro de operación de los vehículos	\$1.015.000.000,00
Total costos indirectos	\$4.515.000.000,00

El costo total de la inestabilidad en la actualidad es de \$ 17.728'800.000,00 en valor presente

En el manejo de de la inestabilidad en el sitio El Cune que hace parte de la variante de Villeta en un trayecto de 300m se ha concentrado una inversión equivalente al costo total que tiene una longitud de 6 Km.

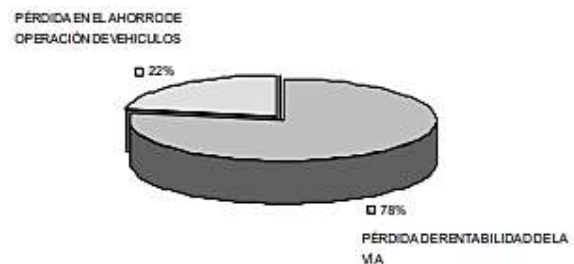


Figura 5. Distribución porcentual de los costos Indirectos

En la figura 6 se compara gráficamente los sobrecostos ocasionados por el deslizamiento de la quebrada Cune con el costo de la variante de Villeta. Estos sobrecostos desproporcionados se seguirán incrementando así como los daños causados mientras este deslizamiento no sea controlado acertadamente.

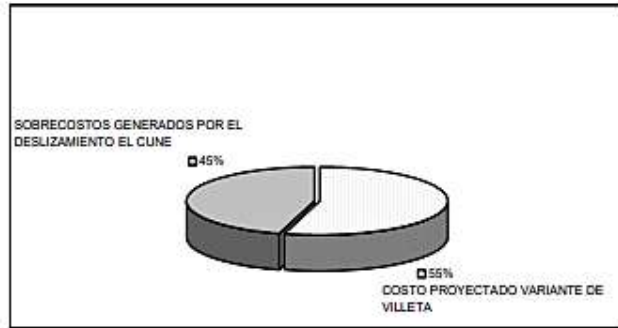


Figura 6. Distribución porcentual de los sobrecostos generados por el deslizamiento

BIBLIOGRAFIA

- Consortio DIS LTDA - EDL LTDA - Ingenieros Consultores 2000. Estudios de Investigación geotécnica, elaboración de sondeos con equipo mecánico en una longitud de 80 metros en el PR 64+700 sitio El CUNE de la carretera Honda-Bogotá.
- Aquaterra Ltda - Ingenieros Consultores 2001. Estudio y Diseño de las obras para el control del deslizamiento ubicado en el PR 64+700 en el sector conocido como el CUNE, en inmediaciones del casco urbano de Villeta (Cund.).
- Losada Gaona Nelson - Ingeniero Geólogo 2001. Asesoría Geológica y Geotécnica para construcción de obras de estabilización en el PR 64+600 de la vía Honda-Bogotá sector CUNE.
- Agua Ltda 2001. Asesorías Geológicas. Prospección Geoeléctrica para evaluación de aguas subterráneas Vía Villeta - La Vega.
- Universidad Nacional de Colombia Seccional Bogotá 2002. Estudio De Diagnostico De La Emergencia Entre El Pr 64+000 Y El Pr 65+850 "El Cune" De La Carretera Honda - Villeta - Tobiagrande - Santafe De Bogota, Ruta 50, Tramo 5008.
- Universidad Nacional de Colombia Seccional Medellín 2003. Estudio De Diagnostico De La Emergencia Entre El Pr 64+000 Y El Pr 65+850 "El Cune" De La Carretera Honda - Villeta - Tobiagrande - Santafe De Bogota, Ruta 50, Tramo 5008, Convenio Interadministrativo 072 de 2003.
- Castro Carlos Héctor 2004. Seguimiento de la Inestabilidad en el sector "El Cune" (PR 64+000 y PR 64+850 Vía Honda - Bogotá) y evaluación de las soluciones implantadas entre los años 1994 y 2002. Trabajo de grado en desarrollo (Especialista en geotecnia con énfasis en Vías). Universidad Nacional de Colombia, Sede Bogotá.
- Osorio Ortiz Jorge Andrés 2004. Medidas correctivas para implantar en el sector "El Cune" (PR 64+000 y PR 64+850 Vía Honda - Bogotá). Trabajo de grado en desarrollo (Especialista en geotecnia con énfasis en Vías). Universidad Nacional de Colombia, Sede Bogotá.

Altos de la Estancia: a Large Landslide Area in Bogota, Colombia. History and Remedial Measures

Alvaro J. Gonzalez G.

Emeritus Cathedatic- National University of Colombia- Manager AGC Ltd.- Bogota, Colombia

ajgonzg@gmail.com; ajgonzalezga@unal.edu.co

Abstract

The Altos de la Estancia landslide area in Bogota, covers 82.8 hectares and is the 2nd largest unstable area in the city. It is located in the southwestern part of Bogota, Capital of Colombia, a city with 8.2 million people sited on a flat lacustrine clay deposit 500m deep at 2,600m above sea level and surrounded by mountains (Figure 1).



Figure 1- Altos de la Estancia- Location (INGEOCIM, 1998)

The landslide area is located in the mountainous poor district called Ciudad Bolivar and it has two large landslides: El Espino Landslide in the northern part and La Carbonera Landslide in the southern part, both limited by a central geological fault that runs along the Santo Domingo Creek (Figure 2)



Figure 2- Altos de la Estancia - General Morphology

In this paper, the Altos de la Estancia area is described with topography, geology, earthquake hazard and landslide hazard. Also a brief history of the evolution of the instabilities and a summary of the remedial measures carried so far are presented

1 ALTOS DE LA ESTANCIA- TOPOGRAPHY

The topography of the Altos de la Estancia area is a monoclinical sloping an average between 15° and 20° in the southwest-northeast direction and with three main creeks: Santa Rita, Santo Domingo and Carbonera (Figure 3)

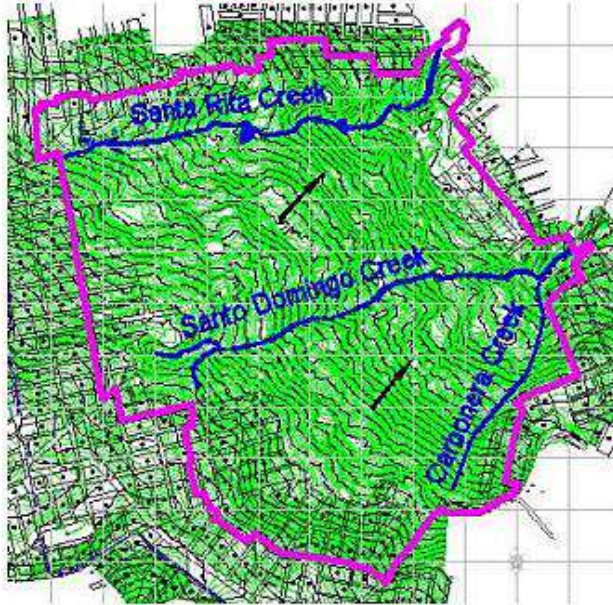


Figure 3. Topography of Altos de la Estancia

2 ALTOS DE LA ESTANCIA - GEOLOGY

Altos de la Estancia is located on the Guaduas Formation (TKg), a coal-bearing formation of Tertiary-Cretaceous age. (Figure 4)

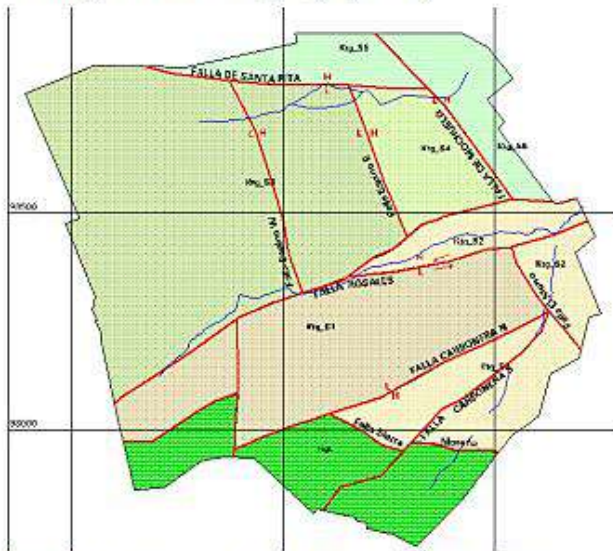


Figure 4. Geology of Altos de la Estancia (IGR ,2004)

