



ASOCIACION ARGENTINA
DE GEOLOGIA APLICADA
A LA INGENIERIA

Número 25 · Noviembre 2010

Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente

Zonificación de riesgo para aplicación de plan de manejo costero en costas de dunas.
Partido de La Costa, provincia de Buenos Aires
López, R. A. - Marcomini, S. C.

Recuperação ambiental da cava remanescente da Pedreira Itaquera em área urbana
do município de São Paulo, SP - Brasil
De Jorge, Francisco Nogueira - De Baptisti, Edson

Termoerosión y subsidencia del helipuerto de la Base Esperanza, Antártida
Ermolin, Evgeniy - Silva Busso, Adrián

Control de filtraciones en suelos limo-arenosos compactados
Zeballos, M. E. - Rocca, R. J. - Adami, Agustín

Prefactibilidad geológica y geotécnica del cierre de Huelches Río Colorado.
Provincia de La Pampa y Río Negro - República Argentina
Di Salvo, Carlos Alberto - Rodríguez, Karina Mónica - Celli, Alejandro Emmanuel

Aplicación de técnicas geofísicas para la caracterización de sitio del basural La Bebida. San Juan, Argentina
Miranda, Silvia - Herrada, Alfredo

Problemática ambiental de la localidad costera de Monte Hermoso. Provincia de Buenos Aires
Marcos, Ángel - Caló, Jorge - Fernández, Elba

Geología ambiental del tramo inferior de La Quebrada del Toro. Provincia de Salta
Sánchez, M. Cristina - Caba, Romina E. - Salfity, José A.

Un caso de autocolapso de suelos loessicos inducido por infiltración de efluentes
Terzariol, R. E. - Zeballos M. E. - Rocca, R. J.

New trends in static and seismic landslides analysis
Sêco e Pinto, Pedro Simão

Institucional. Curso "Neotectónica Aplicada a la Ingeniería"
10º Simposio de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente

- Portada: Cafayate - Salta. Fotografía: Gonzalo Martín Aiassa

Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente



**Revista de Geología
Aplicada a la Ingeniería
y al Ambiente**



ASOCIACION ARGENTINA
DE GEOLOGIA APLICADA
A LA INGENIERIA

Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente



Publicación Oficial de la

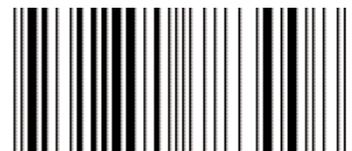
ASOCIACION ARGENTINA
DE GEOLOGIA APLICADA
A LA INGENIERIA

Maipú 645, Piso 1º - C1006ACG
Ciudad Autónoma de Buenos Aires

editores@asagai.org.ar
www.asagai.org.ar
Tel/Fax (011)4322-2820

Número 25 · 2010

ISSN 1851-7838



MISIÓN Y OBJETIVOS DE LA PUBLICACIÓN

Misión y objetivos de la publicación

La revista tiene por objeto fomentar la publicación y difusión de artículos originales de calidad en todos los ámbitos de la geología aplicada a la ingeniería y al ambiente; ingeniería geológica y geotécnica; peligrosidad geológica y la difusión de noticias sobre eventos y publicaciones de interés en la temática.

Está dirigida a científicos y profesionales geólogos, ingenieros y tecnólogos.

The aims of this journal are the publication and diffusion of original quality papers in all fields of engineering and environmental geology; geological and geotechnical engineering; geological hazards and the diffusion of news about related events and publications of interest.

It is addressed to scientist and professional geologists, engineers and technologists.

Leyenda de protección de derechos de autor

Todos los artículos publicados en esta Revista cuentan con protección de los derechos de autor. Ningún material publicado podrá ser reproducido fotográficamente o almacenado en microfilm, en bases de datos electrónicas, etc. sin obtener previamente el permiso por escrito del editor.

El autor podrá incluir una versión del artículo en su propio sitio Web o en el de su institución. Los Autores podrán reproducir el Artículo, total o parcialmente, y difundir su contenido o ponerlo a disposición del público, en formato impreso o electrónico, como parte de un contenido docente o como una recopilación, para su uso en el ámbito académico o de investigación en la institución a la que pertenezcan, citando que fue publicado en la revista.

Precio de la revista

Quienes estén interesados en adquirir un ejemplar de la Revista, cuyo costo es de 200 pesos, deberán contactarse con la Editorial (editores@asagai.org.ar).

En la página 123 encontrará el formulario a completar a tal efecto.

Las opiniones vertidas en esta publicación son responsabilidad de los autores y no reflejan posiciones oficiales de la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería.

REVISTA DE GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA Y AL AMBIENTE

DIRECTOR

MSc Geól. Norberto Jorge Bejerman
Dirección Provincial de Vialidad de Córdoba

SECRETARIO

Geól. Francisco Locati
CICTERRA-CONICET
FCEfyN
Universidad Nacional de Córdoba

EDITOR ASOCIADO

Prof. Dr. José Chacón Montero
Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Granada
España

COMITÉ EDITORIAL

Prof. Dr. Helder Iglésias Chaminé
Departamento de Engenharia Geotécnica
Instituto Superior de Engenharia do Porto
Politécnico do Porto
Portugal

Dr. Julio Luis del Río
Instituto de Geología de Costas y del Cuaternario
Universidad Nacional de Mar del Plata

Prof. Dr. Luis I. González de Vallejo
Departamento de Geodinámica
Universidad Complutense de Madrid
España

Dra. Silvina A. Marfil
Departamento de Geología
Universidad Nacional del Sur
Comisión de Investigaciones Científicas
de la Prov. de Bs. As.

Dra. Graciela E. Tello
Universidad Nacional de la Patagonia Austral
Unidad Académica Río Turbio

Dra. Ofelia Tujchneider
Grupo de Investigaciones Geohidrológicas
Departamentos de Hidrología y Ambiente
Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas
Universidad Nacional de El Litoral.
Santa Fe

PRODUCCIÓN EDITORIAL

Encargada de Diseño *Paula Paredes*
Webmaster *Mauricio Balocco*

ASOCIACIÓN ARGENTINA DE GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA

COMISIÓN DIRECTIVA 2010 - 2014

PRESIDENTE	<i>Norberto Jorge Bejerman</i>
VICEPRESIDENTE	<i>María Beatriz Ponce</i>
SECRETARIO	<i>María Alejandra Gonzalez</i>
TESORERO	<i>Adrián Angel Silva Busso</i>
VOCAL TITULAR	<i>Rubén A. López</i>
VOCAL TITULAR	<i>Cristina Dapeña</i>
VOCAL SUPLENTE	<i>Fabio S. Luna</i>
REVISOR DE CUENTAS TITULAR	<i>José L. Guerrero</i>
REVISOR DE CUENTAS TITULAR	<i>Fernando Díaz</i>
REVISOR DE CUENTAS SUPLENTE	<i>Carlos Marconi</i>

Maipú 645, Piso 1º - C1006ACG - Ciudad Autónoma de Buenos Aires
asagai@asagai.org.ar
www.asagai.org.ar

INDICE

Trabajo	Autor/es	Pág
Staff		I
Comisión Directiva		II
Zonificación de riesgo para aplicación de plan de manejo costero en costas de dunas. Partido de La Costa, provincia de Buenos Aires	<i>López, R. A. Marcomini, S. C.</i>	1
Recuperação ambiental da cava remanescente da Pedreira Itaquera em área urbana do município de São Paulo, SP - Brasil	<i>De Jorge, Francisco Nogueira De Baptisti, Edson</i>	9
Termoerosión y subsidencia del helipuerto de la Base Esperanza, Antártida	<i>Ermolin, Evgeniy - Silva Busso, Adrián</i>	21
Control de filtraciones en suelos limo-arenosos compactados	<i>Zeballos, M. E. - Rocca, R. J. Adami, Agustín</i>	31
Prefactibilidad geológica y geotécnica del cierre de Huelches Río Colorado provincia de La Pampa y Río Negro - República Argentina	<i>Di Salvo, Carlos Alberto Rodríguez, Karina Mónica Celli, Alejandro Emmanuel</i>	45
Aplicación de técnicas geofísicas para la caracterización de sitio del basural La Bebida. San Juan, Argentina	<i>Miranda, Silvia - Herrada, Alfredo</i>	59
Problemática ambiental de la localidad costera de Monte Hermoso. provincia de Buenos Aires	<i>Marcos, Ángel - Caló, Jorge Fernández, Elba</i>	67
Geología ambiental del tramo inferior de La Quebrada del Toro. Provincia de Salta	<i>Sánchez, M. Cristina - Caba, Romina E. - Salfity, José A.</i>	77
Un caso de autocolapso de suelos loessicos inducido por infiltración de efluentes	<i>Terzariol, R. E. - Zeballos M. E. - Rocca, R. J.</i>	89
New trends in static and seismic landslides analysis	<i>Sêco e Pinto, Pedro Simão</i>	99
Instrucciones para autores		121
Formulario de suscripción o compra		123
Institucional.		125



Zonificación de riesgo para aplicación de plan de manejo costero en costas de dunas Partido de La Costa, provincia de Buenos Aires

López, R. A. ¹✉ - Marcomini, S. C.¹

Recibido: 31 de octubre de 2009 • Aceptado: 20 de abril de 2010

Resumen

La intervención del hombre en los paisajes naturales costeros, cuenta con una numerosa bibliografía, sobre los efectos no deseados que ha producido en sus playas.

Las localidades Balnearias que componen el Partido de La Costa, tuvieron sus orígenes a fines de la década del 30. El patrón de urbanización utilizado y las costumbres de uso de los recursos (dunas, playa, acuífero, etc.), han provocado cambios en las variables que regulan el equilibrio dinámico de la faja costera, causando erosión de playas y retroceso de la línea de costa.

Entre 1997 y 2003, en el Municipio de La Costa, se crea el Departamento de Costas y Medio Ambiente, que aplicó un plan de manejo costero con el objeto de mitigar los fenómenos erosivos que afectaban los sectores urbanos de las costas del Cabo de San Antonio.

El plan se basó en zonificación de vulnerabilidad y riesgo costero al que se encuentra sometida la faja costera. Para obtener la zonificación se utilizó una matriz, que se desarrolló, utilizando parámetros relacionados con las morfologías y características de playa y duna costera, comportamiento histórico de la línea de costa, acciones antrópicas y recursos económicos afectados.

Se determinó el grado de riesgo a la que están sometidas, en muy alto, alto, moderado, bajo y sin efecto o neutro.

En base a la zonificación de riesgo, se establecieron trabajos generales y específicos para mitigar los fenómenos erosivos, relacionados con la reconstrucción de dunas costeras, redoblamiento de playas, etc. También se determinaron políticas inmediatas, a mediano y largo plazo relacionadas con las interdicción de construcción en zonas de muy alto riesgo, nuevas normativas de construcción de balnearios, etc.

Para cada zonificación se estableció medidas de mitigación de erosión y monitoreo.

Palabras clave: *Erosión costera, manejo costero, zonificación de riesgo.*

Abstract

Human intervention along natural coastal landscapes and their undesirable effects over beaches had a numerous bibliography. The coastal localities that integrate the Partido de la Costa began their development at the end of 1930.

The urban patterns employed and the consequent use of the natural resources (dunes, beach, aquifer, etc.), have caused changes in the variables that regulate the dynamic equilibrium of the coastal zone, provoking beach erosion and backward movement of the coastline.

¹ Departamento de Geología, FCEyN, Universidad de Buenos Aires

✉ rlopez@gl.fcen.uba.ar

Between 1997 and 2003, a Department of Coasts and Environment is created in the Municipality of La Costa, which applied a plan of coastal management, with the purpose of mitigating the erosive phenomena that affected the urban sectors along the coasts of San Antonio cape.

The purpose of the plan was to carry out a zoning of the coastal vulnerability and to evaluate the coastal risk. A matrix was developed to obtain the spatial zoning, employing parameters related to the morphology and features of beach and coastal dune, the historic behavior of the coastline, the human intervention and the economic resources involved.

The degree of risk to which they are submitted is determined as: very high, high, moderate, low or neutral.

Erosion mitigation tools and monitoring plans were established for each zone defined previously.

Keywords: Coastal erosion, coastal management, risk zoning.

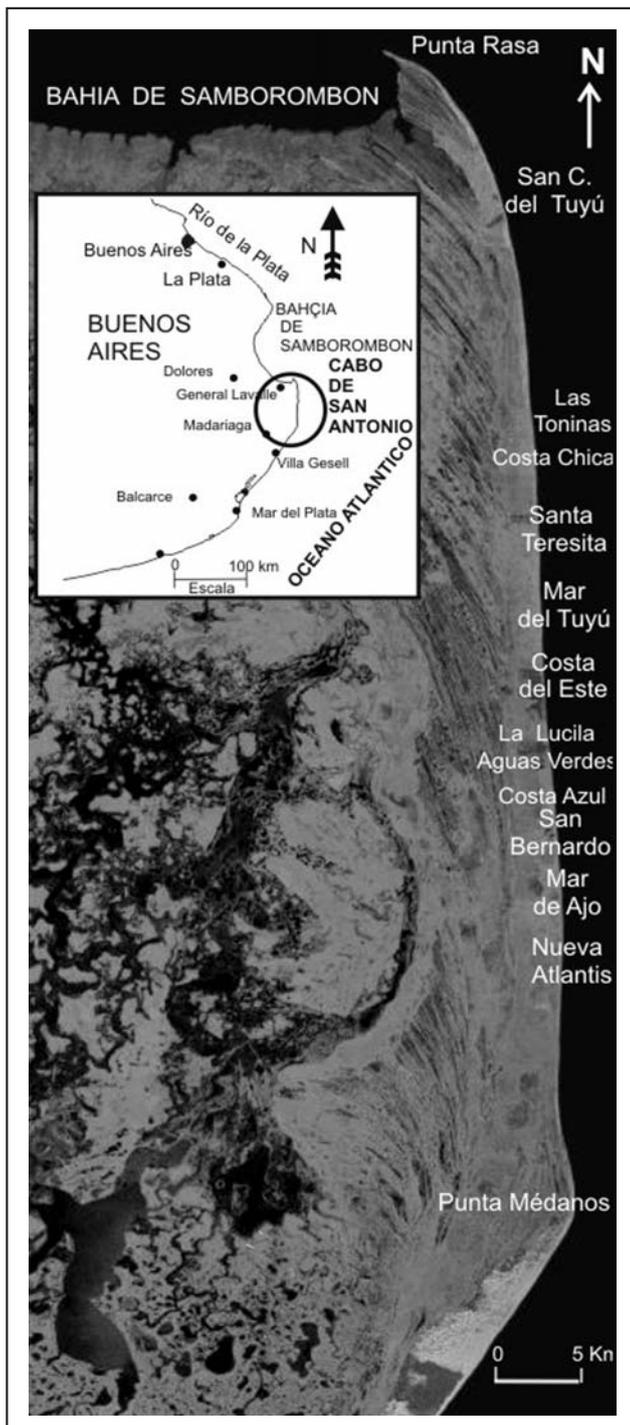


Figura 1. Mapa de ubicación

INTRODUCCIÓN

El Cabo de San Antonio tiene su origen en el periodo de depositación holocena que constituye una *secuencia deposicional* (Violante et al. 1992), comprendiendo los ambientes sedimentarios vinculados a la transgresión marina del último máximo glacial, que abarca desde el sector superior del delta del Paraná hasta la emersión continental. La zona de estudios se encuentra ubicada en la parte central de la Cuenca del río Salado, los sedimentos que conforman el sustrato corresponden a la Formación Punta Médanos (Parker 1979), que se extiende a lo largo de la costa entre San Clemente del Tuyú y Mar Chiquita y corresponde al campo de dunas costeras y a los depósitos de playa adyacentes. Se emplaza como una franja de ancho variable con un máximo de hasta 4 km.

Geomorfológicamente corresponde a costas de dunas, con pendientes bajas entre 1° y 2° , con alturas que oscilan entre escasos metros a 10 m aproximadamente. En la configuración del perfil de playa se reconocen barras estacionales y en algunos sectores bermas estables, los anchos de playa oscilan 40 y 200 m El cordón de dunas costeras es el rasgo eólico activo de mayor continuidad, a lo largo de toda la zona de estudios, estas se desarrollan en una faja paralela a la costa sin una morfología definida, con ancho que varía entre 20 y 70 m (López, 2009).

El objetivo del presente trabajo es desarrollar una metodología para cuantificar y sectorizar distintos estados de vulnerabilidad y riesgo de erosión, en costas de dunas, como es el caso del Partido de La Costa.

METODOLOGÍA

Para elaborar el plan de *manejo costero* se caracterizó las condiciones ambientales costeras del Cabo de San Antonio, utilizando 28 estaciones de control. Para tal fin se desarrolló una matriz que permitiera, zonificar condiciones de vulnerabilidad y riesgo, que permitiera establecer prioridades en las acciones y políticas a realizar.

Se evaluó la dinámica costera considerando, los cambios en la línea de costa que ocurrieron desde el año 1943 al 2007, cuantificando los desplazamientos y las causas de los mismos, en las corridas fotográficas de distintos años incluyendo mediciones contemporáneas con instrumental de precisión.

Las fotografías aéreas utilizadas:

- 1943. Base Aeronaval Punta Indio, escala 1:10.000
- 1956. Instituto Geográfico Militar, escala 1:35.000.
- 1964. Servicio de Hidrografía Naval, escala 1:40.000
- 1981. Servicio de Hidrografía Naval, escala 1:45.000

- 1980-1984. GEODESIA, provincia de Buenos Aires, escala 1:20.000.
- 1991. Base aeronaval Punta Indio escala 1:20.000.
- 2000. Base aeronaval Punta Indio, escala 1:46.000.

En gabinete, se unificaron las escalas para poder comparar las mediciones de manera tal que representen la movilidad de la línea de costa. Se confeccionaron gráficos para cuantificar el desplazamiento de la costa en cada período analizado y calcular la velocidad de desplazamiento por aproximación a curva de regresión lineal. Esta tarea se realizó para cada estación para poder compararlas y agruparlas entre sí.

Los relevamientos de campo de las características geomorfológicas y ambientales, permitieron cuantificar y cualificar los parámetros utilizados para confeccionar la matriz de vulnerabilidad. Estos son berma estable, berma o barra estacional, altura, degradación, cantidad y tipo de vegetación de la duna costera, velocidad de retroceso de la línea de costa. Desde la condición dinámica y ambiental, la presencia de desagües pluviales, influencia de los muelles de pesca, interacción con estructuras costeras y actividad minera.

El resultado de la matriz de vulnerabilidad, combinado con los recursos económicos afectados por el deterioro de las condiciones ambientales, permitió establecer rangos de riesgo muy alto, alto, moderado, bajo y muy bajo o neutro.

RESULTADOS

Causas de la erosión costera

Las localidades balnearias que componen el Partido de La Costa, presentan patrones comunes en los lineamientos utilizados para su urbanización, ocupación y criterios de uso de recursos. Estas han actuado en forma directa o indirecta desencadenando o potenciando fenómenos erosivos, mediante loteos incompatibles con la morfología preexistente, construcción de balnearios, trazado de avenidas costaneras, trazado de avenidas perpendiculares a la línea de costa, modificaciones en el escurrimiento superficial, evacuación de excedentes pluviales hacia la costa, explotación de arena con fines constructivos o de relleno, interrupción de la dinámica litoral, por construcción de muelles, depredación de dunas, implantación de especies foráneas en el cordón de dunas costeras, edificación en sectores cercanos a la playa, construcción de paredones en playa posterior (distal), circulación de vehículos en la zona de playa y dunas, incorporación de elementos alóctonos en la deriva litoral (basura: plásticos, latas, botellas, escombros, etc.) (López y Marcomini 2005)

Las modificaciones introducidas al medio costero causaron el rápido retroceso de la línea de costa y la pérdida de sedimentos de la playa, poniendo en riesgo los sectores urbanos (Figura 2).



Figura 2. Condiciones de la costa de Mar del Tuyú, afectada por un evento de sudestada.

Zonificación de riesgo a la erosión

Utilizando las 28 estaciones de control se desarrolló una matriz que permitiera zonificar condiciones de vulnerabilidad y riesgo, para establecer prioridades en las acciones y políticas a realizar.

Los parámetros utilizados en las matrices fueron valorados con los siguientes criterios según los distintos subambientes de la zona costera.

Playa

De este sector se consideraron dos parámetros, la berma estable y la berma o barra estacional.

Para la berma estable se consideró su presencia o no en la estación considerada y el estado de conservación, entendiéndose en este último caso si presenta escarpamiento producto de un proceso de degradación de la misma (Tabla 1).

En la berma o barra estacional se consideró la presencia o no de la morfología y el tiempo de presencia de la misma en la playa o el grado de degradación de la misma (Tabla 1). La diferencia de la cuantificación entre las dos morfologías utilizadas se basa en que la berma estable tiene mayor incidencia en la estabilidad de la costa, que las barras estacionales.

Tabla 1. Cuantificación del parámetro berma estable y berma o barra estacional

Berma estable		Berma o barra estacional
Presencia	0	0
Escarpada	2	1
Ausencia	4	2

Al igual que para el parámetro anteriormente descrito, para la berma o barra estacional se consideró la presencia o no de la morfología y el tiempo de presencia de la misma en la playa o el grado de degradación de la misma (Tabla 1). La diferencia de la cuantificación entre las dos morfologías utilizadas se basa en que la berma estable tiene mayor incidencia en la estabilidad de la costa, que las barras estacionales.

Duna costera

En este subambiente se consideraron 3 características, la altura, degradación y vegetación.

Con respecto a la altura se reconocieron 3 intervalos, dunas costeras cuya altura sea superior a los 4 m, entre 4 y 2 m y menores que 2 m (Tabla 2).

Tabla 2. Cuantificación del parámetro altura de duna (metros)

Altura de la duna costera (H)	
>4m	0
4-2m	1
<2m	2

Para evaluar la degradación de la duna costera se consideró el perfil del frente, configuración, grado de edafización, urbanización, disposición, tipo de edificación e impermeabilización. En base a estas características se les asignó un grado de

conservación como conservada, parcialmente conservada y degradada (Tabla 3).

Tabla 3. Cuantificación del parámetro degradación de la duna costera

Degradación de la duna costera (D)	
Conservada	0
Parcialmente. conservada	1
Degradada	2

Para la vegetación se consideró densidad y tipo de vegetación, y se determinó que la duna se encuentra en condiciones naturales, o sea que puede estar cubierta por especies autóctonas del subambiente (*Spartina o Panicum*), cubierta total o parcialmente por especies alocionas (Tabla 4).

Tabla 4. Cuantificación del parámetro vegetación de la duna costera

Vegetación de la duna costera (V)	
Natural	0
Parc. vegetada	1
Vegetada	2

Movilidad de la línea de costa

Se consideró el desplazamiento histórico de la línea de costa, para los últimos 50 años, otorgando valores negativos a los desplazamientos acrecionales de la costa y positivos a los erosivos. Los rangos considerados se expresan en la tabla 5.

Tabla 5. Cuantificación del parámetro desplazamiento de la línea de costa

Desplazamiento de la línea de costa	
> 1 m/año	-3
1 a 0,5 m/año	-2
0,5 a 0 m/año	-1
0 m/año	0
0 a -0,5 m/año	1
-0,5 a -1 m/año	2
< -1 m/año	3

Presencia de desagües pluviales

La acción de los desagües pluviales fue considerada, teniendo en cuenta si afectaba, a la estación considerada (Tabla 6).

Tabla 6. Cuantificación del parámetro influencia de los desagües pluviales

Desagües pluviales	
Sin efecto	0
Parc. afectada	1
Afectada	2

Influencia de los muelles de pesca.

Al igual que en el desplazamiento de la línea de costa, se consideraron que las estaciones afectadas por fenómenos acrecivos producidos por los muelles se cuantifican con valores negativos y los erosivos con valores positivos (Tabla 7).