The Guaduas Formation has three levels, the coal-bearing level is the inferior one (TKgi in yellow and brown in Figure 4) and is composed mainly of claystones, interbedded with coal layers

and some siltstones and sandstones. The intermediate level (TKgm in military light green in Figure 4) is composed mainly of sandstones with interbedded medium to thin layers of claystones. The Espino Landslide is located in the intermediate level, whereas the La Carbonera Landslide is sited in a 10m to 20m thick quaternary deposit on top of the Guaduas Inferior Level, remembering that the word “Carbonera” in spanish means coal-bearing. There are also some outcrops of the underlying Cretaceous Guadalupe Formation (Kg- in green in Figure 4)

The area is structurally complex with various faults, the more important being those in the general West-East direction and the principal one the so called Falla Rosales (Rosales Fault) which is parallel to the Santo Domingo Creek. Typical geological cross sections of the two landslides are presented in Figure 5

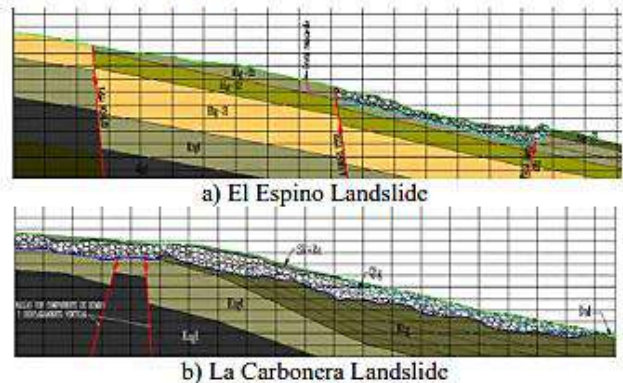


Figure 5. Typical geological West-East cross sections of Altos de la Estancia Landslides (IGR, 2004)

3 ALTOS DE LA ESTANCIA - HIDROGEOLOGY



Figure 6. Humidity in Altos de la Estancia (IGR, 2004)

In Figure 6, taken from a satellite image, the levels of humidity of Altos de la Estancia zone are presented, the red ones being the saturated areas. The El Espino northern area shows less red areas, and can be inferred as more permeable than the La Carbonera southern area.

4 ALTOS DE LA ESTANCIA -CLIMATE

The average annual rainfall in Altos de la Estancia is about 650mm (red square area in Figure 7), a low value as compared with the average for the city of about 1,000 mm/year and similar to the annual rainfall in one of the desertic areas of Colombia in La Guajira province.

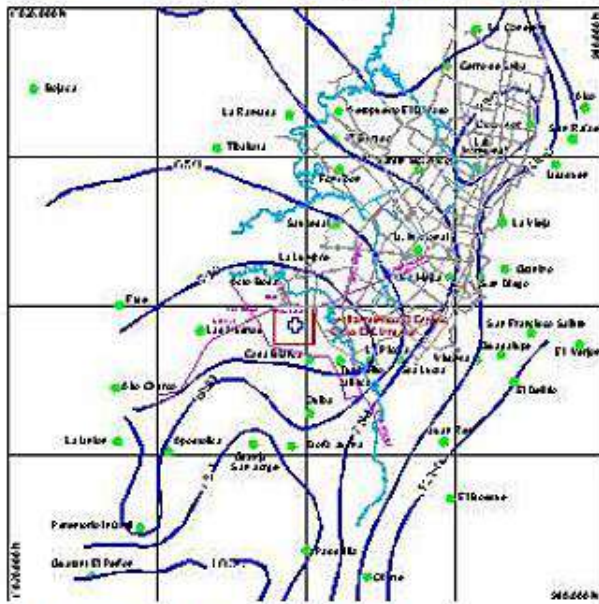


Figure 7. Isohyets in Bogota (IGR, 2004)

There are two annual rainy periods: march to may and september to november (Figure 8)

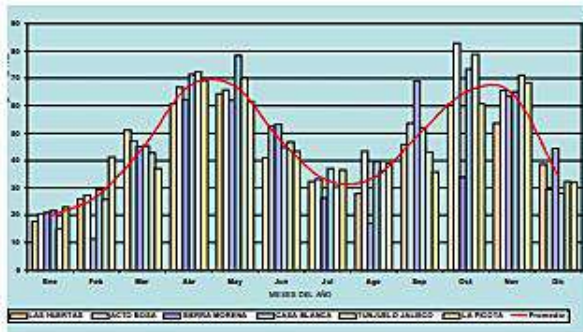


Figure 8. Monthly rainfall in Ciudad Bolívar (IGR, 2004)

5 ALTOS DE LA ESTANCIA- SEISMIC HAZARD

Altos de la Estancia is located in a Seismic Zone denominated Cerros (Figure 9)

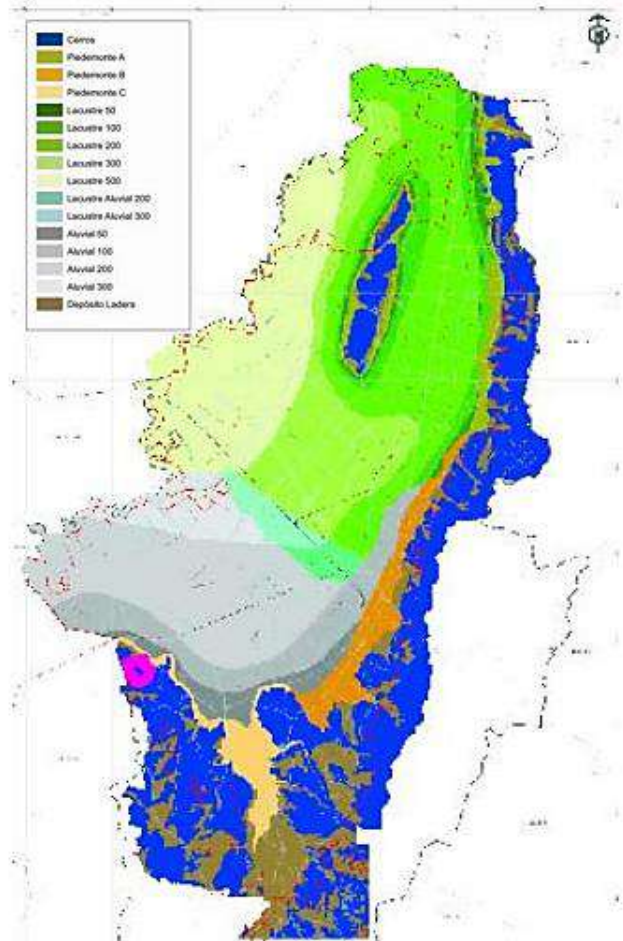


Figure 9. Bogota Seismic Microzoning (FOPAE, 2010)

For Bogota the present design seismic acceleration for buildings is $A_a=0.15g$ in rock for 5% of damping and a return period $T_r = 475yr$. The Cerros Zone has a surface acceleration $A_o=0.18g$ for the same return period and damping.