Tabla 7. Cuantificación del parámetro influencia de los muelles de pesca

Efecto de los muelles de pesca	
Alto	-3
Moderado	-2
Bajo	-1
Sin efecto	0
Bajo	1
Moderado	2
Alto	3

Interacción con estructuras costeras

Se considera las alteraciones en la dinámica costera producto de la interacción con estructuras de defensa, muros o viviendas del tipo de Balnearios o casas. Se las clasificó en altas moderadas y bajas o sin efecto (Tabla 8).

Tabla 8. Cuantificación del parámetro interacción con estructuras

Interacción con estructuras costeras	
Baja o sin efecto	0
Moderada	1
Alta	2

Actividad minera

El Municipio de La Costa tiene una larga historia de extracción de arena de los sectores de playa y duna costera. Esta actividad se realizó desde sus comienzos hasta la actualidad en distintas localidades con intensidad variable, fundamentalmente condicionada a la demanda local y de otros municipios sin el recurso. Las técnicas de explotación son variadas y van de manuales (extracción a pala transporte con carro tirado por caballos) a mecánicas (extracción con tractocargadoras y retroexcavadoras, y transporte en equipos y camiones).

Del análisis del contexto descrito se caracterizó la actividad minera en *Alta* para los sectores sometidos a importantes extracciones de arena durante periodos prolongados, *media* para

los casos en que la extracción fue realizada durante periodos acotados tanto en forma manual como mecánica, *baja* aquella que esporádicamente se realizaron extracciones manuales y sin extracción (Tabla 9).

Tabla 9. Cuantificación del parámetro actividad minera

Actividad minera	
Sin efecto	0
Baja	1
Moderada	2
Alta	3

Bienes y servicios

Este parámetro representa la posibilidad de interacción de la dinámica marina con las edificaciones, avenidas, servicios de luz, cloacas, gas etc. En este parámetro se establecieron los siguientes rangos: *Muy alto* para los sectores en los que la acción marina actuó sobre edificación o servicios diariamente, *Alto* cuando lo hacen en periodos de tormenta, *Moderado* para aquellos sectores en los cuales la velocidad de retroceso indica que en menos de 10 años se afectarían algún tipo de bien económico, *Bajo* para los sectores en los cuales la velocidad de retroceso tardara más de 10 años en afectar los bienes y *sin efecto* para los sectores de desplazamiento neutro y agresivo (Tabla 10).

Tabla 10. Cuantificación del parámetro bienes y servicios

Bienes y servicios	
sin efecto	0
Baja	1
Moderada	2
Alta	3
Muy alta	4

El análisis matricial permitió reconocer los sectores más vulnerables. Este parámetro combinado con la interacción o tendencia evolutiva, que indique que en un plazo acotado de tiempo el mar afecte a propiedades, avenidas o redes de servicios públicos, dio lugar a la determinación del grado de riesgo a la que están sometidas las estaciones consideradas (Tabla 11).

CARACTERIZACIÓN DE LAS ZONAS DE RIESGO

Se establecieron los siguientes grados de riesgo: Muy alto, alto, moderado, bajo y muy bajo.

Muy alto, se extiende entre la avenida Yunque y Torino, en la localidad de Mar de Ajo, entre las calles 73 y 54 de Mar del Tuyú y al norte de las Toninas entre las calles 14 y 4. Estos sectores estuvieron afectados por importantes tasas de extracción de arena, degradación de la duna costera, existencia de desagües pluviales y para el caso de Mar del Tuyú la influencia erosiva del muelle de pesca. El retroceso de la línea de costa en estos sectores permitió que el mar actuara en forma periódica sobre las construcciones y avenidas costaneras, causando derrumbes de edificaciones y calles. También la interrupción de suministro eléctrico y servicio de cloacas (Figura 3).

Tabla 11. Matriz de vulnerabilidad y riesgo geológico

UBICACIÓN /LOCALIDAD	Estación	PLAYA		DUNA COSTERA			Retroceso de la línea de costa	Desagües pluviales	Influencia de los muelles	Interacción con estructuras	Actividad Mineras	Vulnerabilidad	Bienes y servicios	Riesgo
		Berma estable	Barra estacional	H	D	V								
Punta Médanos	1	0	0	1	0	0	-2	0	0	0	2	1	0	1
Faro P. Médanos	2	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	1	1	0	1
Ecia Palentelen	3	0	0	1	0	0	-3	0	0	0	0	-2	0	-2
Nueva Atlantis	4	4	0	0	0	2	-2	0	0	0	2	6	0	6
Mar de Ajó	5	4	1	2	2	1	2	2	0	1	3	18	4	22
Mar de Ajo	6	4	0	0	0	2	-3	2	-2	0	1	3	0	3
Mar de Ajó	7	4	0	0	0	2	-2	3	-1	0	1	6	0	6
San Bernardo	8	4	1	1	1	2	1	3	1	2	0	16	3	19
Aguas Verdes	9	4	1	1	1	2	2	0	0	0	0	11	1	12
Mar del Tuyú	10	4	1	0	1	2	-1	0	0	0	2	9	0	9
Mar del Tuyú	11	4	1	0	1	1	1	1	-1	1	2	10	1	11
Mar del Tuyú	12	4	2	2	1	1	1	2	2	1	2	18	3	21
Mar del Tuyú	13	4	2	2	2	2	2	3	3	3	1	24	4	28
Mar del Tuyú	14	4	2	1	2	2	1	3	1	2	1	19	4	23
Santa Teresita	15	4	2	0	1	2	0	2	-2	1	1	11	1	12
Santa Teresita	16	4	2	2	1	0	1	1	3	1	1	16	3	19
Santa Teresita	17	4	2	1	1	1	3	1	1	1	1	16	3	19
Las Toninas	18	4	2	1	1	1	1	0	0	0	3	12	0	12
Las Toninas	19	4	2	0	1	2	3	2	0	0	3	15	2	17
Las Toninas	20	4	2	1	1	2	3	3	0	0	3	17	2	19
Las Toninas	21	4	2	2	2	1	2	2	0	0	3	18	4	22
Km. 315	22	4	0	2	0	0	1	0	0	0	0	7	0	7
Km. 312	23	4	0	1	0	0	2	0	0	0	0	7	0	7
Km. 309	24	4	0	0	1	2	1	0	0	0	3	11	0	11
S. C. del Tuyú	25	2	0	0	0	2	-3	0	-2	0	1	0	0	0
S. C. del Tuyú	26	2	0	0	0	2	-2	1	-2	0	1	2	0	2
S. C. del Tuyú	27	2	0	0	0	0	-3	0	0	0	0	-1	0	-1
S. C. del Tuyú	28	2	0	0	0	0	-3	0	0	0	0	-1	0	-1

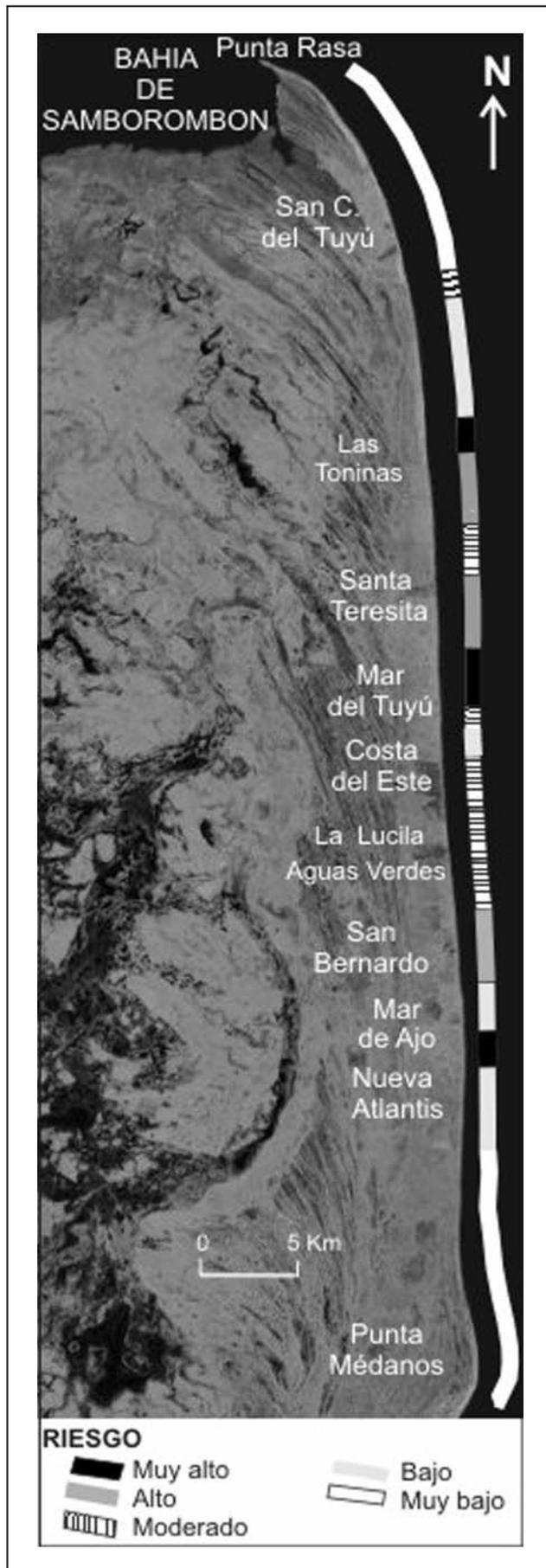


Figura 3. Zonificación de riesgo del Partido de La Costa

Alto, corresponde a un amplio sector del frente costero de la localidad de San Bernardo, al norte del muelle de pesca de la localidad de Santa Teresita, entre las calles 37 y la calle J. F. Kennedy (límite norte de Santa Teresita) y el sector sur de Las Toninas, entre las calles 40 y 26. En estos sectores las tendencias de retroceso de la línea de costa, durante períodos extensos o históricamente, presentan valores superiores a -1m/año . En estos sectores se determinó que en corto plazo e inclusive durante períodos de tormentas se afectaría la urbanización.

Moderado, se reconoció en las inmediaciones de la estancia Solymar en La Lucila, Palacio Municipal de Mar del Tuyú, sur de Santa Teresita y en sectores sin urbanizar representados por las estaciones 18 y 24. En estos sectores se reconoció bajas tasas de retroceso, presentan degradación de la duna costera, presencia de desagües pluviales y/o han estado, en otros períodos, sometidos a extracciones de arena.

Bajo, corresponde al sur de Nueva Atlantis, centro de Mar de Ajo, sur de Mar del Tuyú y en el sector comprendido entre el límite norte de Las Toninas y el límite sur de San Clemente del Tuyú. En estos sectores los retrocesos de la línea de costa son muy bajos o nulos, la falta de berma estable es una condición normal en los sectores centrales del Cabo y puede existir una degradación moderada de la duna costera. Es baja la probabilidad, de mantenerse las condiciones ambientales, que se acelere el retroceso de la línea de costa.

Muy bajo, se reconocieron en los sectores extremos del Cabo de San Antonio (Punta Médanos y Norte de San Clemente del Tuyú) y al sur del Muelle de pesca de Mar de Ajo. Las inflexiones de la línea en los extremos del Cabo, aportan estabilidad dinámica a estos sectores de costa.

PLAN DE MANEJO COSTERO

Del resultado obtenido del análisis matricial, se propuso un plan de manejo que incorpora aspectos de las clases funcionales de restauración y adaptación (Pope, 1997 y López y Marcomini, 2002), determinándose objetivos generales y particulares.

Las tareas generales, que se aplicaron para los sectores de muy bajo a bajo riesgo de erosión consistieron en un monitoreo con perfiles de playa periódicos, con la finalidad de determinar cambios en la tendencia de la línea de costa, balances sedimentarios, aumento de la recurrencia de escarpas en la duna costera, etc. Como así también intervenir en todo tipo de acción que en forma antrópica cambie las tendencias evolutivas naturales.

Para el resto de las zonas afectadas por la erosión se aplicó un conjunto de tareas que se agrupan en: Plan de restauración de dunas, utilizando barreras eólicas (López y Marcomini 2006), plan de restauración de playa distal, estabilización de depósitos eólicos, ordenamiento de acceso a playa, tratamiento de pluviales y monitoreo y control de obras.

La restauración de las dunas costeras, tanto con barreras fijas como transitorias, en el primer año lograron una tasa de acumulación de 800.000m^3 de arena, con la construcción de 15 km de barreras eólicas, en algunos sectores se lograron tasas de acumulación de arena mayores a $12\text{ m}^3/\text{m}$ de barrera, en el término de 3 meses. Considerando la ocupación de mano de obra, por parte del plan de manejo costero, entre 1997 y 1999 se generaron 2800 puestos de trabajo.

Tareas específicas se aplicaron en los sectores de muy alto grado de erosión, se realizaron trabajos para disminuir rápidamente las condiciones de riesgo. Los trabajos se agrupan en:

episodios de recarga, tareas de by-pass, relocalización de excedentes, restauración de sectores afectados por tormentas, monitoreo de las obras y análisis de eficiencia.

En los sectores de alto riesgo de erosión, se realizaron los episodios de recarga, en la zona norte de la localidad de Las Toninas, centro de Mar del Tuyú y sur de Mar de Ajó, trasladando arena de los sectores continentales, pertenecientes a los cordones litorales. Estos trabajos disminuyeron la tendencia histórica de retroceso de la línea de costa en un rango de entre 30 y 36%.

Políticas inmediatas, a mediano y largo plazo, las obras ejecutadas estuvieron acompañadas de medidas, tendientes a establecer un marco legal, para dar lineamientos futuros del manejo costero. Algunas de las acciones realizadas en este marco son: creación de ordenanzas de interdicción de construcción en el frente costero, planes de reconversión laboral para las personas dedicadas a la extracción de arena, nuevas normativas para la construcción de balnearios, demolición de edificaciones costeras, generar recursos para ejecución y mantenimiento de obras.

CONCLUSIONES

La utilización de los parámetros relacionados con las morfologías y características de playa y duna costera, comportamiento histórico de la línea de costa, acciones antropicas y

recursos económicos afectados, permitió establecer criterios para zonificación del sector costero en estudio.

El plan de manejo costero incorporó aspectos de las clases funcionales de restauración y adaptación, determinándose objetivos generales y específicos. Los objetivos generales estuvieron dirigidos a revertir las causas que provocan la erosión costera y propender la estabilidad natural de las playas. Los objetivos específicos se aplicaron a sectores de alto riesgo para elevar el nivel de playa emergida, reconstruir la cadena de dunas costeras y disminuir el riesgo al que se encuentra expuesta la zona urbana.

Los trabajos realizados en el plan de manejo costero que se ejecutó entre mediados de 1997 hasta fines de 2003, mitigaron fenómenos erosivos en distintas localidades del Municipio de La Costa. Es así que se pudo disminuir las velocidades de retroceso de la línea de costa en un promedio de 30% en los sectores más afectados

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo contó con el financiamiento de los subsidios otorgados por la Universidad de Buenos Aires UBACyT X129, X083 y X479.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

LÓPEZ R. A. 2009

Geología y dinámica costera del Cabo de San Antonio,
Tesis doctoral, inédita. 364 p.

LÓPEZ R.A. Y S.C. MARCOMINI, 2002

Pautas para el manejo costero en costas de dunas y acantilados, Provincia de Buenos Aires.
Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente. No 18, 59-68.

LÓPEZ R.A. Y S.C. MARCOMINI, 2005

Eficiencia de las obras de defensa en costas de dunas, Municipio de La Costa.
Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente. No 21, 157-165. ISSN 0326-1921.

LÓPEZ R.A. Y S.C. MARCOMINI, 2006

Monitoring the foredune restoration by fences at Buenos Aires Coast.
Journal of Coastal Research, SI 39, 955-958.

PARKER, G. 1979

Geología de la planicie costera entre Pinamar y Mar de Ajó, pcia de Bs. As.
Revista de la Asociación Geológica Argentina. XXXIV 3:167-183.

POPE, J., 1997

Responding to Coastal Erosion and flooding damage.
Journal of Coastal Research, 13(3), 704-710.

VIOLANTE, R.A., PARKER, G., CAVALLOTTO, J.L.Y MARCOLINI, S., 1992

La Secuencia Depositacional del Holoceno en el "Río" de la Plata y plataforma del noreste bonaerense.
Actas 4º Reunión Argentina de Sedimentología, 1:275-282. La Plata.



Recuperação ambiental da cava remanescente da Pedreira Itaquera em área urbana do município de São Paulo, SP - Brasil

De Jorge, Francisco Nogueira ¹ ✉ - De Baptisti, Edson ²

Recibido: 25 de enero de 2010 • Aceptado: 31 de mayo de 2010

Resumo

A cava remanescente da exploração da Pedreira Itaquera (mineração de agregados), na cidade de São Paulo, foi utilizada para disposição controlada de resíduos inertes - entulhos de construção civil e solos excedentes de escavações.

Os monitoramentos geotécnico e ambiental durante a operação e pós-encerramento permitiram verificar e controlar o comportamento mecânico, a estabilidade geotécnica do maciço e a qualidade ambiental dos recursos hídricos subterrâneos e superficiais.

Os procedimentos operacionais e o controle geotécnico durante a operação do aterro garantiram condições físicas e geomecânicas favoráveis para a recomposição topográfica, recuperação ambiental e uso seqüencial da área aterrada.

As características geomecânicas do maciço formado foram avaliadas por meio de ensaios geotécnicos e investigações geofísicas (resistividade elétrica e potencial espontâneo). Os resultados das investigações e ensaios de campo, mapeamento de superfície e histórico dos monitoramentos, permitiram elaborar um mapa de zoneamento geotécnico com as potencialidades e limitações para a ocupação da área, como parcelamento do solo, edificações e projetos urbanísticos.

Os procedimentos operacionais, controle geotécnico e monitoramento ambiental são descritos e discutidos oferecendo um paradigma técnico na utilização e recuperação ambiental de áreas urbanas degradadas por mineração com a disposição de resíduos inertes.

Palavras chave: *Recuperação ambiental, área degradada, resíduos inertes, aterro, uso do solo.*

Abstract

Many of the resulting voids of abandoned mining sites proved useful dumping grounds and the landfilling of these cavities have allowed the derelict areas to be rehabilitated and redeveloped.

The paper describes the use of the Itaquera Quarry site (granitic aggregate quarry), in the city of São Paulo, Brazil, as an inert landfill for waste from the construction and demolition industries for the rehabilitation of the area.

Adequate operational procedures and geotechnical control during landfill construction provided favourable physical and geomechanical conditions for rehabilitation of the site and its use for urban and estate developments.

¹ Geólogo, M.Sc., DIC, Ph.D.; ENGEOL Consultoria e Projetos Ltda.;

✉ francisco@engeocons.com.br

² Engenheiro Civil, Especialista em Saneamento Ambiental;

Environmental and geotechnical monitoring carried out in an on-going basis during operation and post-closure of the landfill allowed to verify and control the geomechanical behaviour,

geotechnical stability and the environmental conditions of soil and groundwater.

Geomechanical behaviour of the landfill and surrounding areas were properly evaluated by geotechnical investigation (borehole and in situ tests) as well as geophysical survey. Loading plate and standard penetration tests, in addition to geophysical survey (electrical resistivity and spontaneous potential methods) allowed to establish parameters for foundation projects and a preliminary geotechnical mapping.

A geotechnical map has been proposed providing guidance for occupation and land use.

Keywords: *Environmental rehabilitation, degraded area, inert waste, landfill, land use*

MINERAÇÃO DE AGREGADOS EM ÁREAS URBANAS - CONFLITOS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO E UMA PROPOSTA DE SOLUÇÃO: OS ATERROS DE RESÍDUOS INERTES

A necessidade das minerações de agregados naturais estabelecerem-se o mais próximo possível do mercado consumidor condiciona a sua localização preferencial nas periferias dos núcleos urbanos.

A expansão urbana, com a conseqüente ocupação do entorno das pedreiras por habitações, acaba por impor limites à extração devido às restrições ambientais e aos conflitos com as comunidades lindeiras. Estes aspectos dificultam ou inviabilizam as lavras em operação em áreas urbanas, obrigando-as a buscar novas áreas de extração em locais cada vez mais distantes dos centros consumidores.

A desativação e/ou o encerramento das atividades das minerações, com o abandono das cavas, resulta em cavidades conhecidas como "vazios" de mineração, dentro do espaço urbano.

A existência de áreas degradadas por minerações em regiões urbanas, devido à formação de cavas abandonadas ou "vazios", é um fenômeno comum em praticamente todas as grandes cidades no mundo, resultante do crescimento da população e da atividade econômica, que aumenta por sua vez a demanda por bens minerais.

O ciclo urbano de crescimento populacional, expansão da cidade, relocação de pedreiras e aumento da geração de resíduos, conforme observado por *Aston (1996)* vem se repetindo há décadas, afetando principalmente os grandes centros urbanos.

A extração mineral é potencialmente degradadora do ambiente, e por mais que se desenvolva dentro dos melhores padrões de controle ambiental, sempre haverá um impacto residual.

Sánchez, Silva & Paula (1993) observam que no caso de pedreiras situadas em áreas urbanas, medidas corretivas de caráter técnico, tais como controle de vibrações, de sobrepressão de ar, de emissão de material particulado e de ruído, nem sempre são suficientes para resolver conflitos entre a empresa mineradora e a comunidade vizinha.

Paralelamente aos problemas relacionados às atividades da mineração em áreas urbanas a geração de resíduos inertes da construção civil (entulho das construções) e de material excedente de escavações (solos e rochas), decorrentes do crescimento da atividade econômica e da expansão urbana, também tem causado nos grandes centros urbanos inúmeros problemas associados principalmente ao seu volume, à necessidade e à pouca disponibilidade de áreas adequadas para a sua disposição.

A utilização das cavas resultantes da mineração de materiais de construção em áreas urbanas, para recepção e disposição controlada de resíduos sólidos inertes constitui uma alternativa

técnica de uso e ocupação do solo que contribui para a sua recuperação ambiental e reintegração à paisagem.

Ao se preencher as cavas mineradas com resíduos sólidos inertes evita-se a utilização de dois locais diferentes para cada uma destas finalidades. Estas duas atividades devem não apenas coexistir, mas serem regulamentadas para se complementarem e permitirem um planejamento mais racional do uso do solo.

O presente trabalho apresenta o exemplo bem sucedido dessa solução integrada - o Aterro de Resíduos Inertes de Itaquera, na Zona Leste do Município de São Paulo, construído na cava remanescente da exploração da Pedreira Itaquera (mineração de agregados), em local distante cerca de 23 km do centro da cidade. Demonstra também a necessidade de um acompanhamento técnico e controle tecnológico e ambiental da disposição dos resíduos inertes para que se garanta o uso seqüencial da área recuperada.

EXEMPLO DE SOLUÇÃO INTEGRADA: A PEDREIRA E O ATERRO DE RESÍDUOS INERTES DE ITAQUERA

A necessidade de uma nova área para a disposição de resíduos sólidos inertes no município de São Paulo, identificada em 1999 pelas autoridades públicas do Município de São Paulo, no Sudeste do Brasil, veio ao encontro do interesse na recuperação da cava da Pedreira Itaquera, cujas atividades estavam se encerrando.

A cava formada durante a operação da Pedreira de Itaquera, cuja exploração iniciou-se em 1957, apresentava uma profundidade em relação à superfície original do terreno de 120 metros e um volume de cerca de 6.500.000 m³ (Foto 1).

Originalmente em zona rural, com a expansão da área urbana da cidade de São Paulo, a região sofreu um adensamento populacional gradativo, sobretudo durante as décadas de setenta e oitenta, sendo englobada por uma população de 300.000 pessoas. (*De Baptisti & Hachem 2000*).

Conflitos de interesses entre a comunidade e as atividades da Pedreira, acabaram por impor restrições rigorosas à operação normal de extração mineral.

Sánchez, Silva & Paula (1993) descrevem e analisam o processo de negociação desenvolvido entre a Pedreira Itaquera e a comunidade de seu entorno, que reivindicava a paralisação da mineração. O conflito foi sendo gradativamente amenizado pela criação de um canal de diálogo entre os agentes, e ainda com o auxílio de técnicas de negociação, tais como a mediação de conflitos, consultas à comunidade e informações sobre a tecnologia utilizada. Mesmo com os resultados positivos alcançados, optou-se após alguns anos pela desativação da Pedreira.

A viabilidade ambiental da utilização da cava como um aterro de resíduos inertes foi analisada em estudos ambientais, submetidos à Secretaria do Meio Ambiente - SMA do Estado



Foto 1. Cava remanescente da Pedreira Itaquera e a ocupação urbana (1999)

de São Paulo e à Secretaria Municipal do Verde e do Meio Ambiente - SVMA, da Prefeitura do Município de São Paulo, dentro dos procedimentos formais de licenciamento ambiental.

Após a aprovação do projeto de utilização da área e de se obter as devidas licenças e autorizações ambientais, o Aterro de Resíduos Inertes de Itaquera iniciou oficialmente sua operação em 22 de outubro de 1999.

O MEIO-FÍSICO: CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E MORFOLÓGICAS

Os terrenos que constituem a região do Aterro Itaquera e seus arredores são formados por migmatitos, gnaisses graníticos e micaxistos do Complexo Cristalino pré-Cambriano, destacando-se o maciço adaméltico intrusivo - o denominado Granito Itaquera, que foi objeto de exploração por parte da antiga Pedreira Itaquera.

A intrusão granítica, onde se localiza a cava remanescente da antiga Pedreira Itaquera, e onde foi implantado o Aterro, corresponde a um alto morfológico, em cujas proximidades situam-se as cabeceiras do Ribeirão Franquinho, Ribeirão da Gamelinha e cursos d'água menores, afluentes de margem esquerda dos Rios Verde e Jacu. As bacias hidrográficas da região apresentam todas as características típicas de bacias urbanas com altos índices de impermeabilização.

São caracterizados, na região, dois sistemas aquíferos: o sedimentar, constituído pelos sedimentos do aluvião dos cursos d'água e do Cenozóico; e o cristalino, a maior profundidade, constituído pelo substrato rochoso e seu solo de alteração.

IMPLANTAÇÃO E OPERAÇÃO DO ATERRO - PROCEDIMENTOS OPERACIONAIS - ACOMPANHAMENTO TÉCNICO-OPERACIONAL E SERVIÇOS DE MONITORAMENTOS GEOTÉCNICO E AMBIENTAL

O Aterro foi formado pela disposição controlada de resíduos sólidos inertes ou Classe II-B quanto ao grau de periculosidade, conforme classificação proposta pela Norma ABNT NBR 10.004:2004 - "*Resíduos Sólidos - Classificação*", da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, na cava remanescente da antiga Pedreira Itaquera.

Controle de recebimento de resíduos

Os procedimentos operacionais do aterro e os controles adotados pela Construtora Queiroz Galvão S.A., responsável pela operação do aterro, compreendendo as atividades de recebimento, espalhamento, preparo e disposição final dos resíduos inertes coletados no município de São Paulo, garantiram que somente os resíduos classificados como inertes quanto ao grau de periculosidade (conforme Norma ABNT NBR 10.004:2.004), fossem dispostos no Aterro.

Material não-inerte, representado por madeiras, papéis, papelões, plásticos etc., era segregado, recolhido e transferido para um aterro sanitário situado na zona Leste do município (Aterro Sanitário São João).

Disposição controlada

O procedimento construtivo adotado pela operação do aterro compreendeu a disposição dos resíduos inertes por meio

do lançamento e espalhamento em camadas sucessivas de no máximo 0,80 m de espessura. Estas camadas mais superficiais foram objeto de compactação pelo tráfego controlado dos equipamentos de terraplenagem utilizados na operação: compactador vibratório pé-de-carneiro (8 passadas de rolo) e tratores de esteira, além de equipamentos de apoio como pá carregadeira, retroescavadeira e caminhões-pipa.

Este procedimento, associado a um controle visual da granulometria do material disposto, permitiu a obtenção de valores de densidade do maciço da ordem de 1,74 t/m³, superiores aos preconizados em projeto (de 1,2 t/m³ a 1,6 t/m³).

Controle técnico-operacional e monitoramentos geotécnico e ambiental

Todo o período de operação e utilização da cava remanescente da antiga Pedreira Itaquera para a disposição de resíduos inertes contou com acompanhamento técnico-operacional e serviços de monitoramentos geotécnico e ambiental sistemáticos, com coletas mensais de amostras de água subterrânea, para análises físico-químicas e microbiológicas. Estes serviços permitiram ao empreendedor garantir a qualidade ambiental da área de influência do empreendimento, conforme relatado por *De Jorge et al (2000)*.

O controle tecnológico exercido pelos resultados do monitoramento geotécnico permitiu formar um maciço de resíduos inertes com características mecânicas adequadas para sua utilização seqüencial. (Fotos 2 e 3).

Com os resultados do monitoramento foi realizada de forma sistemática, e em base contínua, uma avaliação do desempenho ambiental que permitiu muitas vezes antecipar a

ocorrência dos danos ambientais e/ou contribuir para evitar que estes se acumulassem. Os procedimentos adotados para a avaliação do desempenho ambiental são descritos em *De Jorge (2001)*.

Monitoramento geotécnico

O monitoramento geotécnico constituiu uma atividade de apoio à operação do Aterro de Resíduos Inertes de Itaquera e que visou a verificar de forma sistemática e periódica as condições de compactação do maciço (densidade "in situ"), estabilidade e segurança do empreendimento.

O monitoramento consistiu de vistorias sistemáticas e periódicas do maciço e áreas adjacentes, por meio de exame visual das superfícies e bermas do aterro; dos taludes rochosos das paredes das cavas; de ensaios geotécnicos para controle tecnológico do maciço formado; e, de leituras e medidas de instrumentos geotécnicos instalados, para o acompanhamento dos deslocamentos verticais e/ou horizontais do maciço e do comportamento do nível piezométrico.

Controle da densidade "in situ"

O controle tecnológico da densidade "in situ" das camadas superiores de lançamento do maciço de resíduos foi realizado periodicamente, por meio dos resultados mensais dos dados oficiais de pesagem do material recebido, determinados em balança eletrônica sobre o volume alcançado após o lançamento, espalhamento e compactação, determinado pela diferença entre os levantamentos planialtimétricos dos períodos correspondentes. O valor obtido correspondia à densidade "in situ" global das camadas superiores do aterro.



Foto 2. Aterro de resíduos inertes em operação (2004)



Foto 3. Aterro de resíduos inertes em operação (2005)

O valor médio calculado da densidade "in situ" das camadas superiores de lançamento do aterro para o período correspondente ao último ano de operação do Aterro (Maio de 2005 a Abril de 2006) foi de 1,740 ton/m³. Os resultados dos ensaios de densidade global "in situ" realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. -IPT, em Abril de 2003, a cerca de 70% da altura final do maciço, revelaram uma densidade global média dos materiais inertes dispostos no Aterro de 1.696,89 kg/m³ (Relatório Técnico IPT no. 65.515), consistente aos resultados do controle técnico-operacional.

Monitoramento da qualidade ambiental das águas subterrâneas

O monitoramento da qualidade ambiental das águas subterrâneas teve por objetivo avaliar de forma integrada a qualidade ambiental das águas do escoamento superficial, infiltração e percolação do maciço do aterro com as do sistema aquífero cristalino no local do empreendimento.

O monitoramento visou a identificar qualquer alteração nos padrões de qualidade ambiental das águas superficiais e percoladas, decorrente da operação do aterro, antes que as águas subterrâneas pudessem ser afetadas.

Foram definidos e utilizados dois pontos de amostragem das águas, um à montante dos fluxos subterrâneos, denominado PA-01, e o outro à jusante, denominado PA-02, correspondentes, respectivamente, às águas de circulação interna à área

do aterro e às do sistema aquífero (águas subterrâneas), *De Jorge et al (2000)*.

Por se tratar de um aterro de resíduos inertes (Classe II-B, inerte quanto ao grau de periculosidade, segundo a classificação ABNT NBR 10.004 : 2.004) o potencial de causar poluição às águas subterrâneas é teoricamente nulo. Ainda assim, todos os cuidados foram tomados pela Construtora Queiroz Galvão, operadora do Aterro, para assegurar que a qualidade ambiental do lençol freático não fosse alterada. Mesmo tendo uma condutividade hidráulica extremamente baixa (inferior a 10⁻⁷ cm/s), o maciço rochoso do fundo da cava da Antiga Pedreira foi regularizado e impermeabilizado com material argiloso.

Os procedimentos adotados no projeto e construção do aterro, além do controle operacional que incluiu a segregação dos resíduos não inertes, constituíram elementos e medidas que contribuíram para evitar a ocorrência de qualquer alteração na qualidade ambiental das águas subterrâneas decorrente da operação do aterro.

ACOMPANHAMENTO E FISCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO PELAS AUTORIDADES AMBIENTAIS

A operação do aterro, em todas as suas etapas de implantação, operação e pós-encerramento foram acompanhadas por meio de vistorias por técnicos das autoridades ambientais estadual (CETESB - Companhia Ambiental do Estado de São Paulo e do Departamento Estadual de Proteção de Recursos Naturais - DEPRN, pertencentes à Secretaria de Estado do Meio Ambiente), e municipal (Departamento de Controle da

Qualidade Ambiental - DECONT, da Secretaria Municipal do Verde e do Meio Ambiente da Prefeitura do Município de São Paulo), tendo sido verificado e constatado o atendimento a todos os compromissos dos estudos ambientais e às exigências das licenças e autorizações ambientais.

ENCERRAMENTO DA OPERAÇÃO DO ATERRO E SERVIÇOS DE RECUPERAÇÃO AMBIENTAL

As atividades de recebimento, lançamento e disposição final de resíduos sólidos inertes no Aterro de Itaquera encerraram-se no dia 28 de Abril de 2006, após setenta e oito meses de operação contínua.

Com o encerramento da disposição de resíduos e operação do Aterro foram executados os serviços de recuperação ambiental da área da gleba do Aterro, compreendendo os ajustes geométricos e dos caimentos das superfícies do maciço de resíduos.

A geometria final do maciço formou uma superfície plana contínua regularizada, com a eliminação de desníveis topográficos e cavidades, e a implantação de dispositivos de drenagem para condução disciplinada das águas pluviais para pontos de descarga devidamente protegidos e preparados para a recepção e espalhamento das águas.

Todas as superfícies expostas foram devidamente cobertas com solos dos terrenos naturais adjacentes e protegidas com a implantação de revestimento vegetal constituído por grama em placas. (Fotos 4 e 5).

A configuração geométrica final permitiu uma melhor condição morfológica para recuperação ambiental e uso seqüencial da área utilizada pelo empreendimento com a regularização do caimento da superfície topográfica e uma melhor distribuição do escoamento superficial das águas pluviais, com a eliminação de linhas de fluxos com gradientes hidráulicos elevados.

Foram construídos acessos internos e implantada uma barreira vegetal ao longo do perímetro da gleba do empreendimento, compreendendo uma readequação da composição florística da barreira vegetal (cinturão verde).

ATIVIDADES PÓS-OPERAÇÃO/ENCERRAMENTO DO ATERRO

Concluídas as obras e serviços de recuperação ambiental da área da gleba utilizada pelo Aterro foram mantidos o acompanhamento e o controle dos desempenhos geomecânico e ambiental do maciço de resíduos pós-encerramento com a continuidade dos monitoramentos geotécnico e ambiental. Foram realizadas ainda investigações geológico-geotécnicas e ensaios geotécnicos para se caracterizar as condições geomecânicas (resistência e capacidade de suporte) do maciço de resíduos recuperado.

Monitoramento da qualidade ambiental

O Monitoramento da Qualidade Ambiental das Águas Subterrâneas pós-encerramento da operação do Aterro incluiu análises físico-químicas e microbiológicas das amostras das águas de circulação interna à área do aterro (percolados) e do sistema aquífero (águas subterrâneas) para verificação da influência da presença do Aterro na qualidade ambiental dos recursos hídricos subterrâneos.

Monitoramento geotécnico

O monitoramento geotécnico pós-operação visou a verificar de forma sistemática e periódica o comportamento deformacional e as condições de estabilidade e segurança dos taludes do maciço de resíduos inertes do Aterro de Itaquera após o seu encerramento e recuperação ambiental.



Foto 4. Área devidamente recuperada (Dez/2006)



Foto 5. Área devidamente recuperada (Set/2007)

O monitoramento do comportamento deformacional do Aterro de Itaquera foi baseado em inspeções visuais, sistemáticas e periódicas, e em uma rede de instrumentação constituída por marcos superficiais de deslocamentos verticais e horizontais, instalados em alinhamentos ao longo de seções transversais aos taludes e de segmentos representativos dos maciços do aterro.

As inspeções visuais visaram principalmente a identificar deformações do corpo do maciço de resíduos, manifestadas em superfície por meio de afundamentos e ondulações, que pudessem causar alterações no regime de escoamento superficial das águas pluviais, e um desarranjo das canaletas e demais dispositivos de drenagem superficial.

Marcos Superficiais - Leituras dos Deslocamentos

Para o monitoramento geotécnico do maciço de resíduos foram instalados 30 (trinta) marcos superficiais de deslocamentos, devidamente identificados e cadastrados, e distribuídos em alinhamentos formando 8 (oito) seções instrumentadas, visando a acompanhar o comportamento deformacional de três segmentos do maciço.

A distribuição em superfície dos marcos superficiais de deslocamentos foi definida em função das necessidades de avaliação e interpretação do comportamento deformacional do maciço. Os marcos superficiais de deslocamentos correspondem a pontos de referência permanentes instalados na superfície do maciço do Aterro, e foram distribuídos em alinhamentos ao longo de seções transversais aos taludes do aterro, e do contato maciço de resíduos inertes com os terrenos lindeiros, possi-

bilitando a instrumentação de segmentos representativos do maciço.

O comportamento deformacional do maciço ao longo do tempo foi acompanhado e analisado por meio das observações das vistorias periódicas e de interpretação dos resultados das leituras dos deslocamentos horizontais e verticais dos marcos superficiais.

O monitoramento geotécnico realizado em base contínua durante a operação e pós-encerramento permitiu verificar e controlar o comportamento geomecânico e a estabilidade geotécnica do maciço.

Os resultados revelaram que os procedimentos operacionais e o controle geotécnico permanente durante a operação do Aterro garantiram condições físicas e geomecânicas do maciço formado favoráveis ao uso seqüencial da área utilizada, conforme pode ser avaliado por meio de investigações e ensaios geotécnicos e geofísicos.

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO MACIÇO DO ATERRO – INVESTIGAÇÕES REALIZADAS E ZONEAMENTO GEOTÉCNICO

As características geomecânicas do maciço formado e áreas lindeiras foram avaliadas por meio de investigações e ensaios geotécnicos e geofísicos confirmando a viabilidade e a adequabilidade da área recuperada para usos seqüenciais, como parcelamento do solo e projetos urbanísticos. O projeto atualmente em estudos para implantação na área prevê um empreendimento imobiliário comercial com lojas atacadistas, conjuntos comerciais de serviços e uma instituição de ensino.

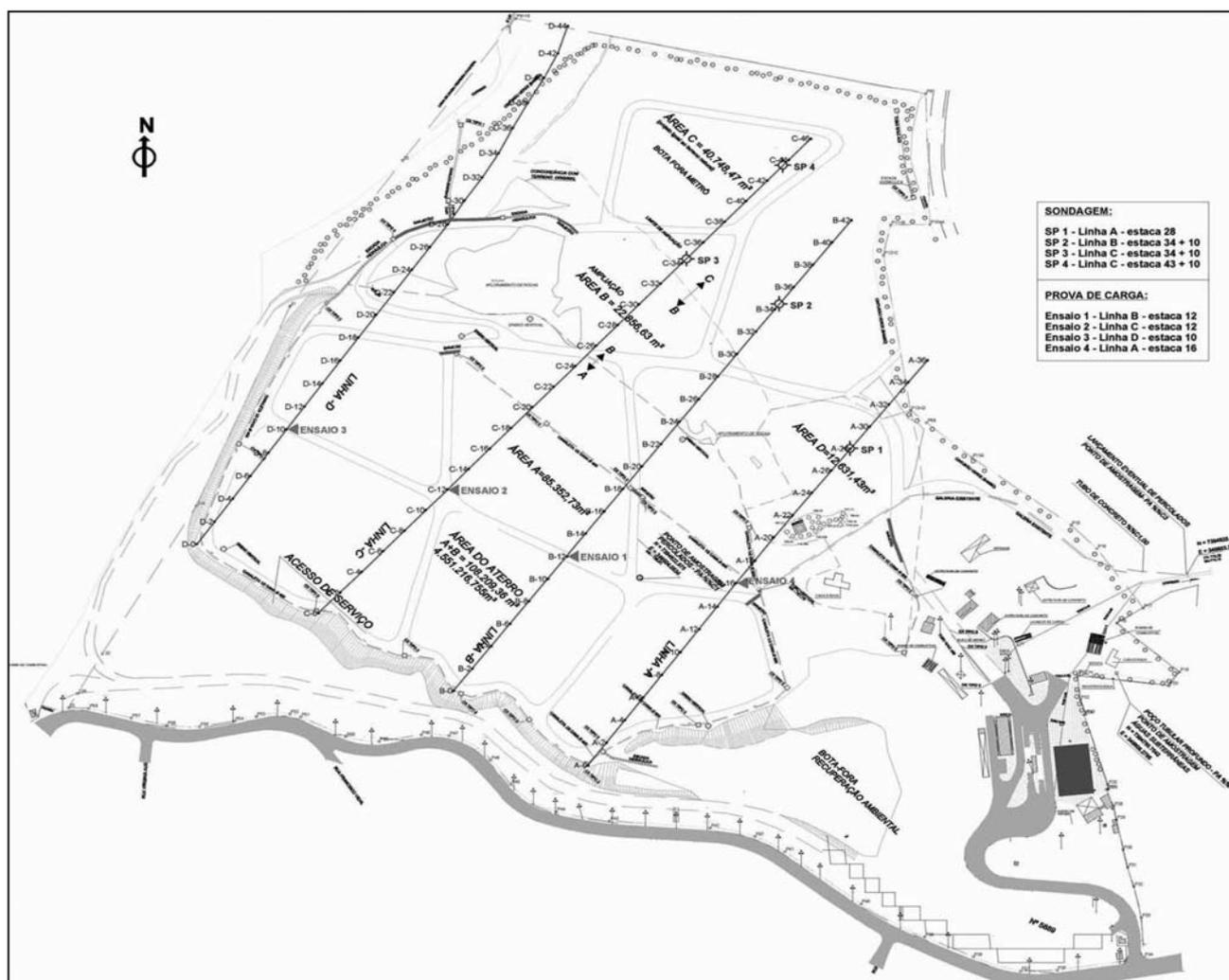


Figura 1. Investigações e ensaios geotécnicos – localização (IPT 2007)

As investigações geológico-geotécnicas na área ocupada pelo Aterro foram realizadas visando a obter parâmetros do meio físico e constaram de provas de carga, ensaios geofísicos (resistividade elétrica e potencial espontâneo) e sondagens a percussão (Figura 1)

A Figura 1 apresenta a planta com a localização das investigações e ensaios realizados e a Figura 2 os gráficos dos resultados das provas de carga.

A utilização dos ensaios de carregamento em placa (ou provas de carga em placa) teve por objetivo principal avaliar a capacidade de carga do aterro para seu uso potencial como base de futuras construções. Os procedimentos, critérios e resultados obtidos dos ensaios são discutidos por *Iyomasa et al. (2007)*, a partir dos dados apresentados e descritos no Relatório Técnico IPT no. 91.994-205 (IPT 2007) e permitiram “identificar potencialidades e limitações para a ocupação do Aterro, apresentar sugestões para sua ocupação, bem como destacar os cuidados necessários na construção dos aparelhos de infra-estrutura, em função das características geológico-geotécnicas e parâmetros dinâmicos extraídos nos ensaios de campo.”

O maior valor de recalque medido foi na prova de carga da Linha A, localizada sobre área que apresentou também maior potencial natural e maior resistividade (Figura 2). O bulbo de

tensões solicitado pela placa durante o ensaio atinge apenas as camadas mais superficiais do maciço, diferentemente das metodologias empregadas para determinação do potencial natural e da resistividade.

A prospecção foi realizada entre os meses de agosto e novembro de 2006 por meio de ensaios geofísicos, constituídos por resistividade elétrica do terreno, potencial espontâneo e refração sísmica com uso de geofone de baixa frequência com bobina móvel de componente vertical.

Os resultados obtidos nesses levantamentos geofísicos foram correlacionados aos resultados extraídos de provas de carga e das sondagens a percussão para estabelecer parâmetros dinâmicos do meio físico a fim subsidiar os projetos das edificações.

Os resultados das investigações e ensaios de campo, somados às informações de um mapeamento de superfície e ao histórico de monitoramentos geotécnico e ambiental, permitiram elaborar um “Mapa de Zoneamento Geológico-Geotécnico” da área utilizada pelo aterro e terrenos circunvizinhos, com as características geotécnicas das unidades identificadas, sugestões para ocupação e os cuidados necessários na construção dos aparelhos de infra-estrutura.

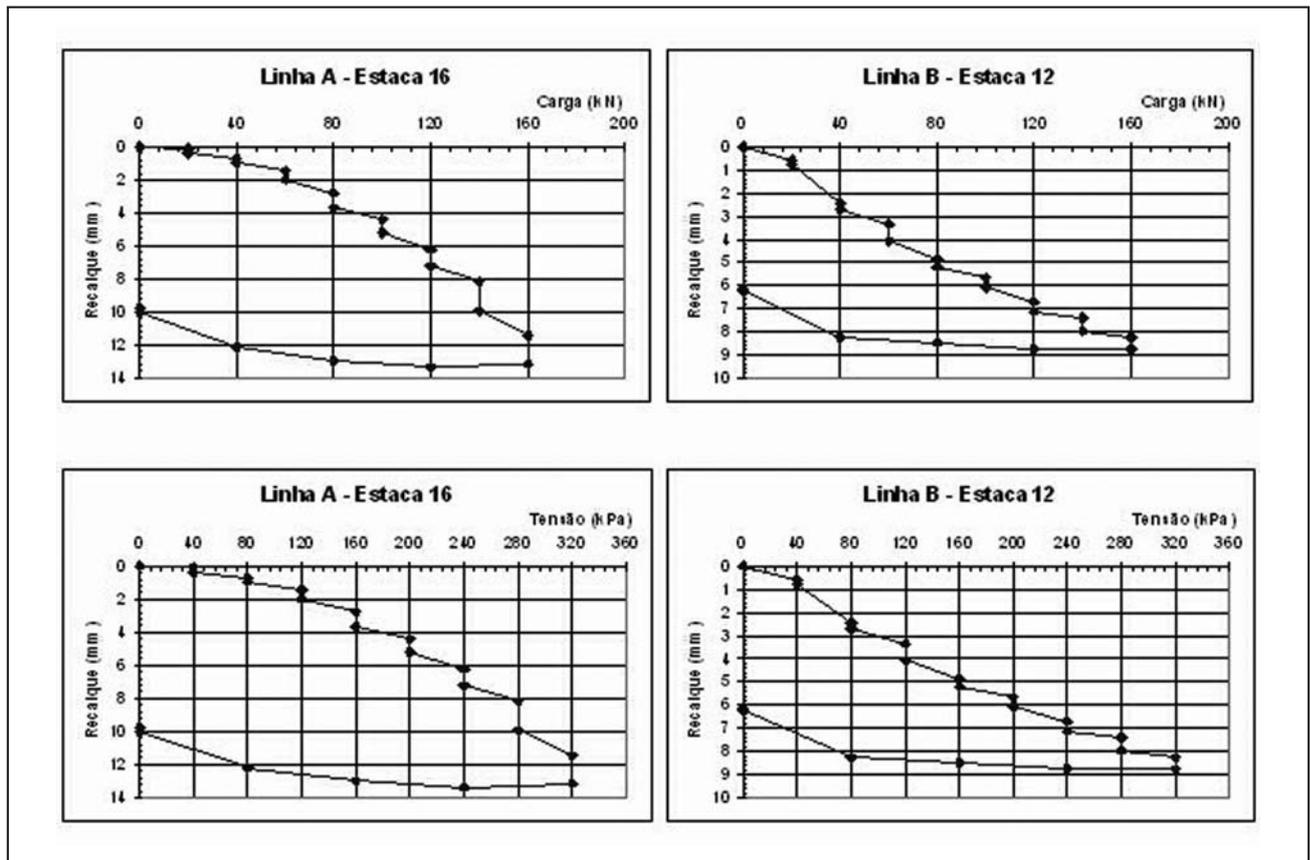


Figura 2. Provas de carga em placa – Gráficos dos ensaios – Linhas A e B (Iyomasa et al. 2008)

O mapa de zoneamento geológico-geotécnico e respectiva legenda (IPT 2007), reproduzidos de forma reduzida nas Figuras 3 e 4, resumem os resultados dos trabalhos de investigação e permitem identificar potencialidades e limitações para a ocupação da área utilizada pelo aterro.