6 ALTOS DE LA ESTANCIA - LANDSLIDE HAZARD

Altos de la Estancia is located in an area with Landslide Hazard from Medium to Very High, according to the 1998 Bogota Landslide Hazard map (Figures 10 and 11- INGEOCIM, 1998)

However, there has been many local landslide hazard maps, which have been evolving according to the technical reports done and to the remedial measures taken and they are presented in Figures 10 to 14

Also in Figure 15 the initial zoning to evacuate people is presented (IGR, 2004)

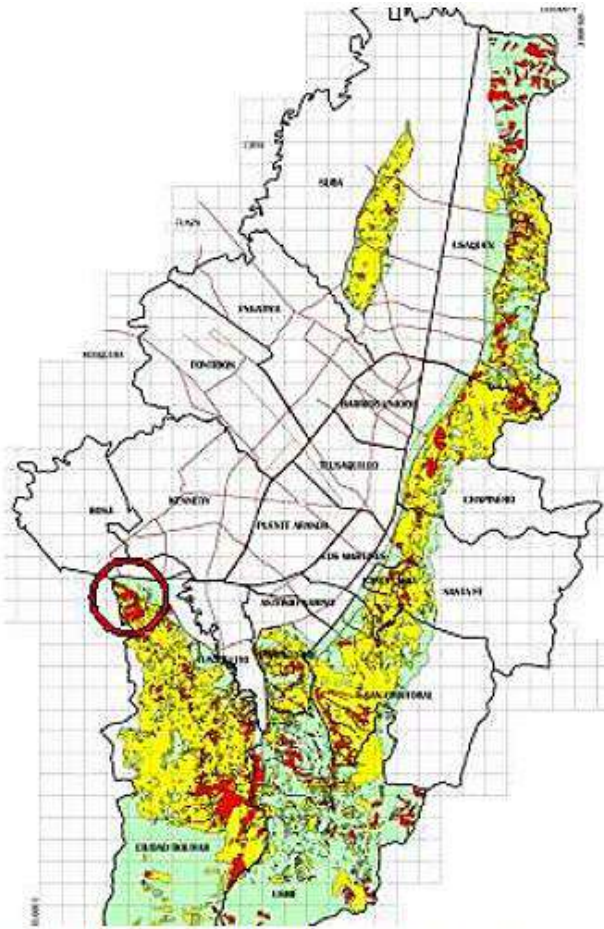


Figure 10. Bogotá Landslide Hazard (FOPAE, 2000)



Figure 11. Altos de la Estancia Landslide Hazard Map (INGEOCIM, 1998)

In Figures 10, 12, 13 and 14, the common traffic signal convention is used (red = high hazard; yellow = medium hazard; green = low hazard) whereas in Figure 11 a five level scale is used (brown = very high hazard, red = high hazard, yellow = medium hazard, light green = low hazard, dark green = very low hazard)

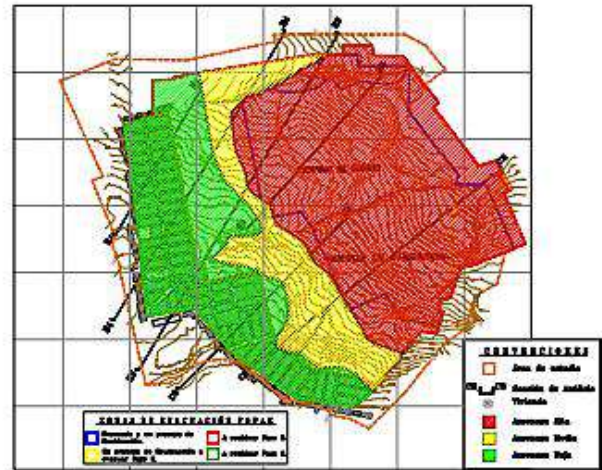


Figure 12. Altos de la Estancia Landslide Hazard Map (IGR, 2004)

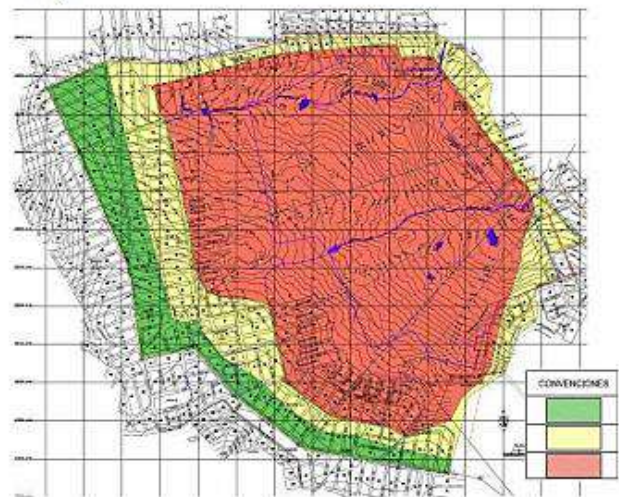


Figure 13. Altos de la Estancia Landslide Hazard Map (CONSORCIO ALTOS, 2008)

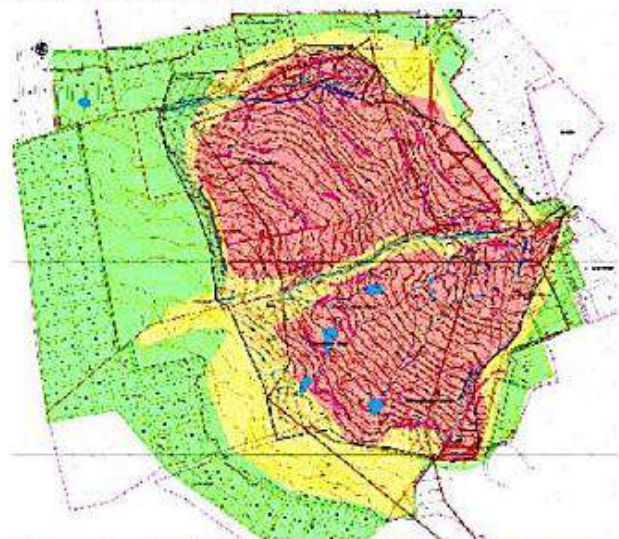


Figure 14. Altos de la Estancia Landslide Hazard Map (CI AMBIENTAL, 2013)

The landslide hazard maps by INGEOCIM (1998) and IGR (2004) were done with scales of probabilities of failure (the Author acted as Director of these two studies) and the CONSORCIO and CI AMBIENTAL maps were obtained with scales of factors of safety, all of them with earthquake and rainfall included. Therefore the effect of the remedial measures can be deduced by comparing these last two maps



Figure 15. Altos de la Estancia –Evacuation Zoning Map (CONSORCIO ALTOS, 2008)

In this Figure 15, from 2007, the blue zone indicates the already evacuated area in that date, the yellow area the Priority 1 Evacuation Area and the red area the Priority 2 Evacuation Area, which now (2020) is almost completely evacuated. In total about 16,000 persons have been moved out of Altos de la Estancia

7 ALTOS DE LA ESTANCIA – DEVELOPMENT OF INSTABILITIES

7.1 La Carbonera Landslide

La Carbonera area was used as a coal underground mining area perhaps since 1950, when it belonged to the large farm with the same name. The mining operation was rudimentary and the mining waste was disposed near the mines in a non-technical way. Mining personnel was allowed to dwell near the mines, and the landlord also allowed these people to build their houses in those terrains, and then, small and poor communities developed around and nearby the mines

After some time, mining was not allowed by City enforcement, but the communities remained and a poor house settlement developed, which was enlarged by immigrants coming from different parts of the country, displaced because of the long term conflict with guerrillas since the 50's and

also drug trafficking that had affected Colombia for many years.

Since the urban settlement was irregular according to the urbanistic legislation of Bogota, no public services were officially given to these communities which developed rudimentary water supply systems with plastic hoses connected to a nearby water supply tank and no sewage collection system was built. Therefore disposed water was simply thrown away to water courses or just to ditches in the sloping ground.