As informações e orientações contidas no Mapa não eliminam a necessidade de se executar, antes de se iniciar a construção do empreendimento imobiliário, a re-compactação do aterro, em sua porção superficial, e o monitoramento dos recalques dos terrenos. As edificações, bem como, as redes de infra-estrutura, deverão ser projetadas para tolerar os recalques diferenciais previstos.

CONCLUSÕES – RECUPERAÇÃO AMBIENTAL, USO SEQUÊNCIAL E REINTEGRAÇÃO AO ESPAÇO URBANO

A utilização de antigas cavas de extração mineral para disposição de resíduos sólidos inertes, como os entulhos da construção civil, além de permitir dar uma destinação adequada aos resíduos que são gerados, constitui solução técnica e economicamente viável para recuperação ambiental dessas áreas e sua reintegração à paisagem urbana. A disposição controlada destes resíduos permite a criação de áreas adequadas para uso sequencial.

A implantação de um aterro de resíduos sólidos inertes na cava remanescente da antiga mineração de agregados da Pedreira Itaquera permitiu a recomposição topográfica da área, e constitui um excelente e bem sucedido exemplo da integração destas duas atividades com o benefício para a coletividade da

recuperação ambiental e da possibilidade de um futuro aproveitamento da área utilizada dentro do espaço urbano.

Com o encerramento da operação do Aterro em abril de 2006 foram realizados serviços e obras para recuperação ambiental da gleba, compreendendo ajustes geométricos das superfícies dos terrenos, implantação de dispositivos de drenagem superficial e a cobertura das superfícies do maciço com solos e revestimento vegetal. Ao longo do perímetro da gleba foi implantada uma barreira vegetal.

Os procedimentos operacionais e o controle geotécnico permanente durante a operação do Aterro garantiram condições físicas e geomecânicas favoráveis ao uso sequencial da área utilizada.

Os monitoramentos geotécnico e ambiental realizados em base contínua durante a operação e pós-encerramento permitiram verificar e controlar o comportamento mecânico, a estabilidade geotécnica do maciço e a qualidade ambiental dos recursos hídricos subterrâneos e superficiais.

As características geomecânicas do maciço formado e áreas lindeiras foram verificadas e avaliadas por meio de investigações e ensaios geotécnicos e geofísicos confirmando a viabilidade e a adequabilidade da área recuperada para usos sequenciais, como parcelamento do solo e projetos urbanísticos.

A implantação de um empreendimento imobiliário de grande porte na área degradada da cava remanescente da antiga Pedreira de Itaquera e ambientalmente recuperada com a disposição de resíduos inertes completa um ciclo de vida de utilização comercial e social da área.



Figura 3. Zoneamento geológico-geotécnico – Mapa das unidades geotécnicas (IPT 2007)

O caso da criação do aterro de resíduos inertes na cava remanescente da antiga Pedreira de Itaquera constitui um paradigma técnico na utilização e recuperação ambiental de áreas urbanas degradadas por mineração com a disposição de resíduos inertes e demonstrou:

- A viabilidade de utilização de cavas remanescentes de mineração para disposição controlada de resíduos inertes em áreas urbanas como recursos para recupe-

ração ambiental, reinserção à paisagem urbana e possibilidade de uso sequencial, como por exemplo, parcelamento do solo;

- A importância do controle tecnológico e monitoramentos geotécnico e ambiental da operação do aterro de resíduos inertes para garantir a qualidade da recuperação ambiental e da viabilidade do uso sequencial.

Área	Características Geotécnicas	Potencialidades e limitações para ocupação
A	<p>Na superfície tem uma delgada camada de solo vegetal sobreposta a espessa camada de resíduos sólidos de construção civil, que possui densidade da ordem de 1,74 t/m³ em subsuperfície. Os dados da Linha A não foram considerados nessa área por apresentar situação particular, como descrito no quadro da Área F.</p> <p>Os ensaios de prova de carga indicaram tensão máxima de 0,32 MPa e recalques máximo entre 8,8 mm e 4,9 (decrecente da Linha B para a Linha D). Foi possível estimar a tensão admissível apenas na Linha A, cujo valor foi da ordem de 0,14 MPa, abaixo do valor obtido no terreno natural (0,16 MPa, estimado pelo valor de NSPT da ordem de 9 – Área C).</p> <p>As velocidades das ondas compressional (Vp) e cisalhante (Vs), medidas em quatro linhas sísmicas indicaram os seguintes valores: Vp: variação entre 718 m/s e 1.142 m/s, decrescente da Linha B para a Linha D; e Vs: entre 318 m/s e 381 m/s crescente da Linha A para a Linha D. Os módulos de Young e de cisalhamento dinâmicos têm tendência crescente da Linha B para a Linha D, respectivamente, de 607 a 780 MPa e 208 a 299 MPa.</p> <p>A resistividade é crescente da região da Linha B para a Linha D. Uma anomalia foi identificada na região das estacas iniciais da Linha A, que foi interpretada como decorrência de concentração de material argiloso transportado pelo fluxo de água proveniente das encostas marginais ao aterro.</p> <p>O ensaio de potencial espontâneo indicou que há fluxo de água no sentido da região da Linha D para a Linha A, que pode explicar a anomalia identificada pela resistividade.</p>	<p>A execução de fundações profundas no aterro de Itaquera é complexa devido a heterogeneidade de sua composição (resíduos sólidos de construção civil).</p> <p>As tensões admissíveis estimadas do aterro são baixas e induz a ocupação por estruturas de baixo carregamento, ou seja, edificações de um ou dois pavimentos, em alvenaria estrutural ou outro sistema construtivo com peso similar, dispostas sobre fundações diretas que propiciem a distribuição uniforme das tensões no terreno, como por exemplo, do tipo radier.</p> <p>Cuidados especiais deverão ser tomados com as tubulações hidráulicas, que não deverão ser enterradas diretamente no maciço sob pena de sofrerem ruptura ou vazamento devido aos recalques do solo superficial. Uma alternativa possível é abrigar as tubulações em canaletas de concreto, preenchidas com areia, de forma a permitir pequenos movimentos de acomodação do maciço de aterro.</p> <p>Paralelamente à construção das edificações deve-se prever a implantação de sistemas de captação e drenagem das águas pluviais, mantendo-se ou até melhorando-se os sistemas de drenagem subterrâneos já existentes, a fim de evitar a aceleração dos recalques e o eventual carreamento de partículas de solo pelos vazios dos materiais inertes.</p>
B	<p>Área constituída por uma pequena cobertura de aterro de solo lançado (sem compactação adequada), com espessura da ordem de 4 m. Sob esse solo ocorre a superfície rochosa.</p>	<p>Nessa área podem-se construir edificações de maior porte, visto que há alternativas técnicas para a execução de fundações profundas (em solo e em rocha). Descarta-se a possibilidade de uso de fundações rasas, dada às características inadequadas do solo lançado.</p> <p>O material lançado pode, também, ser removido, buscando-se como apoio a camada rochosa que afora em pequena profundidade.</p>
→ → → → C → → → →	<p>Área composta por solo residual de rocha granítica (natural).</p> <p>As sondagens SP 2 e SP 4 mostram a estratigrafia de terreno e as características principais dos materiais.</p>	<p>O uso da área poderá ser bastante diversificado, visto que há tecnologias construtivas para a implantação dos mais diferentes tipos de estrutura, desde que respeitados os limites de resistência de solo.</p>
D	<p>Terreno natural (solo residual de rocha granítica) coberto com delgada camada de aterro de solo e de resíduos sólidos de construções civis.</p>	<p>Valem as potencialidades e limitações já descritas para a área B.</p>
E	<p>Rocha granítica, praticamente sã e sem cobertura de solo.</p> <p>Apresenta-se pouco fraturada e eleva-se da superfície do terreno natural.</p>	<p>Os afloramentos não ocupam grandes áreas e podem ser mantidos no local. A destinação dessas áreas, acrescidas das circunvizinhas para uso comum, como parques ou jardins não requer cuidados especiais.</p> <p>Sugere-se remover blocos de rocha soltos nas paredes verticais, a fim de evitar acidentes futuros.</p>
F	<p>Parte dessa faixa de terreno situa-se sobre o aterro de inertes e a outra parte sobre a rocha granítica. Portanto, possui parte das características geotécnicas das áreas A e E.</p>	<p>Sugere-se evitar a construção de edificações nessa faixa pela possibilidade de ocorrência de recalques diferenciais, que podem comprometer o desempenho futuro das estruturas. A área pode ser usada para atividades de lazer (p.ex., como pista de corrida para pedestres ao redor da cava preenchida).</p> <p>Deve-se considerar o risco aos pedestres pela possibilidade em ocorrer escorregamentos em períodos chuvosos na região próxima ao talude quase vertical (região sudoeste do aterro). O retaludamento e rebaixamento na altura do talude contribuem para a redução do risco aos pedestres e construções vizinhas.</p>
G	<p>Os ensaios realizados (prova de carga e geofísicos) na região da estaca 16 da Linha A indicaram valores diferenciados em relação às demais linhas. Uma avaliação das características pretéritas do terreno indicou que o local tratava-se de um talvegue (fundo de um pequeno vale), portanto com a cota da superfície da rocha em posição inferior à área vizinha. Nesse local foram depositados resíduos sólidos sobre a superfície rochosa, formando-se um pequeno talude inclinado e mergulhando em direção à parte externa do aterro.</p>	<p>Sugere-se evitar a construção de edificações nessa área. Pela sua localização em relação às bordas da antiga cava, bem como pela sobreposição parcial com a faixa da área F, recomenda-se a construção de uma praça no local.</p> <p>Destaca-se que no final de 2006, em decorrência de fortes chuvas e o entupimento da tubulação de drenagem, parte do sistema antigo de subsuperfície sofreu avarias. Tal fato pode ser visto como indício de problemas futuros, e requer investigação mais aprofundada.</p>

Figura 4. Zoneamento geológico-geotécnico - Legenda das unidades geotécnicas do mapa (IPT 2007)

TRABALHOS MENCIONADOS NO TEXTO

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986
Norma ABNT NBR nº 6489:1986
"Prova de Carga em terreno de Fundação"
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004
Norma ABNT NBR nº 10.004:2004
"Resíduos Sólidos - Classificação"
- AREIA & BRITA, 2007
Itaquera: de Pedreira a Área Reurbanizada.
Areia & Brita, Abril/Maio/Junho de 2007, No. 38, p. 6-12, 2.007.
- ASTON, R.L., 1996
Mining voids for municipal waste. Mining Environmental Management.
The Mining Journal Limited, v. 4, n. 3, p. 8-11, 1.996.
- DE BAPTISTI, E. & HACHEM, F., 2000
Pedreira Itaquera: Metamorfose da Mineração - uma breve história.
In: Seminário Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem na Construção Civil: Práticas Recomendadas, 3, 2.000, São Paulo. Anais. São Paulo: IBRACON/Comitê Técnico - 206 Meio Ambiente, 2.000. p. 35-42.
- DE BAPTISTI, E.; DE JORGE, F.N.; SOARES, L., 2004
Mineração de agregados em área urbana: planejamento integrado e recuperação ambiental.
Exacta, São Paulo, v. 2, p. 203-212, nov. 2004.
- DE JORGE, F.N. E SOARES, L., 2001
Avaliação do Desempenho Ambiental - Proposta Metodológica e Diretrizes para Aplicação em Empreendimentos Cíveis e de Mineração.
Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP. São Paulo, SP, Janeiro de 2001. 27 p.
- DE JORGE, F.N., 2001
Avaliação do Desempenho Ambiental - Proposta Metodológica e Diretrizes para Aplicação em Empreendimentos Cíveis e de Mineração.
Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP. São Paulo, SP, Janeiro de 2001. 214p.
- DE JORGE, F.N.; DE BAPTISTI, E.; BISORDI, M.S.; FERNANDES, F., 2000
Aterro de Inertes Itaquera, em São Paulo, SP - Monitoramento Geotécnico e Ambiental.
In: Seminário Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem na Construção Civil: Práticas Recomendadas, 3, 2.000, São Paulo. Anais. São Paulo: IBRACON/Comitê Técnico - 206 Meio Ambiente, 2.000. p. 129-130.
- IBRAHIM, M.M.C., 1996
Utilização de áreas degradadas pela mineração: o caso da Pedreira Itaquera, São Paulo, SP. São Paulo, 1.996. 183 p. *Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.*
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT, 2007
Investigação das características geotécnicas do Aterro de Inertes de Itaquera, São Paulo.
Relatório Técnico IPT no. 91.994-205 - Janeiro de 2007.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. – IPT, 2003
Determinação de densidade global 'in situ' de materiais inertes dispostos no Aterro de Itaquera, Município de São Paulo, SP, e de densidades globais de amostras de materiais inertes coletados no mesmo aterro.
Relatório Técnico IPT no. 65.515 - Abril de 2003.
- IYOMASA, W.S.; CAMPOS, G. C.; GANDOLFO, O. C. B.; DE JORGE, F. N.; BAPTISTI, E., 2008
Investigação das características geotécnicas do aterro de inertes de Itaquera, São Paulo, Brasil.
In: IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. Coimbra : Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2008. v. 1. p. 1-9.
- SÁNCHEZ, L.E.; SILVA, S.S.; PAULA, R.G., 1993
Gerenciamento ambiental e mediação de conflitos: um estudo de caso.
In: Congresso Ítalo-Brasileiro de Engenharia de Minas, 2, São Paulo, Anais. 1.993, p. 475-496. São Paulo, EPUSP.
- SCHMIDT, M.J.M.S. & SILVA, O.H., 2000
Resíduos gerados pela construção civil: aterro de inertes - práticas recomendadas.
In: Seminário Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem na Construção Civil: Práticas Recomendadas, 3, São Paulo, 2.000. Anais. IBRACON/Comitê Técnico - 206 Meio Ambiente, 2.000. p. 15-24.



Termoerosión y subsidencia del helipuerto de la Base Esperanza, Antártida

Ermolin, Evgeniy ¹ - Silva Busso, Adrián ²✉

Recibido: 09 de setiembre de 2009 • Aceptado: 15 de setiembre de 2010

Resumen

Durante el estudio geocriológico de la planicie Bahía Esperanza se analizaron los procesos de termoerosión y subsidencia que pudieran afectar obras civiles (Silva Busso y Ermolin, 2007). Se realizó un estudio detallado de dichos procesos en el helipuerto de la Base Esperanza consistente en estudios geoeléctricos 1D (sondeos eléctricos verticales) y 2D (tomografía eléctrica resistiva). Los datos obtenidos se interpretaron para obtener la distribución de resistividades en el subsuelo y así poder correlacionarlos con los cortes geocriológicos que se tomaron en el terreno. Teniendo en cuenta que la tasa de subsidencia observada, actualmente, un promedio, es de 5 cm por mes además de las propiedades del permafrost en este sector, se puede evaluar la magnitud de los procesos de termoerosión y subsidencia durante siguientes años. El espesor de los depósitos ricos en hielo es de 3,5 - 4,0 m con un contenido total de hielos subterráneos de 40-45%. El proceso de subsidencia en el sector del terraplén del helipuerto podría lograr un desarrollo de no menos 1,5 m durante tres años. Se concluye que las causas de la degradación son dos; la ubicación de la cantera en la plataforma al pie de la morena, la cual forma parte del permafrost rico en hielo en este sector; y la formación flujo de aguas de supraperafrost producidos por erosión y fusión de los hielos subterráneos.

Palabras clave: Antártida, termoerosión, subsidencia.

Abstract

During the geocriologic study of the Esperanza Bay we analyzed the thermoerosion and subsidence processes on the infrastructure (Silva Busso y Ermolin, 2007). We carried out a study of these processes in the heliport of the Esperanza Base consisting in geoelectrical 1D studies (vertical electrical sounding) and 2D (resistive electrical tomography). The data obtained have been interpreted to compute the underground resistivity distribution so that its correlation with the observed geocriologic profile in the field could be assessed. We considered the observed daily subsidence rate of 5 cm/month on average and the permafrost properties in this area and we could evaluate the magnitude of the thermoerosion and subsidence processes along to the next years. The thickness of the rich in ice deposits is between 3.5 - 4.0 meters with underground ice content between 40 - 45%. The subsidence process in the heliport terraplein might reach a depth, no less than the 1.5 meters along to the next three years. We conclude that the causes of the degradation are twofold, the location of the quarry in the platform on the moraine, which is in the rich ice permafrost in this area, and the supraperafrost water flow produced by the erosion and melting of the underground ice.

Keywords: Antarctica, thermoerosion, subsidence.

¹ Instituto Antártico Argentino, Cerrito 1248, C1010AAZ, Buenos Aires, Argentina.

² Instituto Nacional de Agua. (DSH), Empalme J. Newbery K 1,620, Ezeiza, Buenos Aires, Argentina.

✉ pntsas@ina.gov.ar

ÁREA DE ESTUDIO

La planicie de Bahía Esperanza está ubicada en el extremo noreste de la península Antártica, y abarca un sector de aproximadamente 4,0 km (63°23'S a 63°25'S; 56°58'O a 57°02'O) desde el punto más alto, el Monte Flora (520 m. s.n.m.), hasta la costa del mar (Figura 1). La península Antártica se caracteriza por fuertes vientos dominantes del suroeste, que en ocasiones sobrepasan los 200 km/h y que bajan considerablemente la sensación térmica. Las temperaturas medias anuales oscilan entre los -5,0°C y -3,3°C, las medias de invierno entre -8°C y -12°C y las medias de verano entre +1,5 °C y -1,5 °C. Las precipitaciones no superan los 620 mm anuales. Dependiendo de las condiciones térmicas del verano, las mismas pueden producirse en forma de nieve-lluvia o lluvia. En total, la cantidad de precipitación líquida para esta temporada puede superar más del 75-80 %.

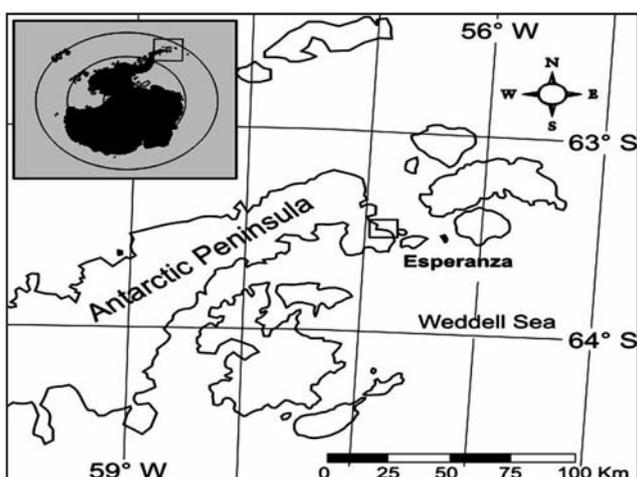


Figura 1. Ubicación de la Base Esperanza en el Continente Antártico

La geología de sector está definida por dos unidades geológicas: la Formación Punta Foca y la Formación Monte Flora (Camacho y Fabre, 1957). La primera, de edad paleozoica, está formada por grauwacas con abundantes capas y venas de cuarzo. Esta formación aflora a lo largo de la costa hasta el pie del Monte Flora. En el sector este existen cuerpos visibles de intrusiones de diabasa olivínica y porfirita. La Formación Monte Flora está formada por unidades sedimentarias de edad jurásica (lutitas y areniscas con plantas fósiles) y volcánicas (tobas multicolores, brecha volcánica).

Las rocas cuartarias se presentan en ambientes complejos tales como depósitos glaciales, fluvio-glaciales y de remoción en masa, que forman los rasgos principales del paisaje en la parte central del área. Generalmente, el relieve de origen glaciar puede ser diferenciado en distintas unidades geomorfológicas: cumbres y pendientes rocosas, morenas laterales y frontales con núcleo de hielo enterrado, morenas de fondo, terrazas fluvio-glaciales, formas de la remoción de masa y un sector costero con sedimentos de playa.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La zona del estudio en la planicie Bahía Esperanza se halla en la zona de los suelos congelados perennes, o del permafrost continuo antártico con temperaturas de suelo en profundidad amplitud anual cero no menores a -3,5°C y un espesor medio del horizonte de las rocas congeladas de entre 80 y 100 m

(Ermolin y Silva Busso, 2006). La característica principal de la planicie Bahía Esperanza es la presencia, en el centro y márgenes del área, de sectores aislados del permafrost rico en hielo. La evolución de permafrost en estos sectores es un indicador sensible y temprano de los cambios climáticos y modificación del medio ambiente. Entre los parámetros geocriológicos y geomorfológicos más importantes relacionados al área afectada por el desarrollo del permafrost a causa del aumento de temperatura se incluye el incremento del espesor del descongelamiento estacional. Este está asociado tanto al cambio de régimen de las aguas subterráneas, como al desarrollo de los procesos de termokarst y termoerosión en las áreas del permafrost rico en hielo. El helipuerto fue construido hace diez años en el sector este de la planicie Bahía Esperanza a unos 200 m de la base homónima (señalado con letra H en la figura 2). El mismo está ubicado al pie de la pendiente de una morena lateral. Durante últimos tres años una parte de la superficie del helipuerto se encuentra afectada por procesos geocriogénicos de termoerosión que provocan una lenta y progresiva subsidencia. El desarrollo estos procesos dificulta la utilización de la pista de aterrizaje vital para las operaciones logísticas de la base.

Sobre la base de estos criterios este estudio (vinculado al proyecto PICTA-32 CAV 2006-07) ha tenido los siguientes objetivos:

- Utilización y desarrollo métodos geofísicos indirectos para estudio de los procesos de termoerosión y subsidencia en la zona del permafrost.
- Inspeccionar el estado presente y evolución de los procesos de subsidencia en sector del helipuerto.
- Examinar la causa de la geoforma de termoerosión del terraplén y realizar las recomendaciones necesarias para reparación del helipuerto.

MÉTODOLÓGIA

Se han realizado un conjunto de tareas en campo y gabinete con el objeto de realizar un reconocimiento en detalle del helipuerto, la geoforma y el área de afectación involucrada. En principio se realizó una topografía detallada de la zona y se procedió a la nivelación de los tendidos geoelectricos. La topografía fue realizada en el mes de Noviembre del 2006 con el uso de nivel óptico (FOIF 57). Esto permitió estimar el gradiente, la escorrentía superficial y subterránea, delimitar con precisión el área afectada por subsidencia y por termoerosión.

La aplicación de los métodos geoelectricos para el estudio del permafrost ha sido muy intensa en los últimos años en diversas zonas de la región norte de la península Antártica e islas adyacentes (Silva Busso y Ermolin, 2007). Sus ventajas radican en que permite un reconocimiento indirecto de las propiedades del permafrost antártico, sin embargo, la aplicación de estos métodos ha tenido una importante aplicación, derivada de la anterior, en relación con estudios geotécnicos para la realización de diversas obras de apoyo logístico.

El concepto se basa en que la resistividad del subsuelo varía de acuerdo al contenido, tamaño y tipo de sedimentos, su porosidad y el grado de saturación de agua o contenido de hielo el rango de variación de la resistividad. Según el contenido de agua o hielo, es muy amplio de tres o incluso más órdenes de magnitud (Orellana, 1982). Esta propiedad hace que la resistividad sea un indicador de zonas con más o menos contenido de agua o hielo encenrándose relacionada directamente

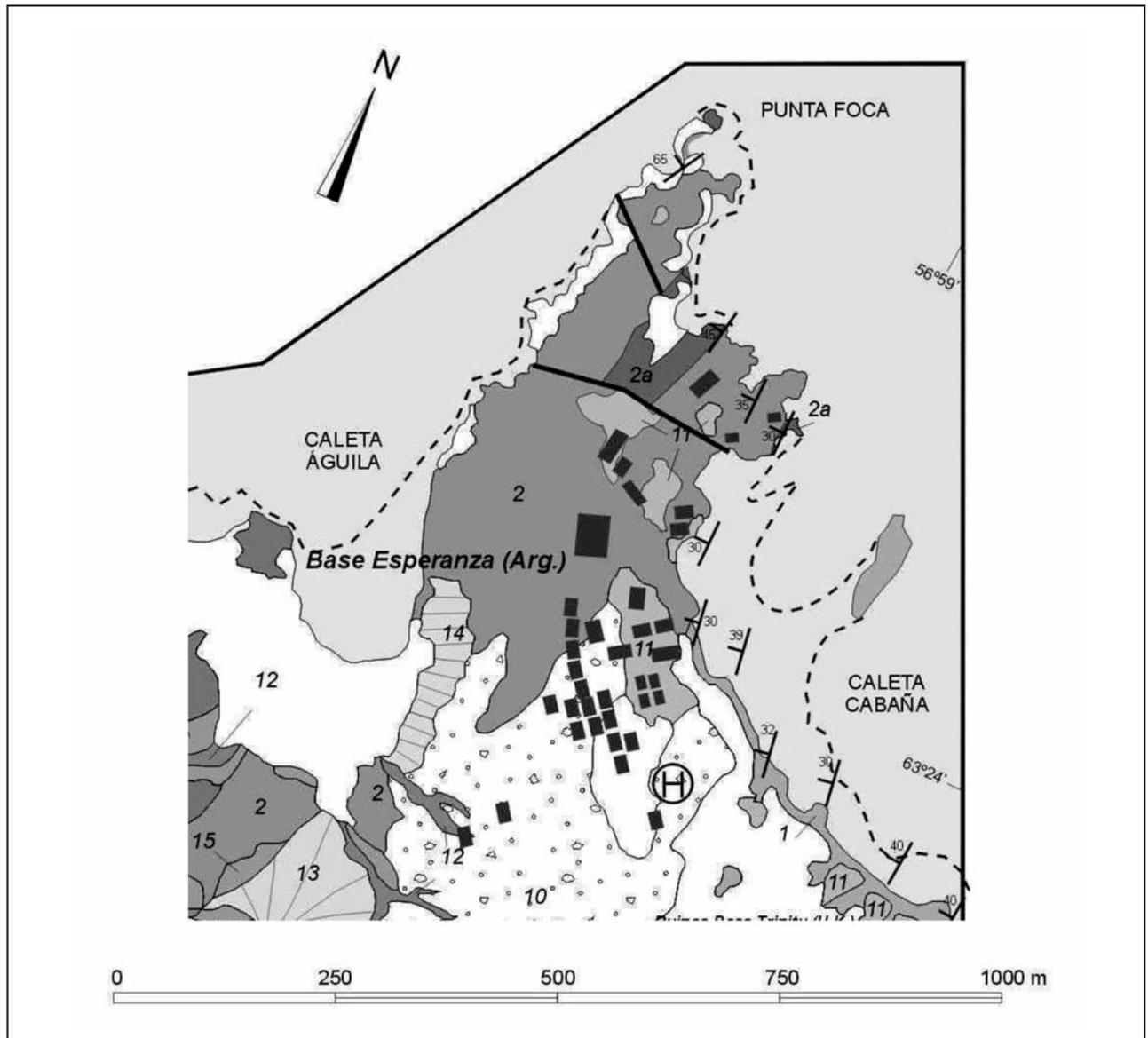


Figura 2. Helipuerto de la Base Esperanza (Montes et al., 2004)

con la geometría de las unidades sedimentarias continentales del agua (en cualquier estado) en el subsuelo.

Se han realizado estudios geoelectrónicos 1D (sondeos eléctricos verticales) y 2D (tomografía eléctrica resistiva) y con los datos obtenidos de dichos estudios se interpretaron para obtener la distribución de resistividades en el subsuelo y así poder correlacionarlos con los cortes geocriológicos que se tomaron en el terreno. La tomografía eléctrica resistiva (2D) se emplea para estimar la distribución de resistividad de una sección del subsuelo a partir de mediciones de corriente y tensión registradas desde la superficie (Fazzito, 2004). Los métodos empleados se describen seguidamente:

Investigación geoelectrónica 1D o Sondeo Eléctrico Vertical

Consiste en un dispositivo usado para la realización de sondeos eléctricos verticales (SEV) basados en una serie de determinaciones de resistividad aparente (ρ_a), efectuadas con el mismo tipo de dispositivo, una separación creciente entre los electrodos de emisión y recepción, azimut constante y con el

centro del segmento fijo. Existen varios arreglos o distribución de los electrodos aunque los más usados son Schlumberger y/o Wenner aunque normalmente se emplea el primero por ser más resolutorio en profundidad. El resultado es una curva denominada curva de campo o de resistividad aparente (ρ_a) que guarda relación con el comportamiento geoelectrónico del subsuelo inmediatamente debajo del punto medio del tendido. La finalidad del SEV es averiguar la distribución vertical de resistividades bajo el punto sondeado partiendo de la curva de campo, encontrando una curva de resistividades verdaderas que se adecue a la zona de trabajo.

Investigación geoelectrónica 2D electrodos Dipolo-Dipolo

En este caso la disposición de los electrodos puede ajustarse de acuerdo a la profundidad del sondeo, la resolución de resistividad en la vertical y horizontal deseada, las características geológicas, hidrogeológica o geocriológicas que se quieren determinar y las posibilidades del equipo de medición. Existen distintas maneras de diagramar la geometría de los arreglos como en el caso anterior puede emplearse Schlumberger y/o Wenner,

o incluso Dipolo-Dipolo y/o Polo- Dipolo. Normalmente se emplea dipolo-dipolo cuyas resolución y número de cuadrípolos es mayor proporcionando una mejor resolución lateral y profunda. En el arreglo dipolo-dipolo la distancia entre los dos electrodos de corriente es igual a la distancia de los electrodos de potencial. De las ecuaciones que determinan la relación caída de potencial - intensidad (Orellana, 1982; Fazzito, 2004) determinan que la intensidad de la respuesta decae en relación inversa a la separación de electrodos siendo más débil cuanto mayor es la separación.

Las investigaciones de tomografía eléctrica resistiva permiten estimar la distribución de resistividad en el subsuelo a partir de mediciones de una cierta propiedad física sobre la superficie, y tienen como finalidad reconstruir la geometría de estructuras moderadamente complejas. La información recopilada de perfiles litológicos, hidrogeológicos o geocriológicos es utilizada para el ajuste paramétrico de las respectivas posiciones medidas y para una mejor interpretación global del esquema geocriológico de la zona (Silva Busso y Ermolin, 2007).

CARACTERÍSTICAS Y AFECTACIÓN DEL HELIPUERTO

Según las observaciones realizadas entre los años 2003-2006, una parte de la superficie del helipuerto se encuentra afectada por procesos geocriogénicos que provocan una lenta y progresiva subsidencia. La figura 3 muestra la evolución de los procesos a partir de las diferencias relativas de los vértices de la plataforma de vuelo del helipuerto.

Los vértices de la plataforma se han tomado como puntos de monitoreo considerando como punto fijo el punto AH0 (estación AA) en el extremo oeste (ver figura 4). Se consideró este punto debido a que se encuentra en la zona más estable. Las alturas de las cotas se han expresado en metros sobre el nivel del mar, pero las diferencias se han expresado considerando

0 m al punto AH0. La foto de la Figura 4, tomada en noviembre del 2006, ilustra este proceso de termoerosión, subsidencia y anegamiento final.

La figura 5 muestra el plano topográfico 2D y la ubicación de los puntos de control en la que se observa que la plataforma del helipuerto está ubicada en una superficie plana artificial o terraplén que consiste de dos partes: un terraplén sensu stricto y una cavidad horizontal en la pendiente de la morena al pie de la cantera de extracción de áridos para la construcción del mencionado terraplén. El desarrollo de este proceso dificulta la utilización de la pista aterrizaje del helicóptero dejándola inoperable.

El uso de métodos geoelectricos ha permitido la evaluación de las características del permafrost y del acuífero libre, el mapa topográfico en detalle y la ubicación de los sondeos eléctricos 1D y 2D como pueden observarse en la figura 5.

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN GEOELÉCTRICA

Los procesos de termoerosión y subsidencia que se han desarrollado en el helipuerto de la Base Esperanza involucra las áreas señaladas en el diagrama 3D de la figura 6, el área de erosión del margen norte de la morena lindante donde se observan grietas semilunares y material removilizado en dirección de la pendiente. El SEV-X se realizó en la zona de cabecera del desgarr con intención de determinar el espesor de la capa activa y el contenido de hielo del permafrost en condiciones naturales de descongelamiento estacional. La Sección 1DD se realizó en la base de la geoforma de erosión sobre el área de subsidencia y anegamiento y permite reconocer con detalle el descongelamiento, porcentajes relativos de agua y hielo en la zona de la pista de helicópteros. A continuación se detalla la interpretación geofísica y geocriológica de la zona de estudio.

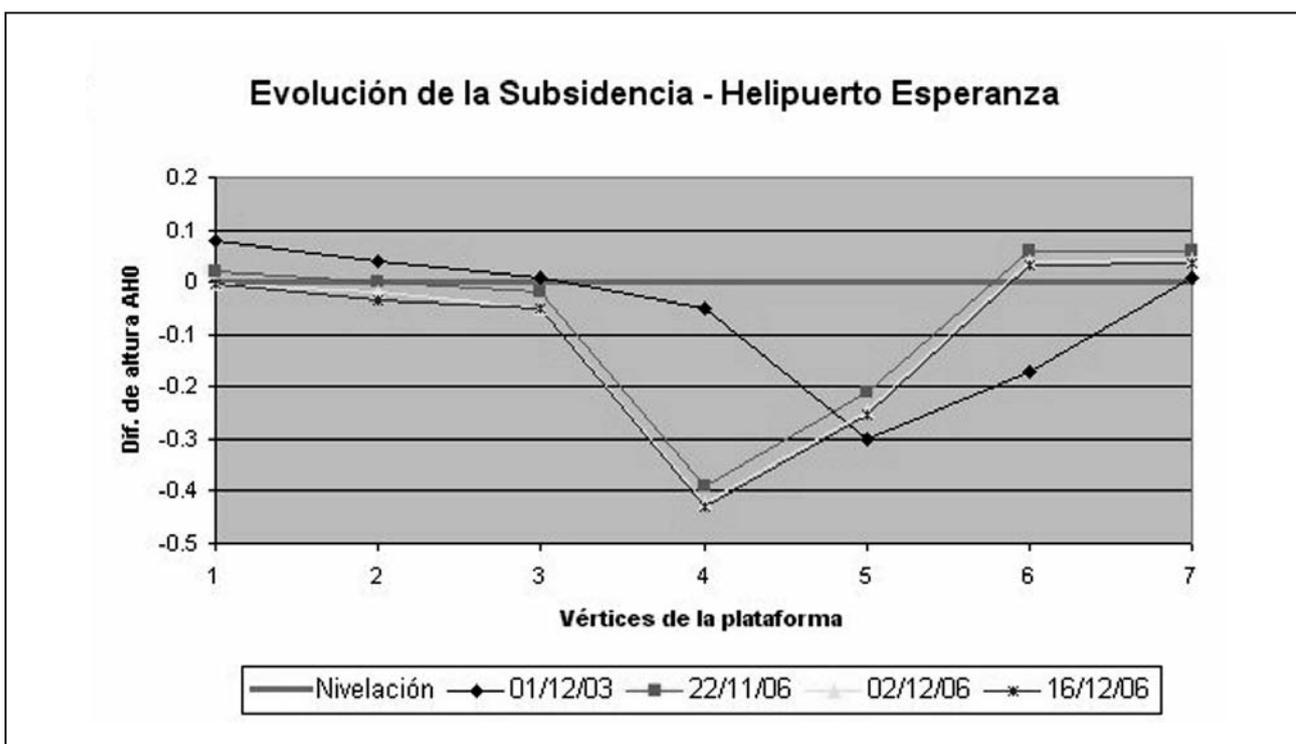


Figura 3. Evolución de la subsidencia en la plataforma (2003-06)



Figura 4. Topografía 2D, escorrentía y puntos de control del Helipuerto

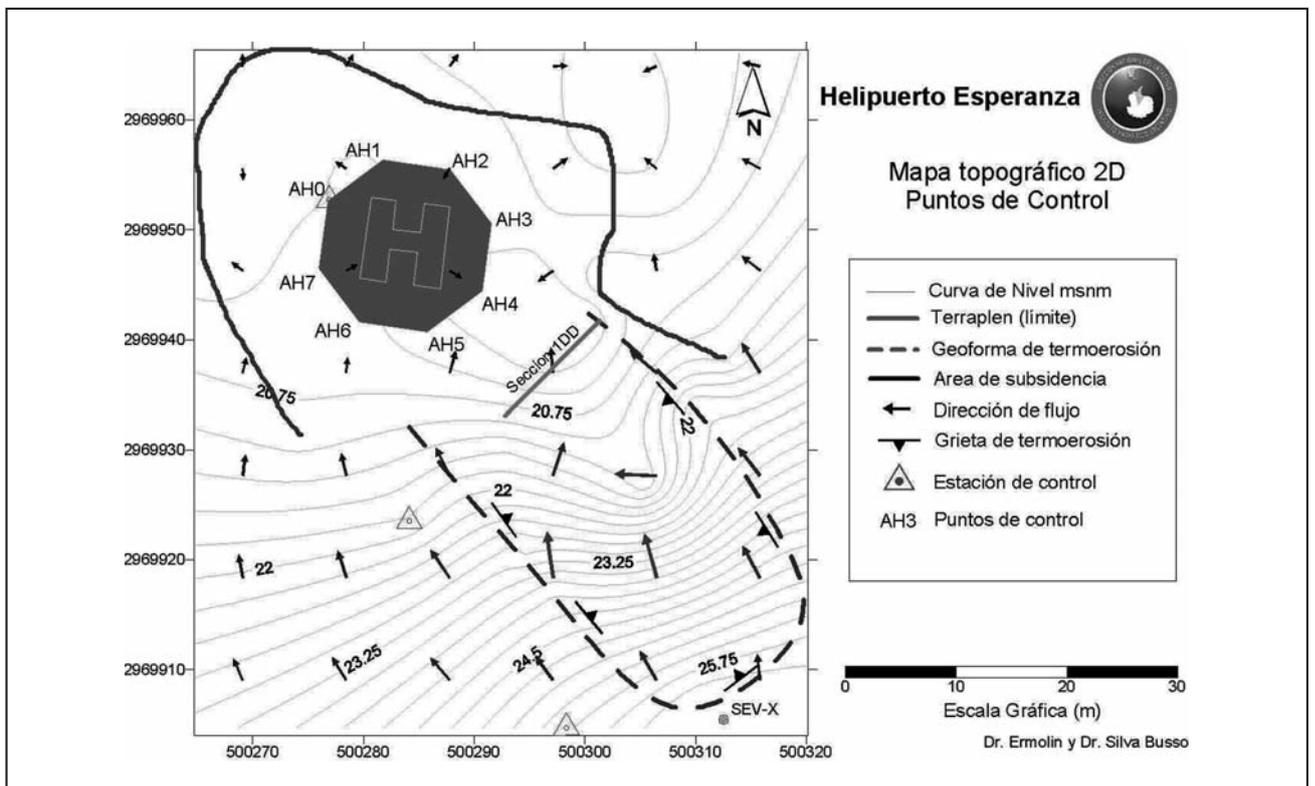


Figura 5. Helipuerto foto tomada el 22/11/06 desde estación de control AH0

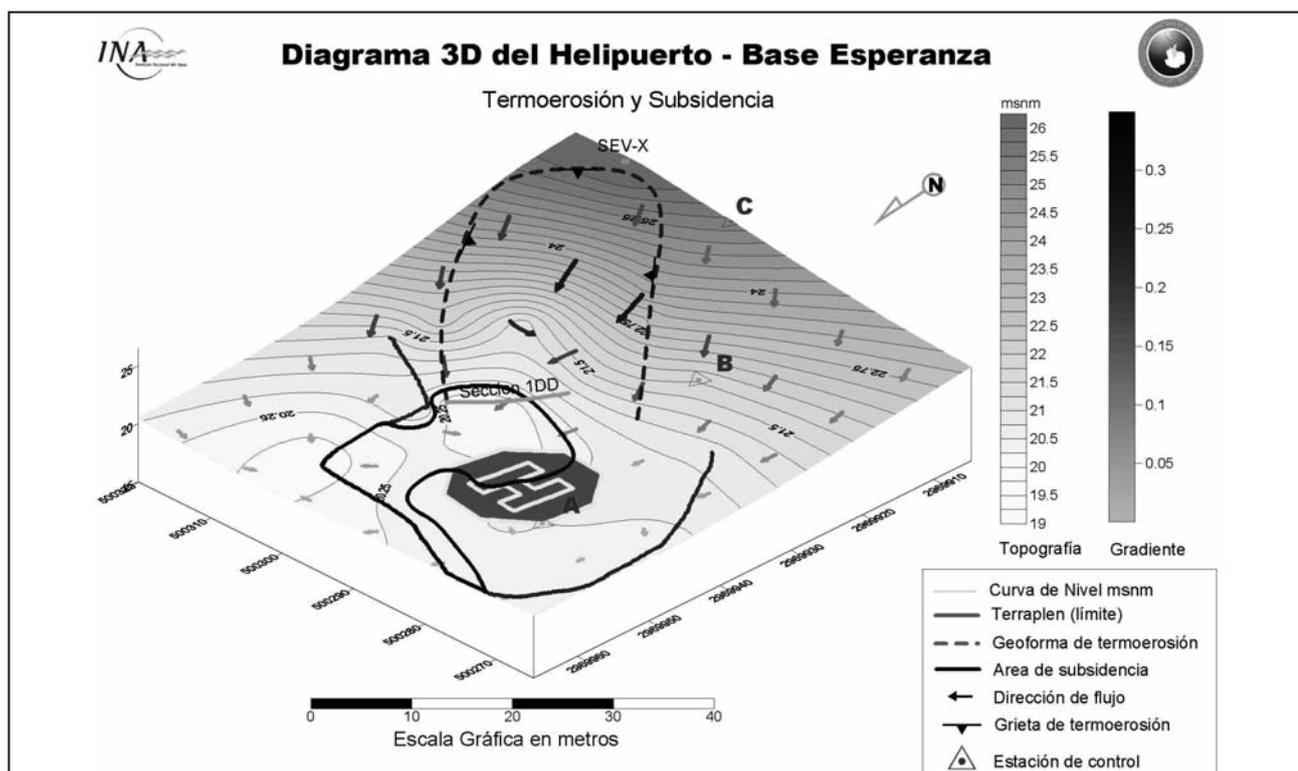


Figura 6. Topografía 3D del Helipuerto, líneas de flujo y sondeos 1D y 2D

Interpretación del Microsondeo

La ubicación de los SEV se realizó en las zonas más favorables conforme a la fisiografía del terreno, las características geológicas y la ubicación de la plataforma de aterrizaje de helicópteros. Los SEV profundos fueron realizados previamente los cuales alcanzaron para apoyar una primera aproximación de las características generales del permafrost, estratigrafía geológica y correlacionarlos arealmente entre sí. Los microsondeos tienen como propósito apoyar los estudios geotécnicos con más detalle en zonas o geoformas particulares. Se realizaron un total de 11 sondeos eléctricos verticales de 44 metros de AB/2 máximo con 13 puntos de proyección logarítmica, los mismos se realizaron en las áreas en que fue posible. El SEV-X es uno de ellos realizado con aplicaciones para microgeoelectrica con un AB/2 de 44 metros se realizó en el área del helipuerto con tendido Schlumberger en la parte superior del arco semilunar de erosión sobre la morena lindante a la plataforma del helipuerto (figura 6).

La curva de interpretación del SEV-X se presenta en la figura 7, donde se observan espesores, resistividades y profundidades. A partir de este SEV y considerando las interpretaciones previas de los restantes 27 como posible las siguientes características correlacionables, encontramos las siguientes unidades resistivas:

UNIDAD RESISTIVA I

Corresponde a niveles litológicos compuestos de gravas medias mal seleccionadas y limos intercalados. Constituyen un conjunto de depósitos moréncios que considerando la litología de esta unidad y los valores de resistividad permiten interpretar que la misma contendría a la capa activa y del techo de permafrost en el área de estudio con poco contenido de hielo.

En general, esta unidad resistiva está muy extendida en la zona de estudio y se observa en la cresta de las morenas en toda el área. Los valores resistivos entre 1070 - 3565,1 ohm.m indicarían la presencia y/o desarrollo de la capa activa o el desarrollo de zona saturada en el sustrato a poca profundidad. La capa activa puede permitir el desarrollo de aguas suprapermfrost o infiltración de aguas de escorrentía superficial a partir de la ablación. Como se observa en el SEV-X los valores de esta unidad resistiva posee un espesor de 2,08m esto puede relacionarse con el bajo contenido de hielo subterráneo en los estratos superiores del permafrost (permafrost seco) pudiendo desarrollar una capa activa de hasta 1,5 m.

UNIDAD RESISTIVA III

Correspondería a la respuesta resistiva de los niveles litológicos de gravas medias a gruesas mal seleccionadas con elevado contenido de hielo subterráneo intersticial, presencia de hielos enterrados de origen glaciar, hielos de infiltración o estos elementos combinados. Forma parte también de un conjunto de depósitos moréncios en el permafrost con valores de resistividad en el área de entre 10427 - 80287 ohm.m. El espesor en el SEV-X es del orden de 3,28 m. Su delgado espesor se debe al acunamiento hacia el flanco norte de la misma. Esta unidad es más potente en los otros SEV realizados en el área. Las variaciones de resistividad pueden indicar cambios en el contenido de hielo subterráneo intersticial por los sedimentos clásticos.

UNIDAD RESISTIVA V

Esta unidad correspondería a la respuesta resistiva de los niveles litológicos de gravas mal seleccionadas, litológicamente similar a la Unidad Resistiva I y II anterior, aunque en este

caso se acusa valores bajos de resistividad entre 30,01 - 184,74 ohm.m lo que indicaría presencia de niveles saturados de agua o las zonas del desarrollo de talik suprapermfrost o interpermafrost en el sector de descarga de las aguas de ablación durante el descongelamiento. Esta unidad posee un espesor difícil de determinar en la región debido a la variabilidad de condiciones en que se presenta.

Tabla 1 Condiciones geocriológicas a partir de las unidades resistivas.