Because this erratic use of domestic water and the presence of old coal tailings, some instabilities started in 1997 and in 1999 a first geotechnical study was undertaken (IGL, 1999). After that, several local landslides occurred in 2000, that implied evacuation of some houses, but it was in 2001, after the El Espino large landslide, that the area was delimited as “Soil Protection for High Non-Mitigable Landslide Risk Area” and declared as such by a City decree in November 2002. (FOPAE, 2014)

7.2 El Espino Landslide

In the Espino area also some mining to extract kaolinitic clays was done in the upper part and at the lower part of the hillslope some open-pit mining for construction materials was active, which caused some small instabilities and also in 1999 a geotechnical study was done (CIVILES-HIDROCONSULTA,1999). Because of surface water coming from uncontrolled disposed water, a sewage network was recommended by this last study for the upper part of the hillslope, already inhabited, and its construction started in the first semester of 2001. Because the S-N streets for the main pipes were located in sandstones, the contractor choose explosives to make the excavations for the pipes, explosives that in August 2001 triggered a huge planar landslide in El Espino along the bedding and a new small hill appeared, near the N-S El Espino East Fault (the intermediate fault in Figure 4).

The topographic levels are presented in Figure 16, where the vertical displacement of 13.1m caused by the slide is presented

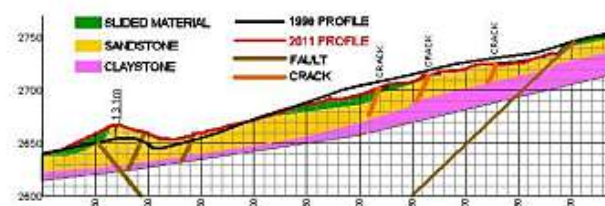
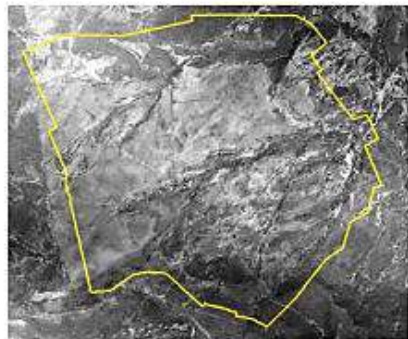


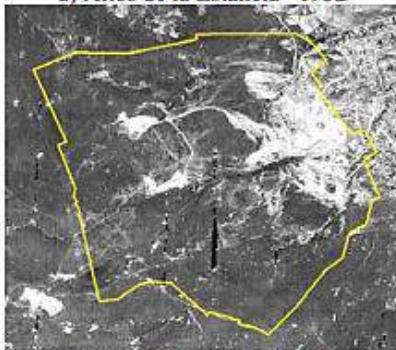
Figure 16. El Espino Landslide- Elevation of the floor

7.3 Historical Aerial Views

In Figure 16 several aerial views of Altos de la Estancia taken from CONSORCIO ALTOS (2008) are presented.



a) Altos de la Estancia –1952



b) Altos de la Estancia –1987



c) Altos de la Estancia –2000



d) Altos de la Estancia –2007

Figure 16. Altos de la Estancia- Historical Aerial Views

In this sequence of photographs, the evolution of the area is seen, with almost no dwellings in 1952, mining scars in 1987, almost full occupation in 2000 and abandoned areas in 2007

8 FAILURE MECHANISMS

8.1 La Carbonera Slide

The inferred failure mechanism is with concave curvilinear surfaces (Figure 17)

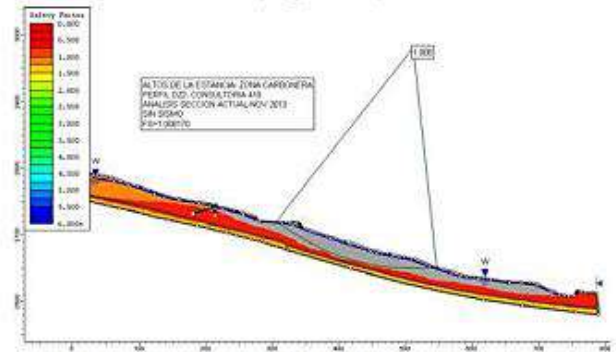


Figure 17. La Carbonera Slide-Stability-Nov 2013- FS=1.01

8.2 El Espino Slide

In El Espino Slide the failure mechanism deduced is a planar rock slide along thin claystone layers interbedded within the main sandstone layers (Figure 18)

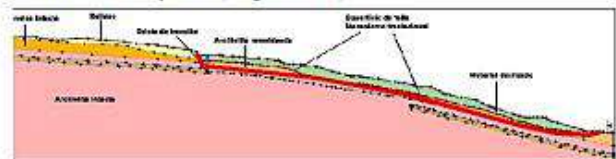


Figure 18. El Espino Slide-CONSORCIO ALTOS (2008)

9 REMEDIAL MEASURES

9.1 Surface Drainage Measures



Figure 19- Altos de la Estancia- Surface Water Control

Since water, both surface and underground, was considered as the main trigger of La Carbonera landslide, and a contributing factor in El Espino landslide, works to control surface water were first considered and constructed (Figure 19)

The three main creeks (Santo Domingo, Carbonera and Santa Rita) were treated with rectified alignments and gabion linings, with typical cross sections as shown in Figure 20

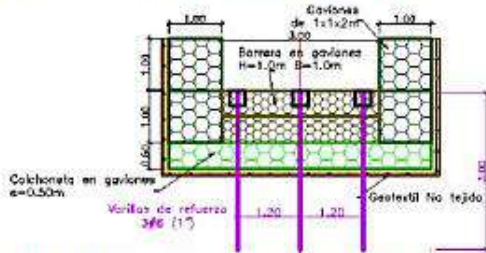


Figure 20- Altos de la Estancia- Typical Gabion Lining

To reduce velocity in the gabion channels, and depending on the slope gradient, gabion barriers were conveniently placed along the channels and also to prevent sliding, some times steel bars were used as anchors for the linings

To control the surface water that was coming from the upper inhabited part of the slide area, three small concrete rectangular channels were constructed; Channel 1 discharges in Santa Rita gabion channel., Channel 2 drains into Santo Domingo gabion channel. and Channel 3 goes to Carbonera gabion channel (Figure 19).

9.2 Subsurface Drainage Measures

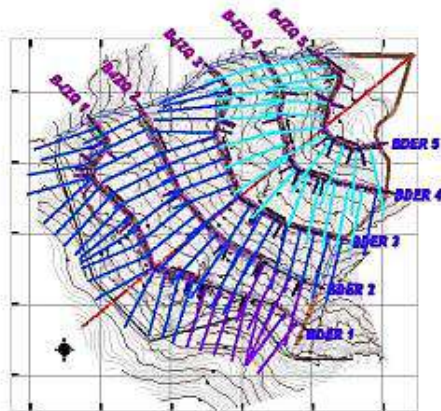


Figure 21- La Carbonera Slide- Horizontal Drains System

Since la Carbonera Area has lower permeability and almost always shows a high water table, subhorizontal drains, inclined 5°, were placed in this area. Some short ones (30m) were placed upstream of channels 2 and 3 (orange in Figure 19), but the main subsurface system was built in the whole area of La Carbonera slide with 5 berms and 79 horizontal drains from 60 to 90m long

(Figure 20) and in stability analyses they proved to be effective by increasing the factor of safety both with high rain and the design earthquake. Underground drainage was not deemed useful in El Espino area because in that place the water table is deep.

9.3 Retaining Measures

These measures were considered preventive rather the corrective and the main purpose was to prevent a remnant behavior of El Espino and La Carbonera slides



Figure 22- Altos de la Estancia- Retaining Structures

9.3.1 La Carbonera Slide

In La Carbonera there are three retaining walls C1, C2 and C3.