Características	Unidad
Capa activa en sedimentos grueso con material fino intercalado y poco contenido de hielo	I
Gravas medias con elevado contenido de hielo intercalado	III
Gravas medias a finas con agua, formación de talik cerrado en techo del permafrost	V

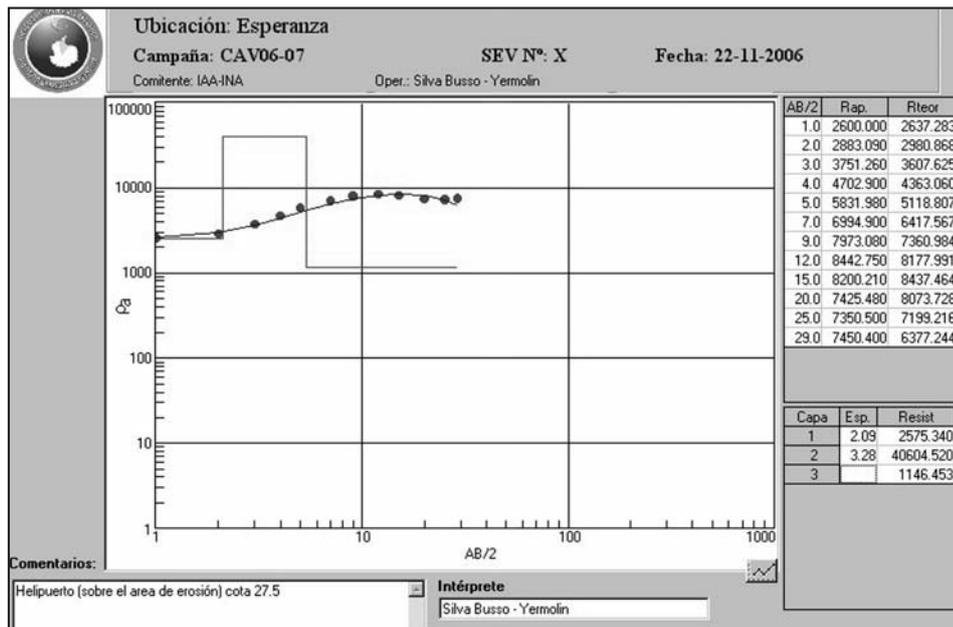


Figura 7. Diagrafia del SEV-X, arco semilunar de erosión en Helipuerto

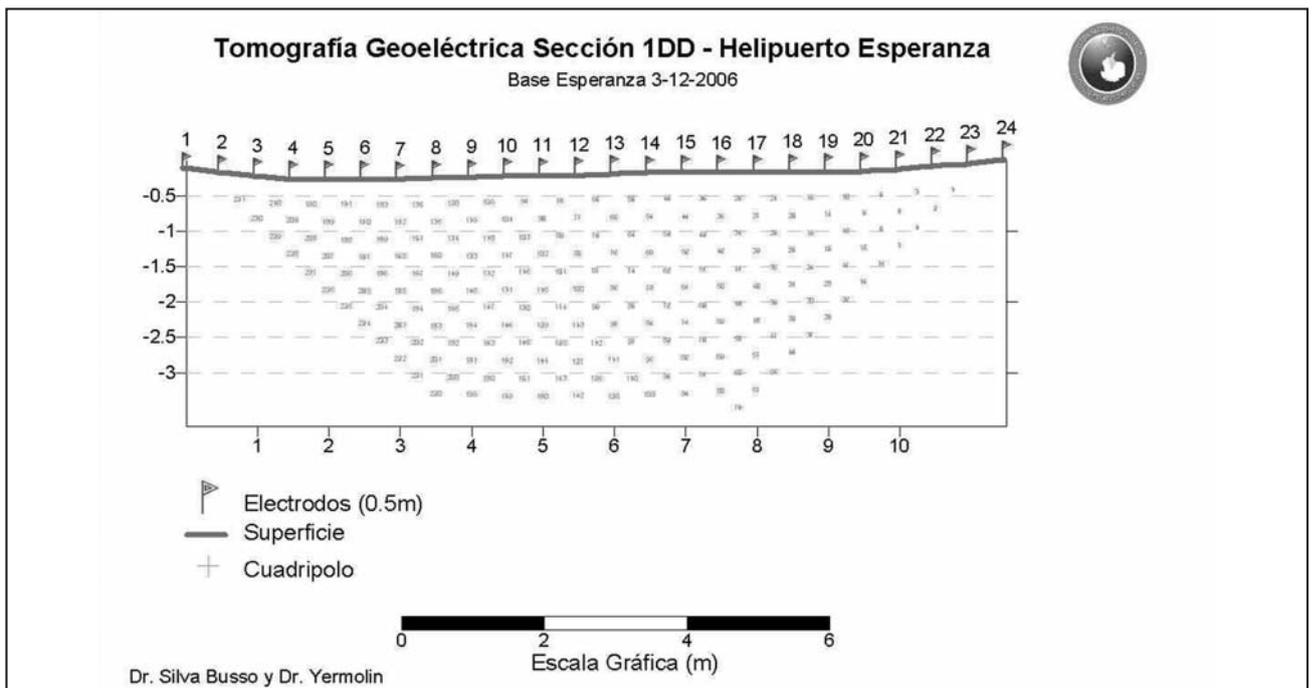


Figura 8. Ubicación de Electrodos y Cuadrípolos Sección 1DD

Interpretación de la tomografía geoelectrica

En el área del helipuerto se realizó un tendido dipolo-dipolo de 24 electrodos apto para la realización e interpretación de tomografía geoelectrica. La tomografía geoelectrica se realizó en detalle con intención de monitorear los procesos de termoerosión y subsidencia. Las curvas obtenidas fueron interpretadas sobre la base de la información de campo registrada a partir de los SEV mencionados. La figura 8 presenta la distribución de los electrodos y cuadrípolos en la Sección 1DD (como se ve en la figura 6) corregidos por topografía con el uso de nivel óptico, hasta una profundidad de 3,5 mbbp con una resolución aproximada de 0,25m.

La interpretación de la tomografía geoelectrica se ha realizado a partir de las resistividades aparentes que, de acuerdo con la interpretación regional de los SEV se han distinguido las siguientes pseudosecciones

- Entre 10-200 ohm.m: Correspondería a los niveles de capa activa más superficiales de menos de 0.25m de profundidad compuestos de gravas finas con material fino intercalado (limos) saturados de agua.
- Entre 200 - 400 ohm.m: Correspondería a los niveles de capa activa superficiales y someros de menos de 1m de profundidad compuestos de gravas media a finas saturados de agua.
- Entre 400 - 800 ohm.m: Correspondería a los niveles inferiores de capa activa con una profundidad límite de entre 2-3 m de profundidad compuestos de gravas media a finas con suelos congelados y aguas no congeladas.

- Más de 800 ohm.m: Correspondería a los niveles inferiores de capa activa y parte superior del permafrost con una profundidad límite de entre de 1- 3 m de espesor compuestos de gravas media a finas que contienen hielos intersticiales (cerca del 15-20%).

La interpretación y zonificación de las pseudosecciones se presentan en la figura 9.

ANÁLISIS DE LOS PROCESOS DE TERMOEROSIÓN Y SUBSIDENCIA

La estructura de la parte superior del permafrost desarrollado en la morena del helipuerto se caracteriza por la presencia de grandes macizos de hielos enterrados relacionados con los últimos estadios de glaciación cuaternaria. El contenido relativo de hielo en el asentamiento puede observarse sobre la barranca y es posible estimar su potencial colapso a partir del sucesivo descongelamiento de las capas superiores e inferiores del permafrost rico en hielo donde su susceptibilidad a la fusión será consecuente de la variabilidad de la litología involucrada. El proceso de termoerosión de zonas con permafrost rico en hielo subterráneo se debe fundamentalmente a tres causas:

- 1) Cambios climáticos que pueden tener asociados un aumento de la temperatura y por consecuencia del espesor de descongelamiento estacional.
- 2) Circulación de agua supraperafrost o superficial, ya sea por descongelamiento de la capa activa o incluso por aporte de fusión de manchones de nieve.
- 3) Resultado de alteración de la superficie natural del terreno por causas naturales o antrópicas.

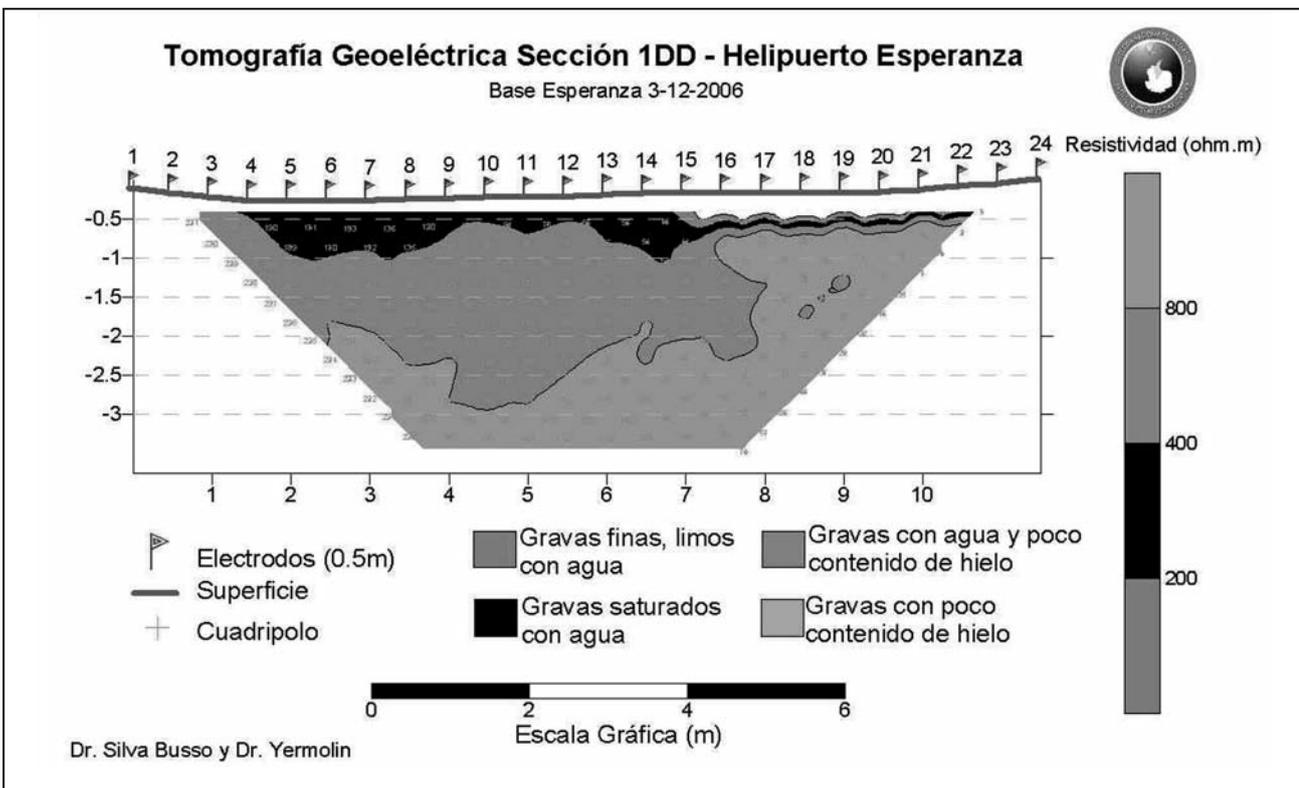


Figura 9. Pseudosecciones en la tomografía geoelectrica (1DD). Helipuerto

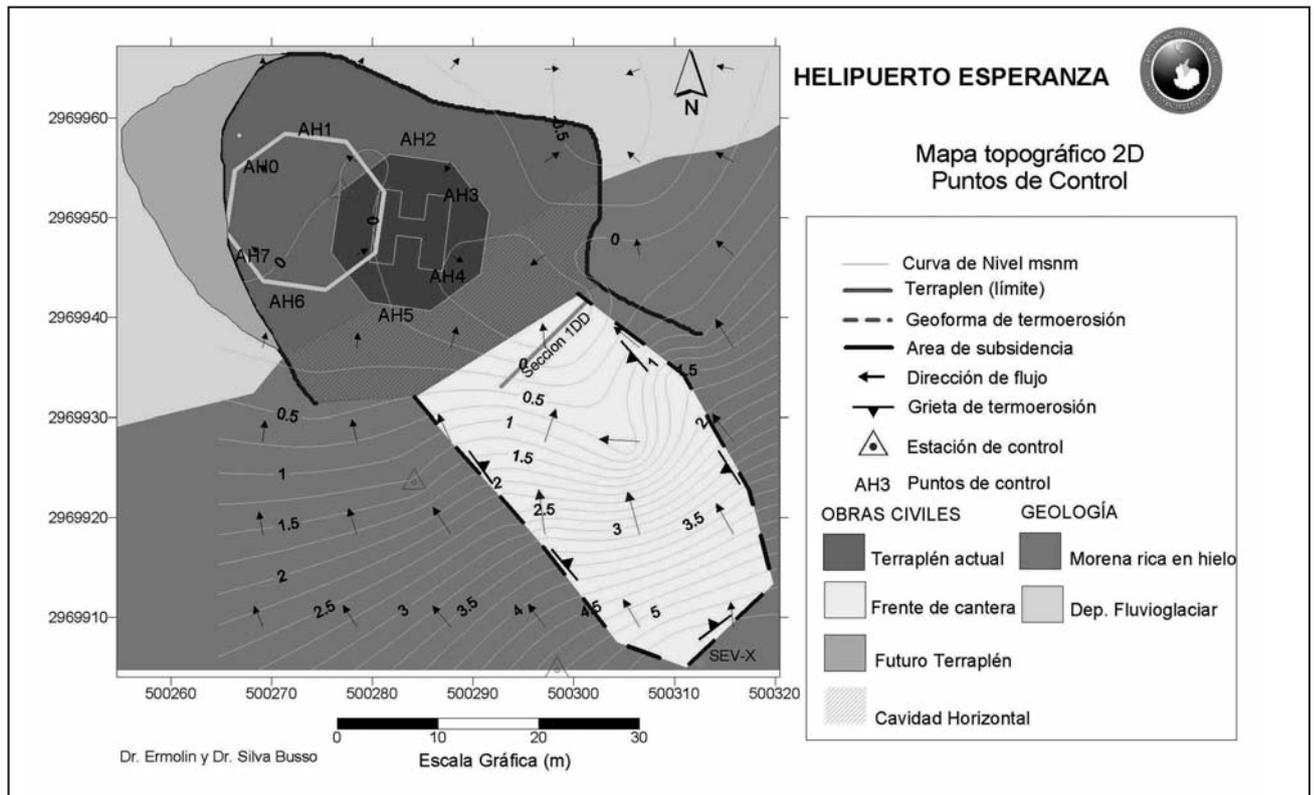


Figura 10. Soluciones previstas para la recuperación operativa del Helipuerto de la Base Esperanza

La plataforma del helipuerto está ubicada en una superficie plana artificial o terraplén que consiste en realidad en dos partes diferentes: un terraplén sensu stricto y una cavidad horizontal en la pendiente al pie de la morena. Para la construcción del terraplén se retiró material del mismo frente de la morena lo que finalmente constituye la cantera de extracción de áridos para construcción del mencionado terraplén (figura 10). Las causas evidentes de la degradación conforme a resultados del estudio son dos:

- 1) La ubicación de cavidad horizontal en la plataforma al pie de la morena (cantera), la cual forma parte del permafrost rico en hielo en este sector.
- 2) Formación flujo estables aguas de supraperafrost producidos por erosión y fusión de los hielos subterráneos a consecuencia de la exposición del material en la cantera.

La exposición de laderas con elevado contenido de hielo dispara este proceso de descongelamiento y circulación de aguas subterráneas acelerando el retroceso de la barranca. Este proceso, de compleja mitigación, afecta cada año la superficie de la pista, cercana al pie de la morena, provocando un fenómeno de subsidencia local por descongelamiento que finalmente desnivela la misma hasta hacerla inoperativa. La saturación del hielo subterráneo de los depósitos, la influencia del flujo de las aguas superficiales y supraperafrost en la zona de pie de la morena, la formación y generación de un área del talik cerrado son las características geocriogénicas que determinan la sensibilidad del proceso en el helipuerto.

Teniendo en cuenta la tasa de subsidencia observada (ver figura 3) y considerando, actualmente, un promedio de 5 cm por mes se puede evaluar la magnitud de los procesos de ter-

moerosión y subsidencia durante siguientes años. El espesor de los depósitos ricos en hielo es de 3,5 - 4,0 m con un contenido total de hielos subterráneos de 40-45%. De esta forma la magnitud potencial del proceso de subsidencia en el sector del terraplén del helipuerto podría lograr un desarrollo de no menos 1,5 m durante tres años.

La figura 10 muestra un mapa del helipuerto de la Base Esperanza incluyendo una propuesta de reparación de plataforma del helipuerto. La propuesta es la extracción de áridos de zonas adecuadas (lo que requerirá de un estudio específico) extender el terraplén hacia el NO y desplazar la plataforma como se indica la figura 10, evitando la zona de influencia de subsidencia por termoerosión.

CONCLUSIONES

Los procesos de termoerosión, en parte consecuentes de cambios climáticos durante el verano, se ve agravada por la circulación de aguas subterránea al pie de la morena debido a la modificación de la superficie natural por la extracción de áridos empleados en obras de relleno del helipuerto. El análisis de los datos de este estudio permite aportar algunas recomendaciones para la construcción del terraplén nuevo y prevenir los procesos negativos de termoerosión y subsidencia, los mismos pueden detallarse según:

- Mudar el lugar de construcción de la nueva plataforma de helipuerto a no menos de 10 m y siendo recomendable entre 12-15 m en dirección oeste (280°) para lograr ubicarla fuera del sector de la subsidencia (figura 10).

- Ampliar el terraplén existente para poder desplazar la nueva plataforma (ver figura 10) de acuerdo a como se propone en el párrafo anterior.
- Rellenar con áridos el fondo de la cantera y sector de rebajamiento; el volumen de los áridos necesarios es de aproximadamente 300 m³.
- No modificar ni remover los suelos alrededor de la zona de la construcción. El permafrost rico en hielo de esta zona es muy sensible y cualquier alteración de la superficie natural puede ocasionar la fusión de hielos subterráneos y el proceso del termokarst y termoerosión.
- A priori, los áridos necesarios para terraplén (un volumen de áridos de aproximadamente 500 m³). pueden ser prospectados y potencialmente extraídos de las terrazas fluvioglaciales y de la zona de playa.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

CAMACHO, H.Y FABRE J., 1957

Observaciones geológicas y petrográficas en Bahía Esperanza, Puerto Paraíso e islas Shetland del Sur y Melchior.
Publicación del Instituto Antártico Argentino N° 4: 3-21, Buenos Aires.

ERMOLIN E. Y SILVA BUSSO A., 2006

Mapa y caracterización geocriológica del área de la Base Esperanza, Península Antártica
Tercer Congreso de la Ciencia Cartográfica y X Semana Nacional de la Cartografía, Ciudad Autónoma de Buenos Aires, 26 -29 de Junio del 2006.

FAZZITO S. Y., 2004

Método de procesamiento de datos para determinar la resistividad dieléctrica del subsuelo
Dep. Cs. Físicas, Facultad de Ciencias Exactas y Naturales, Universidad de Buenos Aires. Trabajo final de Licenciatura (Inédito).

MONTES M., MARTÍN SERRANO A. Y DEL VALLE R., 2004

Mapa Geológico de la Base Esperanza y el Monte Flora.
Departamento de Ciencias de la Tierra, Instituto Antártico Argentino, DNA. (Inédito).

ORELLANA, E., 1982.

Prospección Geoeléctrica en Corriente Continua.
Editorial Panarinfo, Madrid, España. 125 pp.

SILVA BUSSO A. Y ERMOLIN E., 2007

Métodos Geofísicos en Investigaciones Geotécnicas en el Permafrost Antártico.
IV Simposio Argentino y III Latinoamericano sobre Investigaciones Antárticas. Ciudad Autónoma de Buenos Aires 10-14 de Septiembre.



Control de filtraciones en suelos limo-arenosos compactados

Zeballos, M. E.¹ ✉ - Rocca, R. J.² - Adami, Agustín³

Recibido: 01 de octubre de 2009 • Aceptado: 18 de octubre de 2010

Resumen

La presencia de suelos con importante sensibilidad a la acción de agua constituye un aspecto de especial trascendencia en el desarrollo de diversas obras geotécnicas. En el campo de los suelos sensibles al agua, se ha desarrollado en las últimas décadas un importante avance a nivel de la interpretación geotécnica de los fenómenos asociados. Algunas líneas de investigación se han concentrado en la caracterización de comportamientos tenso-deformacional, mientras que otras han procurado la valoración de las filtraciones a través de suelos no saturados.

Una amplia superficie de la República Argentina se encuentra afectada por suelos con alta sensibilidad a la acción del agua. En gran parte de la llanura pampeana, así como en piedemontes de distintas regiones del país, la presencia de limos arenosos, correspondientes a la formación loésica son dominantes. En estado natural estos suelos son autocolapsables o potencialmente colapsables ante las modificaciones en los contenidos de humedad. Sin embargo, son empleados en forma extendida en diversos tipos de construcciones, tanto viales como hidráulicas. Se plantea, en consecuencia, la necesidad de valorar la estabilidad lograda a través de la propia compactación, o en función de la vinculación con filtros adecuadamente diseñados.

Se presentan resultados obtenidos con el desarrollo de filtraciones aplicadas sobre suelo limos arenosos, compactados con distintos niveles de energía y bajo diferentes gradientes hidráulicos. Al mismo tiempo, los ensayos han evaluado la respuesta de diversas granulometrías de filtros, a fin de analizar la capacidad en la protección del suelo.

Palabras clave: *Limos, filtros, sufusión.*

Abstract

The presence of soils with high sensitivity to water is a particularly important aspect in geotechnical projects. Among the soils affected by water, it has been recently developed significant progress on geotechnical interpretation of the phenomena associated. Some lines of research have focused on the characterization of strain-stress behaviours, while others have sought the assessment of seepage through unsaturated soils.

A large area of Argentina is affected by soils with high sensitivity to water. In much of the Pampas and piedmonts of different regions of the country, the presence of sandy loam, corresponding to the loessic formation is dominant. In their natural state, these soils are potentially collapsible or self-subsiding due to changes in moisture content. However, they are used in extended form in various types of projects, both road and hydraulic works. Therefore, there is a need to assess the stability achieved through compaction itself or on the basis for properly designed filters.

It is addressed the results obtained with seepage applied on sandy loam soil, compacted with different energy levels and under different hydraulic gradients. At the same time, it has been evaluated the response of various grain sizes of filters to analyze the capacity of soil protection.

Keywords: *silt, filters, suffusion.*

¹ Universidad Nacional de Córdoba
✉ mzeballo@efn.uncor.edu

² Universidad Nacional de Córdoba

³ Universidad Nacional de Córdoba

INTRODUCCION

La presencia de suelos con importante sensibilidad a la acción de agua constituye un aspecto de especial trascendencia en el desarrollo de diversas obras geotécnicas. Al respecto, cabe destacar que, los problemas de modificación de condiciones de estabilidad de suelo, generalmente asociados con procesos de asentamiento superficial de terrenos o expansiones suelen causar, a nivel mundial, perjuicios económicos de mayor magnitud que los daños ocasionados por fenómenos ambientales producidos en forma casi instantánea, como son el caso de terremotos o inundaciones.

En el campo de los suelos sensibles al agua, se ha desarrollado en las últimas décadas un importante avance a nivel de la interpretación geotécnica de los fenómenos asociados. En este sentido, algunas líneas de investigación se han concentrado en la caracterización de comportamientos tenso-deformacional, evaluando los fenómenos de estabilidad de los suelos. Otra línea de investigación se ha concentrado en el tratamiento de aspectos relacionados con la valoración de las condiciones de filtración a través de los denominados suelos no saturados, o parcialmente saturados. En ambos casos, los efectos físicos considerados incluyen a la succión como una nueva variable de intervención en el tratamiento del problema.

Los problemas asociados con suelos sensibles a la acción del agua resultan de alta trascendencia a nivel del desarrollo económico mundial. En tal sentido, *Fredlund (2006)* presenta algunas consideraciones respecto de situaciones en las cuales estos fenómenos gobiernan los comportamientos.

Una amplia superficie de la República Argentina se encuentra afectada por suelos con alta sensibilidad a la acción del agua. En gran parte de la llanura pampeana, así como en pedemontes de distintas regiones del país, la presencia de los suelos limo arenosos, correspondientes a formaciones de tipo loésicas constituyen un aspecto dominante. Si bien en condiciones naturales estos suelos muestran comportamientos autocolapsables o potencialmente colapsables, debido a su inestabilidad estructural, son materiales empleados en forma extendida en diversos tipos de construcciones, especialmente de carácter vial o hidráulica. Surge la necesidad de valorar, para estos últimos casos la "estabilidad" del material empleado en sus distintos usos. Se presentan con frecuencia que afectan las construcciones realizadas con estos suelos (asentamientos o deformaciones, figuraciones o fallas) muchos de los cuales pueden relacionarse con la respuesta del medio poroso frente al control de filtraciones, o al desarrollo de inestabilidades hidráulicas.

En la línea de evaluación de este comportamiento, el grupo de investigación al que pertenecen los autores de esta publicación ha realizado diversos avances *Rocca (1985)*, *Terzariol et al (2003)*, *Zeballos et al (2005)*, *Zeballos et al (2008)* y *Aiasa et al (2008)*.

La investigación que se presenta a continuación se ha formulado para la evaluación de respuesta de los limos loésicos compactados frente a los procesos de filtración de agua en su estructura. En particular, interesa la identificación del grado de influencia que genera la presencia del agua sobre estos suelos en estructuras del tipo de terraplenes viales y de obras de contención de agua. Los objetivos específicos propuestos en esta línea de investigación, se concentran en dos elementos básicos:

- Caracterización del comportamiento hidráulico de los limos loésicos en condiciones variadas de compactación y estabilización. Implica la definición de dos as-

pectos de especial interés. Por una parte, los relacionados con la identificación de los parámetros de aplicación en modelos de filtración. Por otra, la valoración de la estabilidad del material compactado frente a la acción de frentes de infiltración, valorando su potencial de "sufusión" o erosión interna.

- Establecimiento de recomendaciones de uso en las aplicaciones de construcción. La síntesis de la investigación propuesta implica la definición de recomendaciones de uso a nivel de la industria de la construcción. En tal sentido, se pueden esperar definiciones respecto de las condiciones mínimas de estabilización requeridas para diversos usos.

El control de los procesos de filtración en medios porosos constituye un aspecto analizado por diversos autores a nivel internacional. En este sentido, las leyes de comportamiento de filtros de *Sherard (1986)*, son una de las expresiones más acabadas de los requerimientos de diseño para estos elementos. Sin embargo, en el caso de suelos finos, como los limos-arenosos de la zona central Argentina, estas leyes deben ser verificadas, y revisadas respecto de su aplicabilidad.

Desde el punto de vista experimental el comportamiento de un filtro actuando como elemento de protección de un suelo limo-arenoso compactado puede ser evaluado a través de distintos procedimientos de ensayo. En este sentido, se ha utilizado una técnica de reconocimiento del comportamiento a través del análisis de las condiciones de filtración que se producen en sistemas de columnas de suelo base-filtro, sometidas a condiciones variables de gradientes hidráulicos, y para distintos conformaciones de material de filtro. Igualmente, las pruebas realizadas han considerado diversos aspectos de capacidad del suelo base.

Se muestran los aspectos básicos de la conformación de la columna de filtración de grandes dimensiones, diseñada para posibilitar la observación del comportamiento conjunto del suelo a proteger, su correspondiente filtro y el material que se emplea como dren del sistema.

Se presentan los resultados obtenidos con el desarrollo de filtraciones aplicadas sobre suelos limo-arenosos, compactados con distintos niveles de energía y bajo diferentes gradientes hidráulicos. Los ensayos han valorado la respuesta de diversas conformaciones granulométricas de filtros, a fin de analizar la capacidad de los mismos en el control de los flujos a través del suelo a proteger. Los resultados obtenidos constituyen los elementos componentes de la fase inicial de investigación de comportamiento, a fin de posibilitar la formalización del protocolo de ensayo, así como establecer las recomendaciones pertinentes para la conformación de los sistemas de protección hidráulica para estructuras conformadas por limos compactados.

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

En el tratamiento de los conceptos de utilidad de los sistemas de filtro se concluye en la necesidad de su desarrollo bajo una doble función:

- Prevenir la erosión del suelo que protegen, generalmente denominado suelo base;
- Permitir el desagüe de agua infiltrada.

Estos conceptos han evolucionado a partir de premisas básicas resumidas por *Terzaghi (1926)*, entre otros.

Fell et al (2005) resumen las condiciones estructurales de aplicación a los filtros: a) no segregarse durante el procesamiento, manipulación, colocación, distribución o compactación; b) tener estabilidad granulométrica tanto inicial, como durante la vida útil del elemento; c) no tener ninguna cohesión aparente o real, o capacidad de cementación, a fin de evitar la tendencia a la generación de fisuras; d) ser internamente estable, evitando la migración interna de partículas; e) tener suficiente permeabilidad evitando la obturación que implique un incremento de las presiones hidrostáticas en el acceso al filtro; f) ser auto-filtrante, es decir tener la habilidad de controlar y sellar la erosión que se pueda haber iniciado por una concentración de fugas, erosión regresiva, o sufusión (inestabilidad interna) en el suelo de base.

Estos autores, clasifican los filtros en función de la disposición de los mismos dentro de la estructura, y de la forma en que incide el flujo en el mismo. Según estos factores pueden ser clasificados como críticos (ubicados en sectores de especial incidencia en la estabilidad de la estructura y con flujos normales al filtro) o no críticos. En este sentido, el *ICOLD (1986)* hace referencia a distintas exigencias para los filtros en función de su emplazamiento en una presa.

Las principales especificaciones en relación con estos materiales se establecen a través de la definición de condiciones granulométricas. Así, mientras los tamaños máximos, se vinculan especialmente, con la intención de evitar el proceso erosivo, la forma de distribución del tamaño de las partículas, tiene especial relación con el control de las filtraciones. La simbología generalmente empleada en la caracterización de los problemas de diseño y comportamiento de filtros, considera las siguientes denominaciones: $D_{\alpha f}$ tamaño de la partícula correspondiente al $\alpha\%$ pasante del filtro; $D_{\beta B}$, tamaño de la partícula del material base para el cual el $\beta\%$ es menor; %finos, considerado como el pasante del tamiz 200 (0,075 mm). A los fines de la evaluación de los tamaños de partículas en los filtros el *USBR (1977 y 1987)*, *USDA-SCS (1994)*, *Sherard y Dunningan (1989)* y otros métodos emplean una granulometría equivalente, ajustando la inicial según el material pasante del tamiz #4 (4.75 mm).

El tamaño de los vacíos en el filtro es controlado por la distribución de partículas más finas del filtro y, normalmente, este concepto se vincula con el D_{15f} . *Sherard et al. (1984a)* han mostrado que, para suelos friccionales, el tamaño de los vacíos entre las partículas del suelo, conocido como el tamaño de apertura, responde a una expresión del tipo $OE = D_{15f}/9$. Esta afirmación ha sido confirmada por *Foster (1999)*.

Un concepto complementario, que resulta inherente al adecuado diseño de los filtros, es que el suelo base tenga un comportamiento "auto-filtrante". Así un suelo base, con granulometría tendida debe permitir que las partículas más gruesas sean contenidas por el filtro, evitando el progreso de la erosión. A su vez la erosión de las partículas de tamaño medio en el suelo base, es controlada por las de mayor tamaño del mismo suelo, y así sucesivamente.

En la mayoría de los métodos de diseño de filtros, el tamaño de las partículas del suelo base es caracterizado a través del D_{85B} , a pesar de que algunos utilizan el D_{95B} y el D_{50B} . Para los métodos *USBR (1977, 1987)*, *Sherard y Dunningan (1989)*, *USDA-SCS (1994)*, *Fell et al (2005)*, el D_{85B} para gravas, debe basarse en la granulometría modificada, según las correcciones por tamaño máximo antes indicada.

Para la evaluación del comportamiento de los materiales propuestos como filtro, y su relación con el suelo base se han propuesto distintos equipos de medición. La mayor parte de estos ensayos se basan en colocar al suelo base en contacto con el filtro, produciendo la filtración a través de la muestra, bajo la aplicación de presión. Como equipos convencionales de medición están el presentado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, mostrado por *Sherard et al. (1984 a y b)* y en *Sherard y Dunningan (1985)*. *Sherard et al. (1984 a y b)* realizó ensayos con el suelo base bajo condiciones de lechadas (slurry) y con ranuras (spot). Estos estudios fueron dirigidos ha encontrar la composición de un filtro que no permitirá la erosión (o al menos evite que se produzcan grandes pérdidas de material). Los equipos son conocidos como sistemas de no erosión (NET, No Erosion Test). Algunas variantes de estos equipos han sido presentados por *Bakker et al (1990)*, según ensayos realizados en el Delft Hydraulic Laboratory (Holanda).

En relación con los criterios que definen las características de los filtros respecto del suelo base, *Terzaghi (1926)* propuso dos relaciones fundamentales: a) $D_{15f}/D_{85B} \leq 4$ para controlar la erosión, y b) $D_{15f}/D_{15B} \geq 4$ para asegurarse que el filtro sea lo suficiente permeable. Estas relaciones fueron evaluadas por *Bertram (1940)*, quien efectuó numerosas investigaciones, bajo la dirección de Terzaghi y Casagrande, así como por el *USBR (1955)* y el *USCE (1941)*. Así, el método del USBR ha sido ampliamente empleado en el diseño de filtros en una gran cantidad de presas. Estos estudios han derivado en las recomendaciones del *USBR (1977)*, planteando una diferenciación de los suelos base en cuatro grupos, a partir de la cual es posible identificar los parámetros de diseño del filtro.

El Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos llevó a cabo estudios de laboratorio para verificar los criterios de filtración (*Sherard et al., 1984a, 1984b y Sherard y Dunningan, 1985*). Si bien estos estudios analizaron el comportamiento de una gran variedad de suelos, según *Foster (1999)* y *Foster y Fell (1999)*, no se ha revisado en forma detallada el comportamiento de suelos dispersivos. El método *Sherard y Dunningan* constituye la base de la metodología adoptada en distintas fuentes (*USBR, 1987; USDA-SCS, 1994*, entre otros).

Otros autores han propuesto variantes de las metodologías de diseño. *Kenney y Lau (1985)*, han realizado sus investigaciones en la Universidad de Toronto, analizando el comportamiento de materiales cohesivos y no cohesivos. Los estudios de *Vaughan y Soares (1982)* concluyeron que, en función de la falla parcial de la Presa Balderhead, en el norte de Inglaterra, en algunos suelos base, el auto-filtrado no se producía, siendo necesario diseñar filtros para prevenir el movimiento de flóculos de arcilla hacia el filtro. *Lauffler et al. (1989, 1993)* postulan el empleo de los conceptos de tamaño de apertura del filtro, OE, y del tamaño de partícula "indicativa" o de "auto-filtro", d_{SF} , del suelo base. La inclusión de estas variables tiene ventajas en el tratamiento de filtros de arena-grava convencionales, y en el caso de empleo de geotextiles.

Existen numerosos casos de presas construidas con limos y arcillas de origen eólico. El caso más notable es la presa de Nurek en Tajikistan, que es la más alta del mundo.

Un caso muy discutido es el de Teton Dam, en Idaho, U.S.A. que falló en 1976 en el primer llenado, por erosión interna. A lo largo de los años se han realizado numerosos trabajos forenses. En uno de ellos, se planteó como causa el tipo de materiales usados en el núcleo. *Smalley I.J. and Dijkstra T.A. (1991)* postularon que los loess no deberían ser usados en nú-

cleos de presas, ya que no tienen la mineralogía y propiedades requeridas para esa aplicación. Aún compactándolos, muestran condiciones estructurales que los poseen en riesgo de erosión. Estos autores son geólogos especializados en loess. En réplica a esta afirmación *Perry E.B. (1991)* del US Corps of Eng afirmó que el carácter de altamente erosivo de los loess es bien conocido. La prevención de la tubificación de un núcleo fracturado de loess requiere un apropiado material de filtros agua abajo. Muchas presas, por ejemplo, la presa de Ririe Dam, construida a 35 km de Teton Dam, han sido construidas con núcleos de loess y diseño de filtros apropiados. Por lo tanto, el limo loésico puede considerarse que existe evidencia que muestra que los limos loésicos son material aceptable para formar parte del cuerpo de presas, cuando se les provee de filtros apropiados.

En Argentina se han empleado limos loessoides en varias presas. La más importante es la de Río Hondo, construida en a principios de 1960, cuando no se había planteado el problema de la dispersión en suelos (*Riva et al 1961*). El material utilizado es un limo con contenido de arcilla de entre un 15 y 20%, y con Índice de Plasticidad de 6 (*Moretto et al, 1963*). En auditorías realizadas recientemente se analizan los resultados obtenidos con los sistemas de auscultación, contrastándolos con la modelación numérica del escurrimiento. En sus conclusiones, estos estudios destacan el buen funcionamiento hidráulico de la obra (*Buraschi et al, 1999*).

Analizando las investigaciones de distintos autores, *Foster (1999)* y *Foster y Fell (1999)* llevaron a cabo ensayos de tipo no erosivos, usando equipo similares a los empleados por *Sherard et al. (1984a, b)*. Al mismo tiempo, revisaron los resultados de las pruebas del USSCS. Estos autores concluyen en la formulación de los criterios de diseño presentados en la Tabla 1.

Estos criterios han sido resumidos en el US Soil Conservations Service, *USDA-SCS (1994)*.

Los criterios antes indicados han sido complementados bajo la inclusión de los conceptos de sufusión. Se entiende como tal, a la inestabilidad interna generada en suelos base del tamaño de limos (con contenidos de arcilla inferiores al 12%) que no puede ser considerada como fenómenos de dispersión, por comprender, en su origen, un proceso de migración de partículas sin desarrollo de alteraciones químicas de sales, como si

ocurre en la dispersión. En este sentido, *Schuler (1993)* considera que los suelos con granulometría discontinua pueden mostrar esta tendencia, bajo ciertas condiciones de relaciones de tamaño.

La capacidad de sufusión de varios suelos, ha sido analizada por *Burenkova (1993)*, quien ha valorado la composición granulométrica típica de suelos que evidenciaron en forma experimental la sufusión. Como conclusión de sus estudios ha conformado un ábaco de reconocimiento, indicado en la Figura 1.

Junto con este conjunto de criterios es necesario tener en cuenta que el adecuado comportamiento del filtro, en relación con el material de base que debe controlar, permite la identificación de diversos grados de respuesta. Sobre la base del uso de equipos de filtros de erosión continua (CEF), *Foster* y colaboradores (*Foster, 1999; Foster y Fell, 1999; 2001*), desarrollan los conceptos de:

- Falta de erosión (no erosión). El filtro de comporta estable sin evidenciar procesos de erosión en el material de base.
- Erosión mínima (alguna erosión). El filtro se estabiliza luego de una pequeña erosión del material de base.
- Erosión excesiva. El filtro se estabiliza, pero luego de que el material de base sufre un proceso importante de erosión.
- Erosión continua. El filtro es demasiado grueso como para contener el material de base que se erosiona, sin permitir la estabilización del propio filtro.

Se considera que el filtro tiene un comportamiento estable cuando se dan las siguientes condiciones en forma conjunta:

- Las máximas presiones aplicadas por encima de la muestra de suelo base, se pueden mantener en forma constante.
- El agua pasa a través de la muestra en forma de agua clara.
- El flujo pasante a través del filtro tiende a decrecer sensiblemente a partir de un valor inicial, y tiende a un valor relativamente constante.

Tabla 1. Resumen de resultados del análisis estadísticos de ensayos de filtro de no erosión, y proposición de criterios. (Fuente: Foster, 1999; Foster y Fell, 1999, 2001).

Suelo Base	1	2A	3	4A
Contenido finos (a)	≥85%	35-85%	<15%	15-35%
Criterio Sherard y Dunningan (89)	$D_{15f} \leq 9D_{85B}$	$D_{15f} \leq 0,7 \text{ mm}$	$D_{15f} \leq 4 D_{85B}$	$D_{15f} = \frac{40 - \% \# 200}{40 - 15} \cdot (4D_{85B} - 0,70) + 0,70$
Rango de D_{15f} para que no erosione	6,4 a $13,5D_{85B}$	0,7 a 1,7 mm	6,8 a $10,0D_{85B}$	1,6 D_{15f} a 2,5 D_{15f} de criterio de diseño del Sherard y Dunningan
Criterio para que no erosione	$D_{15f} \leq 9D_{85B}$ (b)	$D_{15f} \leq 0,7 \text{ mm}$ (b)	$D_{15f} \leq 7 D_{85B}$	$D_{15f} \leq 1,6D_{15fd}$ $D_{15fd} = \frac{35 - \% \# 200}{35 - 15} \cdot (4D_{85B} - 0,70) + 0,70$

(a) La división entre los suelos 2 y 4 fue modificada desde el 40% de finos propuesto por Sherard y Dunningan al 35%, basándose en el análisis de los resultados de ensayos de filtro. Los grupos modificados han sido denominados 2A y 4A. El contenido de finos es el correspondiente pasante del tamiz de 0,074 mm después que el suelo ha ajustado su granulometría eliminando las partículas con dimensión superior a 4,75 mm.

(b) Para el caso de suelos altamente dispersivos (clasificados como D1 o D2 en el ensayo Pinhole o clases 1 o 2 de Emerson), se recomienda el uso de D_{15f} bajos, para reducir las erosiones. Para suelos del grupo 1, usar el límite inferior de los entornos experimentales, por ejemplo $D_{15f} \leq 6,4 D_{85B}$. Para el suelo 2A usar $D_{15f} \leq 0,5 \text{ mm}$.

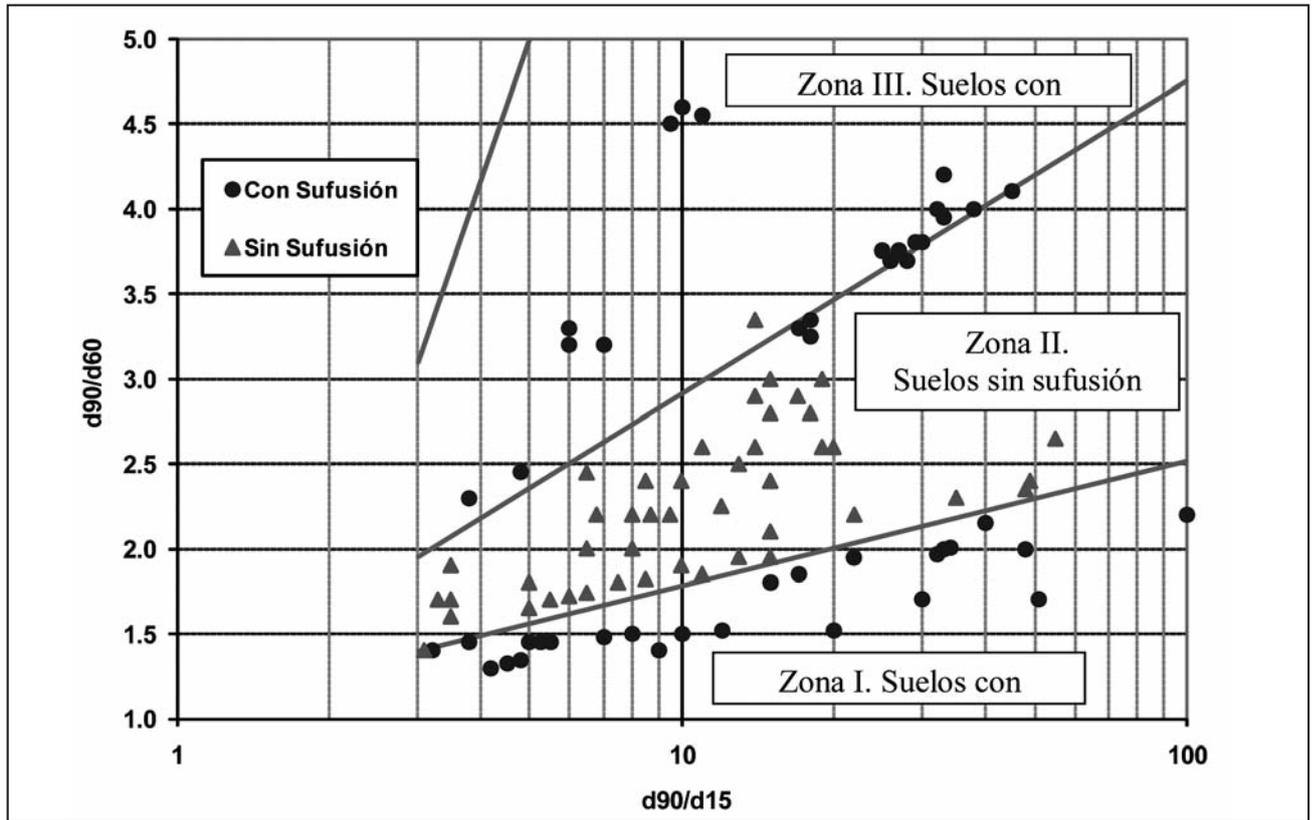


Figura 1. Caracterización de la potencialidad de sufusión de los suelos. (Fuente Burenkova, 1993)

Investigaciones recogidas por Foster y Fell (2001), muestra el rango de los valores D_{15f} estudiados, en relación con el contenido medio de limos y arenas finas a media (pasantes entre 0,075 mm y 1,18 mm) de los núcleos de presa que han evidenciado comportamientos malos y buenos en relación con el filtro. Las principales conclusiones que se obtiene son:

- Los filtros con un buen comportamiento, tiene un $D_{15f} \leq 0,5$ mm, y cuando se trata de suelos que corresponden al grupo 2 en el suelo de base (según la clasificación de Sherard y Dunningan), presentan un $D_{15f} = 0,7$ mm. Los componentes gruesos, son ligeramente más gruesos que estos valores (con D_{15f} superiores a 1,5 mm).

Los filtros con mal comportamiento presentan un $D_{15f} > 1,0$ mm y, generalmente, presentan D_{15f} , en concordancia con pérdidas mayores o iguales a 0,25 gr/cm². En la granulo-

metría del filtro, las partículas mayores se ubican muy cerca del límite grueso del entorno.

En función de estas experiencias, la Tabla 2 muestra los criterios seleccionados para la identificación de las tendencias a erosión excesiva y continua.

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO BASE

Los estudios realizados procuran valorar el comportamiento y la estabilidad de los suelos limo-arenosos correspondientes a las formaciones originalmente de tipo loésicas, compactados y controlados con materiales utilizados como filtros. En Argentina, se encuentran los depósitos loésicos más importantes del hemisferio sur y poseen espesores promedios de 30 metros. Estos sedimentos Cuaternarios ubicados en la Región Central de Argentina se agrupan bajo la denominación

Tabla 2. Criterios para la identificación de condiciones de erosión excesiva o continua. Foster 1999, Foster y Fell 2001.