Figure 23- La Carbonera- Retaining Wall with Caissons

C1 and C2 are practically the same type of structure with 12m long, 1.2m diameter reinforced concrete caissons spaced each 4m in a total length of 525m for C1 and 80m for C2. In C1, from each caisson a 50 ton steel anchor is placed to secure the wall (Figure 23). The C3 wall is a 188m long

structure with inclined micropiles and a concrete cap, but not anchors (Figure 24)

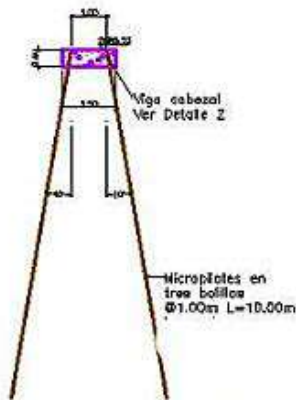


Figure 24- La Carbonera- Retaining Wall with Micropiles

9.3.2 El Espino Slide

In El Espino slide there are two similar walls on micropiles: E1 (180m) and E2 (162m). These walls are on micropiles and each one has two rows of 40m long steel anchors (Figure 25)

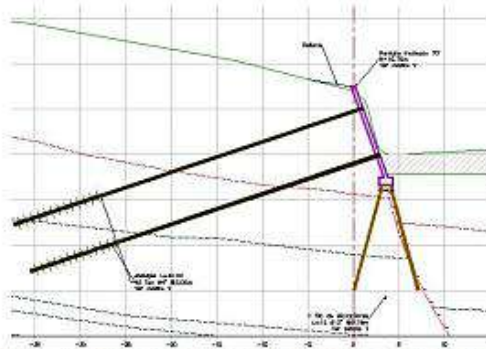


Figure 25- El Espino- Retaining Walls with Micropiles



Figure 26- El Espino- Front View of Retaining Wall E1

In El Espino a Waste Dump Fill was designed, but not built (Figure 22), that is supposed to act as a counterfort at the toe of El Espino Landslide

9.4 Monitoring



Figure 27- Altos de la Estancia- Surface Velocities in 2007

Although it not strictly a remedial measure, several monitoring campaigns have been done with surface points, inclinometers and piezometers. In Figure 27 an example of surface movement vectors in 2007 is presented.

10. ACKNOWLEDGEMENTS-DECLARATION

The Author thanks IDIGER, the Bogota Risk Management Institute, for permission to use its information for this paper, as the Author has been acting as its Geotechnical Advisor since 2000

The Author(s) declares that he does not have Conflict of Interest with the contents and authorize the Editorial Committee of XIII ISL to publish the paper during the next two years, according of Authors Instructions.

10 REFERENCES

- CI AMBIENTAL (2013)- Monitoreo Geotécnico Especializado en el Sector de Altos de la Estancia de la Localidad de Ciudad Bolívar, en Bogotá D.C.- Report- 2013
- CIVILES-HIDROCONSULTA (1999)- Estudio Geotécnico, Zona Comprendida entre las Quebradas Santo Domingo (Rosales) y Santa Rita, Barrio El Espino- Consorcio Civiles Ltda – Hidroconsulta Ltda.-FOPAE 1999
- CONSORCIO ALTOS (2008)- Diseños Detallados, Presupuestos y Especificaciones Técnicas para las Obras de Mitigación de Riesgos Requeridas en el Sector Altos de La Estancia- Informe Final –350pp- Anexos- Consorcio Altos de La Estancia- for FOPAE- Bogotá, October, 2008.
- FOPAE (2000) – Mapa de Amenaza por Movimientos en Masa para Bogotá – www.sirc.gov.co - 2000
- FOPAE (2010) – Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C.- Decreto 523 de 2010 de la Alcaldía de Bogotá D.C.- 23pp
- FOPAE (2014) – Lo que se llevó la Tierra- 122pp- IDIGER (2016)
- IGL (1999)- Estudio Geotécnico, Evaluación de Alternativas de Mitigación y Diseños Detallados de las Obras Recomendadas para Estabilizar la Cuenca de la Quebrada La Carbonera en Ciudad Bolívar- Ingeniería y Geotecnia Ltda. General Report for FOPAE.
- IGR (2004)- Estudio de Riesgo y Diseño de Medidas de Mitigación en el Sector Altos de La Estancia, Localidad de Ciudad Bolívar, Bogotá D.C.- 381pp -13 maps - 5 annexes- Ingeniería y Georriesgos Ltda.- General Report for FOPAE financed by ACCI (Agencia Colombiana de Cooperación Internacional) – Bogotá, 2004
- INGEOCIM (1998)- Estudio de Amenazas y Riesgos por Inestabilidad del Terreno para las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe Uribe, San Cristóbal, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba de Santafé de Bogotá – Informes – UPES- Unidad de Prevención y Atención de Emergencias de Santa Fe de Bogotá-1998

Eventos Sociedad Colombiana de Geotecnia 2024

Citación Asamblea General Ordinaria de la SCG año 2024



Bogotá D.C., 20 de febrero de 2024.

CITACIÓN A ASAMBLEA GENERAL ORDINARIA DE LA SCG AÑO 2024

La Junta Directiva de la Sociedad Colombiana de Geotecnia convoca a todos sus Asociados a la Asamblea General Ordinaria correspondiente al año 2024, que se celebrará en Bogotá D.C., el día **Jueves 14 de Marzo de 2024** a partir de las **4:30 p.m.** en la Sede de la Sociedad Colombiana de Geotecnia (Transversal 28B No. 37-47).

El orden del día propuesto, el cual será sometido a aprobación al inicio de la Asamblea, es el siguiente:

1. Verificación del Quórum.
2. Designación del Presidente y Secretario de la Asamblea.
3. Aprobación del Orden del Día.
4. Lectura y Aprobación del Acta de la Asamblea General Ordinaria del 23 de marzo de 2023.
5. Nombramiento de la Comisión para la Revisión y Aprobación del Acta de la Asamblea General Ordinaria del 14 de marzo de 2024.
6. Presentación y Aprobación del Informe de Gestión de la Junta Directiva, período 2023 – 2024.
7. Informe del Procurador.
8. Presentación y Aprobación de los Estados Financieros a 31 de diciembre de 2023.
9. Informe del Revisor Fiscal.
10. Consideración y Aprobación del Presupuesto para el Año 2024.
11. Informe de la Inversión de los Excedentes del período 2022 – 2023 y Aprobación de la Propuesta de Inversión de Excedentes del período 2023 – 2024.
12. Aprobación de Reforma de Estatutos.*
13. Elección de la Junta Directiva para el Período 2024 – 2026.**
14. Elección del Revisor Fiscal Principal y Suplente para el Período 2024 – 2026.
15. Elección del Procurador Principal y Suplente para el Período 2024 – 2026.
16. Autorización al Representante Legal para todos los Trámites ante la DIAN para seguir perteneciendo al Régimen Tributario Especial.
17. Propositiones y Varios.
18. Clausura de la Asamblea General Ordinaria.

Se solicita confirmar la asistencia a más tardar el día **07 de marzo de 2024**. La confirmación se podrá hacer por escrito enviando una comunicación a la Sociedad, mediante correo electrónico (socolgeotecnia@gmail.com). Quienes no puedan asistir, tienen la posibilidad de otorgar poder por escrito a otro miembro activo de la SCG, quien actuará en su nombre durante la reunión (máximo tres poderes por representante); el poder se debe enviar a más tardar el 12 de marzo de 2024.

Las personas que no puedan asistir en forma presencial y lo desean hacer de forma virtual por favor informar para enviar el enlace Zoom® respectivo con antelación. No se enviará enlace solicitado el mismo día de la Asamblea.

Para tener voz y voto en la Asamblea se debe estar a Paz y Salvo por todo concepto con la Sociedad antes de su inicio, incluyendo el pago de las afiliaciones a Sociedades Internacionales. El pago respectivo se puede hacer previo o el día de la Asamblea, mediante consignación o transferencia bancaria o pago en efectivo, con descuento del 20%.

Dirección: Transversal 28B No.37-47 Tel: 6012694260 - 6012442073 - Fax: 6012694260
e-mail: sociedadcolombianadageotecnia@scg.org.co; scgeotecnia1@gmail.com;
<http://www.scg.org.co> - Bogotá, D.C.- Colombia



** Con la debida antelación se enviarán los textos propuestos para modificación de los Estatutos, los cuales tienen que ver fundamentalmente con su actualización a la normativa reciente que rige a las ESAL; también, la JD-SCG en pleno o individualmente algunos de sus miembros, propondrán modificaciones relacionadas con las cuotas de sostenimiento y complementarias. Todas las propuestas serán socializadas, para que durante la Asamblea se sometan a Aprobación, la cual debe ser al menos del 75% de los socios asistentes para que las mismas se consideren debidamente aprobadas.*

*** Se invita a los socios interesados en postularse o postular a algún socio activo, que asista a la Asamblea, presencial o virtualmente, para hacer parte de la Junta Directiva en el período 2024 – 2026, remitir la postulación individual al cargo o mediante plancha, (durante la asamblea también está permitido postularse sin embargo, se recomienda hacerlo previamente para la optimización del tiempo) al menos con 08 días de antelación a la celebración de la Asamblea, con una breve justificación de la misma, para conocimiento previo de los Asociados y de esta manera agilizar el proceso de votación que se llevará a cabo de conformidad con el Orden del Día finalmente aprobado.*

Cordialmente,

MARIO CAMILO TORRES SUÁREZ
Presidente Junta Directiva
Sociedad Colombiana de Geotecnia

XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia y VII Conferencia Regional de Geotecnia-Valle del Cauca

Boletín N° 1 de los Eventos

XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia
Riesgos Geotécnicos asociados a Amenazas Geológicas en los Proyectos de Infraestructura y las Edificaciones

Boletín N° 1



VII Conferencia Regional de Geotecnia/Valle del Cauca
El Cambio Climático y la Geotecnia en el Suroccidente Colombiano



Santiago de Cali

OCTUBRE 15, 16, 17 Y 18 de 2024



Sociedad Colombiana de Geotecnia



ICEJG
Instituto Colombiano de Estudios e Investigaciones Científicas



Pontificia Universidad JAVERIANA Cali

Nos complace anunciar que el **XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia (XVIIIICCG)** y la **VII Conferencia Regional de Geotecnia (VIICRG)/Valle del Cauca**,
¡Se llevarán a cabo del 15 al 18 de octubre de 2024 en Santiago de Cali, Colombia!

Las temáticas principales de los eventos son:

XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia: *“Riesgos Geotécnicos asociados a Amenazas Geológicas (sísmica, volcánica y movimientos en masa) en los Proyectos de Infraestructura y las Edificaciones”.*

VII Conferencia Regional de Geotecnia/Valle del Cauca: *“El Cambio Climático y la Geotecnia en el Suroccidente Colombiano”.*

Las fechas límite establecidas son las siguientes:

- 22 marzo 2024** | Convocatoria de Resúmenes (XVIIIICCG) y Póster (VIICRG-V. del Cauca)
- 21 junio 2024** | Entrega de Resúmenes (XVIIIICCG) y Póster (VIICRG-V. del Cauca)
- 26 julio 2024** | Aceptación preliminar de Resúmenes (XVIIIICCG) y Póster (VIICRG-V. del Cauca)
- 23 agosto 2024** | Entrega final de Resúmenes (XVIIIICCG) y Póster (VIICRG-V. del Cauca)
- 20 septiembre 2024** | Entrega última de Presentaciones (XVIIIICCG)

Se invita a los autores a identificar uno o más de los siguientes temas con su envío:

Temas del XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia

- a. Sismicidad & Vulcanismo
- b. La Práctica Geotécnica en Colombia y la Región Latinoamericana
- c. Normatividad Sismo – Geotécnica en Colombia
- d. Geotecnia en los Sistemas Férreos de Colombia
- e. La Inteligencia Artificial en la Geotecnia

Temas de la VII Conferencia Regional de Geotecnia/ Valle del Cauca

- a. Infraestructura para Proyectos Ferroviarios de pasajeros, carga y/o mixtos
- b. Amenaza Sismo – Geotécnica en el Valle del Cauca
- c. Microzonificación Sísmica del Área Metropolitana de Santiago de Cali
- d. Excavaciones profundas, casos de estudio y modelación
- e. Estabilidad de taludes y Mejoramiento de Suelos
- f. Modelación Numérica Geotécnica
- g. Aspectos Geológicos del Valle del Cauca

La sede principal de los eventos es la Pontificia Universidad Javeriana sede Cali



Además, se cuenta con la participación activa de las siguientes universidades:



Universidad del Valle



Universidad Santiago de Cali

El Comité Organizador está conformado por:

- Delegados de la Junta Directiva de la Sociedad Colombiana de Geotecnia
- Coordinador y Secretario de las Comisiones Técnicas Permanentes
- Delegados Académicos de las Universidades (Pontificia Universidad Javeriana, Universidad del Valle, Universidad Santiago de Cali)
- Representantes de las Instituciones Gubernamentales
- Representantes de las Asociaciones y Gremios Profesionales
- Representantes de la Industria de la Geotecnia a nivel Regional y Local:
 - Geopier® - Centra
 - Carlos H. Parra & Asoc.
 - Pavco-Wavin Regional Occidente
 - Rocscience®
 - Maccaferri®

Comité de Apoyo Institucional (CAI)

Las entidades con las que se espera contar para la organización de este evento son:

- | | |
|--|---|
| • Servicio Geológico Colombiano | • Pontificia Universidad Javeriana-Bogotá |
| • Ministerio de Transporte | • Universidad de los Andes |
| • Ministerio de Vivienda-Ciudad y Territorio | • Universidad de Medellín |
| • Invias | • Universidad del Cauca |
| • ANI | • Universidad EAFIT |
| • IDEAM | • Universidad Industrial de Santander |
| • MinAgricultura | • UPTC-Tunja |
| • MinAmbiente | • UPTC-Sogamoso |
| • UNGRD | • UNAL-Bogotá |
| • IDIGER | • UNAL-Medellín |
| | • UNAL-Manizales |

Entidades Regionales

- Cámara Colombiana de la Infraestructura Seccional Occidente
- Asociación de Ingenieros del Valle
- Sociedad Colombiana de Ingenieros-Comisión Técnica Permanente Geotecnia
- CVC Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca

Se espera contar además con el apoyo de:



Los documentos finales se publicarán en la página oficial de la Sociedad Colombiana de Geotecnia, con accesibilidad para todos los participantes.

En asocio con:



Correo
scg18ccg.2024@gmail.com

Teléfono
(57+601)2694260
(57+601)2440273
Cel. 320 381 0404

Transversal 28 B No. 37-47
Bogotá Colombia

Brochure de Patrocinios de los Eventos



Santiago de Cali **Sociedad Colombiana de Geotecnia** **53 años** **ICEIG**

XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia
VII Conferencia Regional de Geotecnia - Valle del Cauca

BROCHURE DE PATROCINIOS

Santiago de Cali **Sociedad Colombiana de Geotecnia** **53 años** **ICEIG**

PATROCINADOR PREMIUM

US\$10.000 o superior

Incluye:	Beneficios:
<ul style="list-style-type: none">❖ Stand de 2x4 m con nombre de la empresa❖ Spots para iluminación❖ 1 mesa❖ 2 sillas❖ 1 punto eléctrico <p>(No incluye diseño ni decoración)</p>	<ul style="list-style-type: none">❖ Acceso a 4 personas para atender el stand❖ Acceso a 3 participantes en los eventos❖ Logo en el mayor tamaño y visibilidad en toda la imagen y publicidad de los eventos / baking❖ Presentación de 30 minutos acerca de historias de casos o tecnologías asociadas a sus productos



PATROCINADOR SPECIAL

US\$5.000 – 9.999

Incluye:

- ❖ Stand de 3x2 m con nombre de la empresa
 - ❖ Spots para iluminación
 - ❖ 1 mesa
 - ❖ 2 sillas
 - ❖ 1 punto eléctrico
- (No incluye diseño ni decoración)

Beneficios:

- ❖ Acceso a 3 personas para atender el stand
- ❖ Acceso a 2 participantes en los eventos
- ❖ Logo de tamaño y visibilidad destacados en toda la imagen y publicidad de los eventos / baking
- ❖ Presentación de 20 minutos acerca de historias de casos o tecnologías asociadas a sus productos



PATROCINADOR VIP

US\$3.000 – 4.999

Incluye:

- ❖ Stand de 2x2 m con nombre de la empresa
 - ❖ Spots para iluminación
 - ❖ 1 mesa
 - ❖ 2 sillas
 - ❖ 1 punto eléctrico
- (No incluye diseño ni decoración)

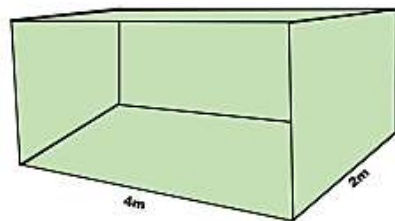
Beneficios:

- ❖ Acceso a 2 personas para atender el stand
- ❖ Acceso a 1 participante en los eventos
- ❖ Logo de tamaño destacado en toda la imagen y publicidad de los eventos / baking
- ❖ Presentación de 15 minutos acerca de historias de casos o tecnologías asociadas a sus productos



Stand 4x2

\$25'000.000 COP (incluido IVA)



Incluye:

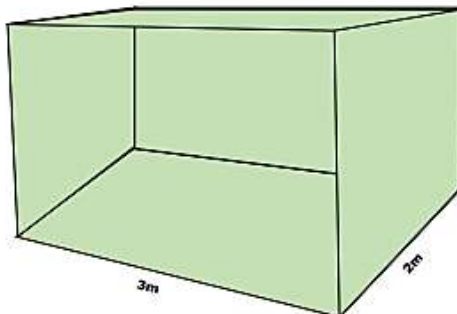
- ❖ Stand de 4x2 m con nombre de la empresa
- ❖ Acceso a 4 personas para atender el stand
- ❖ Logo en la publicidad de los eventos / baking
- ❖ Spots para iluminación
- ❖ 1 mesa
- ❖ 2 sillas
- ❖ 1 punto eléctrico

(No incluye diseño ni decoración)



Stand 3x2

\$15'000.000 COP (Incluido IVA)



Incluye:

- ❖ Stand de 3x2 m con nombre de la empresa
- ❖ Acceso a 3 personas para atender el stand
- ❖ Logo en la publicidad de los eventos / baking
- ❖ Spots para iluminación
- ❖ 1 mesa
- ❖ 2 sillas
- ❖ 1 punto eléctrico

(No incluye diseño ni decoración)

Stand 2x2

\$10'000.000 COP (Incluido IVA)

Incluye:

- ❖ Stand de 2x2 m con nombre de la empresa
- ❖ Acceso a 2 personas para atender el stand
- ❖ Logo en la publicidad de los eventos / baking
- ❖ Spots para iluminación
- ❖ 1 mesa
- ❖ 2 sillas
- ❖ 1 punto eléctrico

(No incluye diseño ni decoración)

Ubicación preliminar de Stands

Stand 4x2

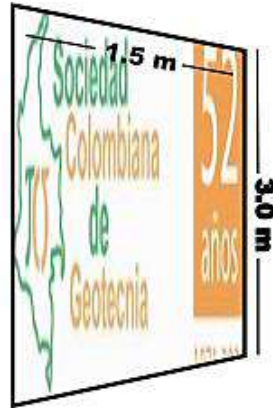
Stand 3x2

Stand 2x2



Pendón Grande

\$5'000.000 COP (Incluido IVA)



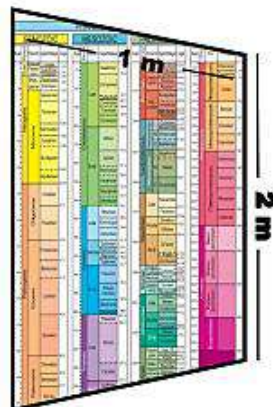
Incluye:

- ❖ **Pendón de 3.0x1.5 m**
- ❖ **Ubicación en el salón principal**
- ❖ **Logo de la compañía en la página web / baking**



Pendón Pequeño

\$3'000.000 COP (Incluido IVA)



Incluye:

- ❖ **Pendón de 2.0x1.0 m**
- ❖ **Ubicación en el salón principal**
- ❖ **Logo de la compañía en la página web / baking**



Maletines	Carpetas	USB
\$22'500.000 COP	\$5'000.000 COP	\$8'000.000 COP
Oportunidad de vinculación: 1	Oportunidad de vinculación: 1	Oportunidad de vinculación: 1
250 unidades	250 unidades	250 unidades
		
Beneficios: <ul style="list-style-type: none">❖ Logo exclusivo en los maletines❖ 1 catálogo publicitario en cada maletín❖ 2 participantes en los eventos❖ Baking	Beneficios: <ul style="list-style-type: none">❖ Logo exclusivo en las carpetas❖ Baking	Beneficios: <ul style="list-style-type: none">❖ Logo exclusivo en USB❖ 1 participante en los eventos❖ Baking

***Costos con IVA incluido**



Escarapelas y cintas

\$4'000.000 COP

Oportunidad de vinculación: 1

250 unidades



Beneficios:

- ❖ Logo exclusivo en las escarapelas y cintas
- ❖ Baking

***Costos con IVA incluido**



Puesto de Café

\$10'000.000 COP (Incluido IVA)

500 tazas de café y 250 refrigerios por jornada

Oportunidades de vinculación: 7

Beneficios:

- ❖ Instalar pendón durante la jornada en el puesto de café
- ❖ Logo de la compañía en la página web / baking
- ❖ 1 participante en los eventos





Contacto



Correo

scg18ccg_2024@gmail.com



Teléfono

(57+1) 269 4260 Cel: (57) 320 381 0404
(57+1) 244 2073



Dirección

Transversal 28 B No. 37-47 / Bogotá Colombia



Página web

<https://www.scg.org.co/> / <https://scg18ccg2024.wixsite.com/villiccg-ol-crg>

Instrucciones para los autores del BCG - SCG

El BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA –BCG– es el Órgano de Divulgación de la Sociedad Colombiana de Geotecnia –SCG–, el cual se caracteriza por informar a la Comunidad Geotécnica local, nacional y regional diferentes avances y trabajos técnico–científicos realizados en nuestro ámbito y fuera del país.

Actualmente este instrumento se perfila como el órgano de divulgación de mayor importancia nacional y de trascendencia internacional, que con respecto a los conocimientos y la práctica de la geotecnia, cuenta Colombia y por ende ha decidido entrar en la tónica de su indexación con miras a proyectarse como el principal medio local en el tema. Debido a esto solicitamos a nuestros usuarios cumplir cabalmente con los requisitos que el Comité Editorial ha decidido estipular y sugerirnos acciones que promuevan la excelencia en los trabajos presentados y una edición impecable de nuestro BCG, en sus sucesivas ediciones. Las Instrucciones para los autores interesados en publicar sus contribuciones en el BCG son:

1. El autor o autores asumen la responsabilidad jurídica por el contenido de sus artículos. Bajo ninguna circunstancia la SOCIEDAD COLOMBIANA DE GEOTECNIA asumirá todo o parte de esta responsabilidad, a menos que lo manifieste explícitamente en el texto del artículo.
2. Los textos propuestos para ser publicados en el BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA deben ser inéditos.
3. Cuando se realice la entrega de artículos al Comité Editorial del BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA, el autor(es) se abstendrá(n) de presentarlo en forma simultánea a otra publicación, por un tiempo mínimo de 12 meses, a no ser que sea rechazado.
4. Cada autor deberá entregar el material en el formato establecido para el efecto por el Comité Editorial y que se puede bajar del sitio www.scg.org.co, en el enlace respectivo
5. Los artículos que se presenten al Comité Editorial deberán observar, en general, los siguientes aspectos:
 - (a) Estructurales
 - Título, que especifique con claridad el tema tratado.
 - Subtítulo o epígrafe, si se requiere.
 - Información del autor (iniciales de nombres, primer y segundo apellidos, formación académica, dirección electrónica, campo de desempeño profesional, filiación, nacionalidad).
 - Resumen y palabras clave en español.
 - Resumen y palabras clave en inglés.
 - Notas al pie, sólo para aclaraciones o comentarios adicionales.
 - (b) Gramaticales
 - La redacción será en tercera persona del impersonal.
 - Se sugieren oraciones coordinadas en lugar de subordinadas.

- Todo documento estará estructurado así: estructura inicial, introducción, desarrollo, conclusiones, agradecimientos y referencias.
- La extensión estimada de los textos es de 15 a 20 páginas, sin detrimento de que en casos especiales se autorice una mayor extensión.

(c) Presentación

- Los artículos deben ser enviados al Editor del Boletín en la siguiente dirección electrónica: camilogeotecnia@gmail.com (c.c scgl@etb.net.co) elaborados en Word.
- Las fotografías, imágenes, mapas y figuras incluidas en el texto se deben enviar por separado en formatos BMP o EPS con alta resolución (mínimo 300 dpi). Su impresión será en tonos de grises.

(d) Referencias

- Libros: nombre y apellidos del autor, título y subtítulo, ciudad, editorial, ISBN, año de publicación.
 - Revistas: nombre y apellidos del autor, título de la revista, número, ISSN, año de publicación.
 - Páginas de Internet: nombre y apellidos, título, dirección de la página Web, fecha de la consulta.
6. El Comité Editorial decidirá cuales artículos son pertinentes para publicación y los someterá a la revisión de dos expertos en el área.
 7. El Comité Editorial informará del resultado de la revisión en un lapso máximo de tres meses, contados a partir de la fecha de recibo.
 8. En caso de que un artículo publicable no pueda ser publicado en alguno de los tres números siguientes, el Comité Editorial informará al autor(es) para que decida(n) si lo retira(n) o no.
 9. En próximas ediciones, el BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA buscará tramitar su indexación por entidades técnico-científicas, lo cual implica la alta calidad que en adelante se exigirá a los artículos y ponencias que se deseen publicar en este medio, relacionados con el avance y la práctica de la geotecnia nacional e internacional.

En ediciones especiales o extraordinarias del Boletín, el Comité Editorial decidirá los términos y formatos que se pueden utilizar para dicha edición.

COMENTARIOS GENERALES SOBRE EL FORMATO PARA ELABORACIÓN DE LOS ARTÍCULOS PARA EVENTOS DE LA SCG (SEMINARIO Y CONGRESO COLOMBIANOS DE GEOTECNIA)

- Todos los documentos deben ser preparados con el mismo formato y siguiendo en forma precisa las instrucciones que allí aparecen, con el propósito de lograr una uniformidad en las memorias de los eventos.
- El Editor de las memorias reducirá los documentos a un 75% del tamaño original y en caso de que se decidan imprimir los volúmenes, esta impresión será a blanco y negro.
- Los artículos tendrán un título en Times New Roman 18 minúsculas, autores en 14 comenzando por las iniciales de los nombres y sus apellidos, según la afiliación de cada uno la cual irá en 12 itálica.
- Deberán llevar un RESUMEN en español seguido de su correspondiente traducción al inglés – ABSTRACT, en donde se describa los aspectos más relevantes que se incluyen en el artículo, en tamaño 12.
- La idea es copiar de un archivo de Word© anterior en el que se haya escrito el artículo al formato suministrado a los autores de los artículos.
- Considérense las instrucciones y formatos especiales para las tablas, figuras, referencias, notas y conclusiones, de conformidad con lo expuesto en el formato adjunto.
- Las fotografías y figuras deben ser en blanco y negro (no use escala de grises ni color, a menos que sea absolutamente indispensable).
- Las ecuaciones deben ir enumeradas consecutivamente entre paréntesis a la derecha, y deben ser escritas con el editor de ecuaciones de Word©.
- Preferiblemente se deben utilizar unidades del sistema internacional (SI) con abreviaturas y notaciones como está descrito en el formato adjunto.
- El documento se escribirá a dos columnas de conformidad con las dimensiones que tiene el formato adjunto, sin necesidad de cambiarlas ni ajustarlas de ninguna manera.
- La longitud máxima de los artículos será de ocho (8) páginas y debe contener en forma general los siguientes puntos: Introducción, Antecedentes, Metodología, Desarrollos, Resultados y Análisis, Conclusiones y Comentarios, Referencias.
- Se debe respetar la fecha de entrega establecida por el Comité Técnico so pena de rechazar el trabajo, debido a que hay gran cantidad de artículos propuestos para estos eventos y los tiempos son muy ajustados.



Los recordaremos por siempre. Gracias por su entrega y aportes durante toda una vida a la Sociedad Colombiana de Geotecnia en sus 53 años de fundación.

In Memoriam:

Álvaro Jaime González García†
Profesor Emérito UNal.
Expresidente SCG
ExVicepresidente ISRM – Sudamérica
Socio Activo SCI

Juan María Montero Olarte†
Profesor Asociado UNal.
Socio Fundador SCG
Expresidente SCG
Presidente CSAMM

Recopilación de artículos del Ing. Álvaro Jaime González García
Edición Boletín BCG No. 20

Contenido

Editorial	1
Artículos I. Diseño sísmico y geotécnico de cimentaciones superficiales y profundas en áreas urbanas.	3
Módulo de reacción de subrasante en cimentaciones superficiales	4
Sismos cercanos y amenaza sísmica para Bogotá	12
Factores de Seguridad, ¿por qué tantos?	24
Un método aproximado para estimar la capacidad de carga vertical de pilotes en roca	48
Artículos II. Estabilidad de taludes	77
Evaluación de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá-Colombia	78
Relaciones de precipitación crítica – Duración de lluvias que disparan movimientos en masa en Santafé de Bogotá- Colombia.....	100
Thresholds for rainfall events that induce landslides in Colombia	108
Inestabilidad de taludes por deslaves.....	114
The Natural Slope Methodology (NSM), an efficient tool to estimate landslide relative hazard parameters	122
Resistencia no Drenada y Comportamiento a Corto vs. Largo Plazo Como Malinterpretaciones en Ingeniería Geotécnica	130
Artículos III. El Relleno Sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia.	137
Falla del relleno sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia. Parte 1: las basuras acumuladas como material geotécnico.....	138
Falla del relleno sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia. Parte 2: evaluación de presión de poros y resistencia de basuras	150
Falla del relleno sanitario Doña Juana-Bogotá, Colombia. Parte 3: mecanismo de falla, causas y costos del deslizamiento	162
La acumulación de basuras como material geotécnico. 1: fundamentos técnicos	176
La acumulación de basuras como material geotécnico. 2: comportamiento de las basuras	186
Las Basuras Acumuladas Como Material Geotécnico – El Caso del Relleno Sanitario Doña Juana - Bogotá – Colombia	201
Presión de Poros y Resistencia al Cortante en el Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá -Colombia	209
La Falla Catastrófica del Relleno Sanitario Doña Juana en 1997- Bogotá -Colombia	217
Deformabilidad del relleno sanitario de Doña Juana	225
Artículos IV. Casos de estudio	242
Estudio comparativo de metodologías de zonificación de amenaza por movimientos en masa aplicado al sector rural de Villavicencio	243
Seguimiento de la inestabilidad en el sitio El Cune.....	256
Altos de la Estancia: a Large Landslide Area in Bogota, Colombia. History and Remedial Measures	267
Eventos Sociedad Colombiana de Geotecnia 2024	275
Citación Asamblea General Ordinaria de la SCG año 2024	276
XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia y VII Conferencia Regional de Geotecnia-Valle del Cauca	278
Boletín N° 1 de los Eventos	278
Brochure de Patrocinios de los Eventos	282
Instrucciones para los autores del BCG - SCG	290