Suelo Base	Criterio propuesto para ...	
	Erosión excesiva	Erosión continua
$D_{95B} < 0,3$ mm	$D_{15f} > 9 D_{95B}$	Para todos los suelos $D_{15f} > 9 D_{95B}$
$0,3 \text{ mm} < D_{95B} < 2$ mm		
$D_{95B} > 2$ mm y $\#200 < 15\%$		
$D_{95B} > 2$ mm y $15\% < \#200 < 35\%$	$D_{15f} > 2,5 D_{15fd}$ $D_{15fd} = \frac{35 - \% \#200}{35 - 15} \cdot (4D_{85B} - 0,70) + 0,70$	Para todos los suelos $D_{15f} > 9 D_{95B}$
$D_{95B} > 2$ mm y $\#200 > 35\%$	Promedio de $D_{15f} > D_{15fd}$ para el cual se obtiene una erosión de 0,25 gr/cm ² en el ensayo CEF o Límite grueso con $D_{15f} > D_{15fd}$ para el cual la erosión es inferior a 1,0 gr/cm ² en el ensayo CEF	

de formación pampeana y abarcan un área aproximada de 600.000 km², cubriendo gran parte de la provincia de Córdoba (Teruggi, 1957; Moll y Rocca, 1991). La designación de loess corresponde a suelos limosos arrastrados y depositados por acción del viento, caracterizados por una estructura abierta.

Teruggi (1957) presentó una explicación de las fuentes de loess en Argentina, y los mecanismos de transporte y deposición. A partir de un estudio sobre la composición mineralógica, determinó que ninguno de los principales minerales componentes son de origen local. Si bien existen indicadores que confirman que las Sierras de Córdoba han tenido algún efecto sobre la composición mineralógica de los depósitos de loess, éstos se encuentran formados principalmente por minerales de origen volcánicos, en especial, pertenecientes a rocas basáltica y andesita. Debido a esto, se concluyó que el área fuente de los depósitos se encuentra en la zona Oeste, Sur-Oeste de la Región Pampeana, correspondiente a la Patagonia y Cordillera. Debido a la inexistencia de corrientes importantes en la región, el material de las Pampas debió haber sido transportado por viento, considerando que los vientos más fuertes y frecuentes son del Oeste y Sur-Oeste. Las partículas transportadas por el viento fueron atrapadas por una capa de cobertura vegetal, lo cual se evidencia en celdas encontradas en todos los niveles de la Formación Pampeana. La deposición del loess se ha producido mediante sucesivos mantos loésicos o capas. Zárate (2003), consideró un escenario más complejo, que consiste en diferentes dominios de loess primario y secundario a lo largo de la región, y presentó las principales características del loess de finales de Pleistoceno-Holoceno de la región Sur y Norte de las Pampas. Estos son depósitos eólicos conformados por arena, loess arenoso, típico loess, loess arcilloso, dunas y mantos de arenas originarios principalmente del Norte de la Patagonia, Andes, Sierras Pampeanas, Cordillera de los Andes y transportados por vientos del Oeste, Sur y Sur-Oeste.

El limo constituye la fracción predominante de los suelos loésicos de la Región Central de Argentina. En general, la distribución granulométrica comprende arena (2% a 10%), limo (40% a 80%), y arcilla (20% a 35%). La composición se

completa con carbonato de calcio, variable entre 2% y 10%, que se presenta en forma de nódulos, comúnmente denominado tosca, o precipitado en el contacto entre partículas, y se distinguen por ser suelos naturalmente alcalinos, con valores de pH > 8 (Gonzalez Bonorino, 1965, Teruggi, 1983, Rinaldi et al. 2001, 2007, entre otros).

Rocca (1985) presenta una revisión de las propiedades ingenieriles de suelos loésicos de diferentes lugares del mundo, y en particular de Argentina. En los suelos loésicos de Córdoba el límite líquido varía entre 22% y 30%, el límite plástico entre 16% y 20%, y se los clasifica como ML ó CL-ML, según el Sistema Unificado. El peso unitario seco de estos suelos en general es bajo, varía entre 11 y 14 kN/m³, y el contenido natural de humedad lo hace entre el 8% y 25%. La gravedad específica es de 2,65.

Los suelos loésicos, a consecuencia de su estructura macroporosa y baja densidad, pueden experimentar grandes deformaciones mediante el incremento aislado o combinado de cargas externas y contenido de humedad, por lo que se encuentran comprendidos dentro del grupo de los suelos inestables (Aitchison, 1973), y se los clasifica como suelos colapsables. Se reconoce así, que el colapso de la estructura del suelo puede generarse por procesos diversos, diferentes a la saturación (Zur y Wiseman, 1973).

Reginatto (1970) plantea que el proceso de colapso se produce en períodos de tiempo cortos, y la causa principal se debe a la destrucción por acción del agua de la cementación intergranular. Cuando en el loess se incrementa el contenido de humedad, las sales solubles y las partículas de arcilla se hidratan, lo que genera un debilitamiento en los contactos. En estas condiciones, la carga aplicada puede resultar suficiente para provocar el colapso de la estructura que rodea los macroporos. El debilitamiento de los contactos puede producirse por efecto combinado de reducción en la succión del suelo, hidratación de doble capa de partículas de arcilla y disolución de sales solubles (Rinaldi et al., 2001; 2007).

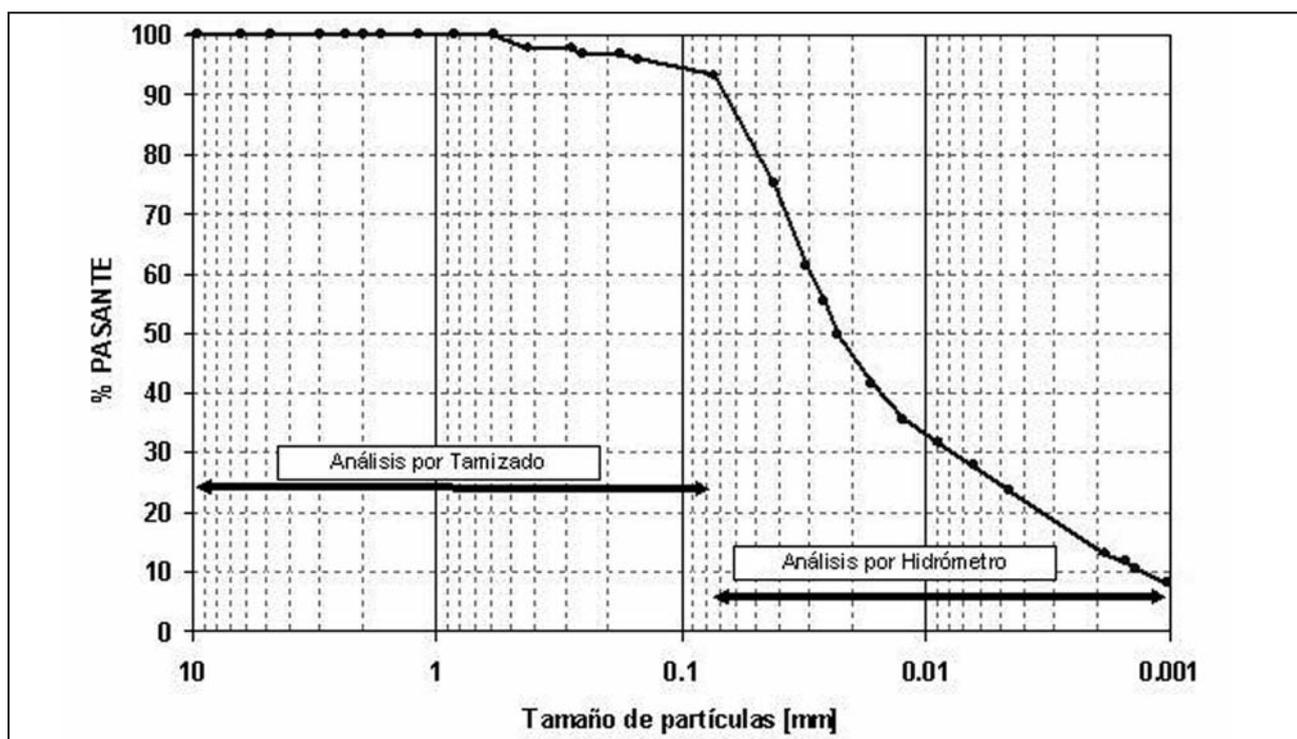


Figura 2. Granulometría de suelo base

Para que ocurra colapso, el suelo debe presentar una estructura tal, que permita que el fenómeno ocurra. Cuando las partículas están unidas entre sí por fuerzas o materiales cementantes, y esta puede reducirse o removerse con incrementos de humedad, si se reduce este soporte las partículas de suelo se deslizarán unas sobre otras, moviéndose hacia los espacios vacíos, aún cuando las cargas externas actuantes sobre el suelo sean bajas (Dudley, 1970; Mitchell, 2005).

ENSAYOS REALIZADOS

El sitio en el que se tomaron las muestras de suelo para la ejecución de los ensayos de laboratorio, y en el que se realizaron los ensayos de campo, corresponde al predio de Ciudad Universitaria perteneciente a la Universidad Nacional de Córdoba, y se localiza en el sector sur de la Ciudad de Córdoba. El mismo pertenece a la zona geomorfológica IV, designada como planicie loésica (Reginatto, 1970). El perfil tipo definido para esta zona, se compone de sedimentos depositados de forma eólica, loess pampeano, no afectado por acciones hídricas. El complejo litológico que lo forma comprende capas de limos loésicos, limos arenosos y arcillosos, con capas cementadas por carbonatos de calcio. En esta zona geomorfológica, el nivel freático se encuentra generalmente entre 15 y 20 metros de profundidad.

Tabla 3. Propiedades físicas del suelo limoso estudiado

Propiedad	Unidad	Valor
Humedad natural (w)	%	12,7 - 20,7
Peso unitario seco ()	kN/m ³	12,3
Gravedad específica (Gs)	-	2,68
Límite líquido (wl)	%	24,4
Límite Plástico (wp)	%	21,0
Índice plástico (IP)	%	3,4
Partículas < 4,50 mm	%	100,0
Finos < 0,075 mm	%	93,4
Arcilla < 0,002 mm	%	14,0
Clasificación USCS	-	ML

Las muestras del suelo empleado en el estudio experimental, fueron tomadas en alterada, a una profundidad aproximada de 1,50 metros.

Los resultados de ensayos de identificación del suelo indican que el mismo corresponde un suelo limoso de baja plasticidad. El suelo pertenece a la formación loésica del centro de Argentina y se designa como ML dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS). En la Tabla 3 y en la Figura 2 se presentan las propiedades físicas de caracterización determinadas sobre el suelo utilizado.

Se realizaron ensayos de compactación, mediante los cuales se obtuvo la relación entre humedad de compactación y peso unitario seco del suelo para una energía de compactación correspondiente al 100% del ensayo Proctor Estándar. Para esta determinación la humedad óptima resultó igual a 16,6% y la densidad seca máxima igual a 16,9 kN/m³. Para obtener las curvas de compactación con energías reducidas se aplicó el 90% de la correspondiente al ensayo antes indicada, designándola como Proctor Reducido. Esta última forma de ensayo ha sido aplicada para simular el comportamiento de suelos en condiciones deficientes de compactación ya que el objetivo final de la investigación en la que se inscribe este estudio se centra en la evaluación de obras de control hidráulico construidas con bajo control de compactación.

En relación al material empleado como filtro se ha utilizado una arena fina, pobremente graduada, calificada como SP, según el sistema de clasificación unificada. Este material ha sido estudiado actuando en forma aislada, o considerando 3 formas adicionales de granulometría, en combinación con el propio suelo base. En este sentido, las variantes de filtro consideradas han sido designadas, y tiene la composición granulométrica que se indica en la Tabla 4.

En la misma tabla se presenta la granulometría de agregado grueso utilizado como dren, sólo indicando la composición de la fracción pasante del tamaño de 4,5 mm, según es requerido en las referencias antes indicadas. Estos materiales se aprecian en la Figura 3.

Los ensayos realizados han comprendido el desarrollo de una cámara de filtración de grandes dimensiones. Esta cámara cilíndrica tiene una longitud total de utilización de 500 mm, con un diámetro útil de 105 mm. La cámara, diseñada en material plástico y transparente no sólo presenta dimensiones consistentes con las probetas empleadas para los ensayos de

Tabla 4. Composición granulométrica de materiales empleados como filtros y dren

Tamiz	Abertura mm	Filtros				Dren Corregido
		50A+50S	80A+20S	90A+10S	100A	
1/4"	6,3500	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Nº 4	4,7600	99,63	99,40	99,33	99,25	100,00
Nº 6	3,0300	99,50	99,20	99,10	99,00	60,00
Nº 8	2,3600	99,00	98,40	98,20	98,00	16,67
Nº 10	2,0000	97,83	96,59	96,17	95,76	0,00
Nº40	0,4200	63,25	42,60	35,71	28,83	
Nº 60	0,2500	58,90	36,20	28,64	21,07	
Nº200	0,0740	49,99	23,94	15,26	6,58	

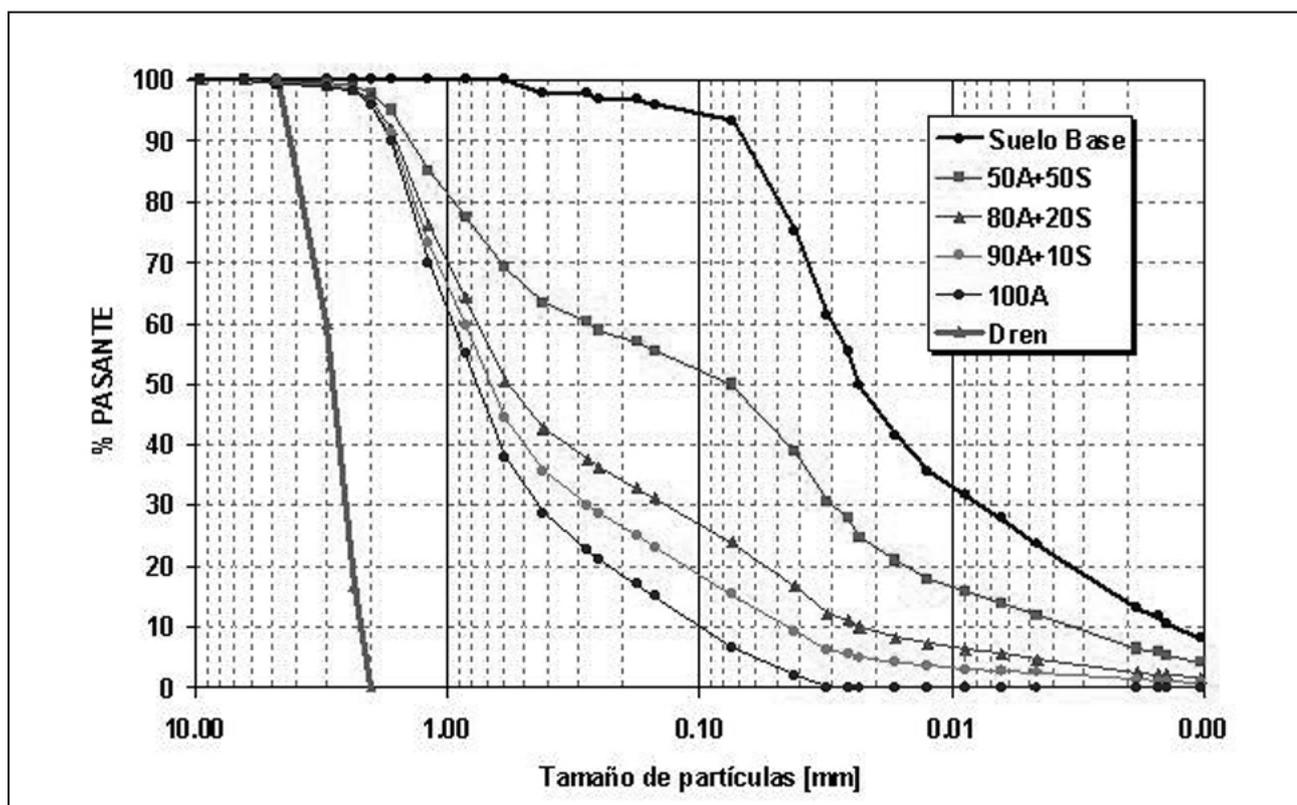


Figura 3. Granulometrias de suelo base, filtros y dren

compactación Estandar, sino que adicionalmente permite la visualización del desarrollo del proceso de filtración. En su parte superior, la cámara se vincula con el sistema de inyección de agua a presión.

En este sistema de ensayo aplicado, la presión proviene de depósitos de agua ubicados a una altura de 2,00 metros respecto del nivel de ubicación de la probeta. La probeta de ensayo permite la disposición de un material granular en la parte superior con el objeto de facilitar la distribución del agua que ingresa por la parte superior, posibilitando la infiltración en forma homogénea sobre la probeta. Por debajo se ubica la propia probeta de suelo base. La altura de esta probeta se regula en función de aplicar, con una presión externa constante, distintos valores de gradientes hidráulicos. Más abajo se localiza el material empleado como filtro, y por debajo del mismo, se ubica el material empleado como dren del sistema. El equipo de ensayo tiene un su plato inferior y un orificio de salida, que permite la recolección de los fluidos filtrados, así como la captación de las partículas sólidas que puedan migrar, desde el suelo base o desde el filtro.

La Figura 4a muestra en forma esquemática, la probeta de ensayo utilizada. La Figura 4b muestra la disposición de la probeta en forma previa al ensayo.

Las modalidades de ensayos realizados han comprendido la realización de ensayos de filtración variando las condiciones de gradiente hidráulico aplicado para suelo base, compactado con distintas energías de compactación y para distintas conformaciones de los suelos empleados como filtros. Teniendo en cuenta que el conjunto de ensayos efectuados en esta etapa de la investigación sólo han pretendido verificar la habilidad del ensayo como sistema de control práctico del comportamiento de los sistemas de control de filtración, no se han analizado la totalidad de variantes posibles en función del conjunto de

variables intervinientes. Como variedad para la evaluación de la estabilidad de la probeta conformada, algunos ensayos han sido realizados con un orificio de 5 mm ejecutado en el centro de la probeta.

En consecuencia, la Tabla 5, muestra las variantes de ensayos efectuados.

Tabla 5. Ensayos de filtración efectuados

	Ensayos realizados				
	100	90	100	90	90
Energía Compactación	100	90	100	90	90
Gradiente	40	40	40	40	80
Con orificio	No	No	Si	Si	Si
Filtro 50A+50S	Si	Si	Si	Si	
Filtro 80A+20S				Si	Si
Filtro 90A+10S					Si
Filtro 100A				Si	Si

Los ensayos efectuados han comprendido el desarrollo de un mínimo de 4 horas de filtración a partir del momento del inicio de la misma. Para cada intervalo se ha retenido el total de fluido filtrado, y posteriormente, se ha identificado la cantidad de material sólido que sale del sistema.

RESULTADOS

En relación a los materiales empleados, se ha valorado la capacidad de los materiales previstos como filtro, en relación con los criterios de diseño propuestos en la bibliografía consultada. A nivel de estos criterios, la Tabla 6 resume los valores obtenidos.

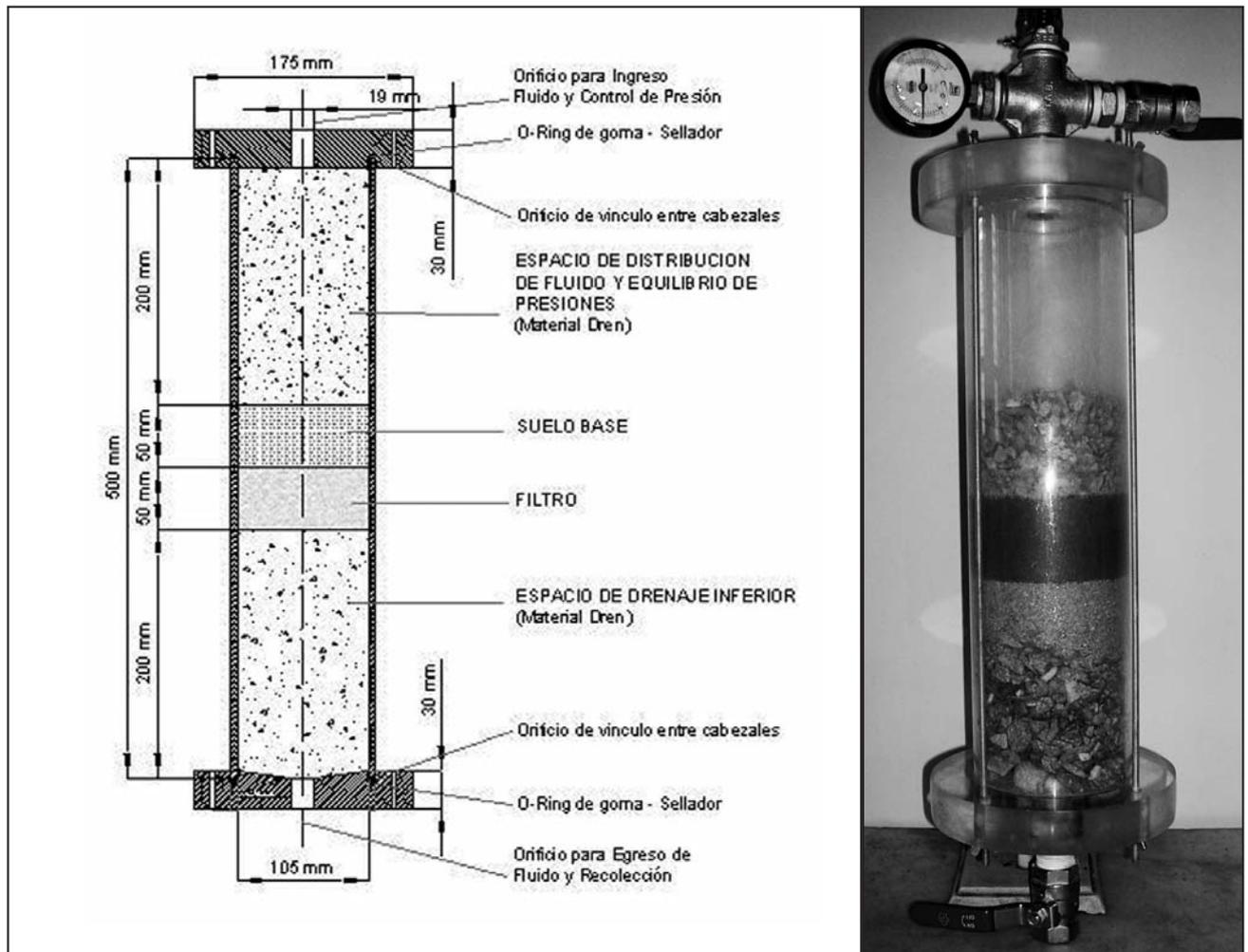


Figura 4a. Esquema del sistema de ensayo



Figura 4b. Probeta armada

Tabla 6. Verificación de los criterios de diseño de los materiales empleados.

Parámetros	d	Suelo Base	50A+50S	80A+20S	90A+10S	100A	Dren
	95	0,100	1,680	1,990	2,000	2,010	4,250
	90	0,068	1,250	1,550	1,570	1,600	4,020
	85	0,056	1,190	1,400	1,410	1,420	3,700
	60	0,031	0,279	0,730	0,830	0,930	3,000
	50	0,023	0,074	0,590	0,670	0,760	2,800
	30	0,008	0,031	0,140	0,280	0,430	2,500
	15	0,002	0,007	0,023	0,074	0,149	2,300
	10	0,001	0,003	0,025	0,043	0,100	2,050
	#200	93,000	49,990	23,940	15,260	6,580	0,000
	Clasif	ML	SM	SM	SM	SP	SP
Control de erosión		$D_{15f}/D_{85b} < 9$	0,125	0,411	1,321	2,661	1,933
Conclusión			cumple	cumple	cumple	cumple	cumple
Control de permeabilidad		$D_{15f}/D_{15b} > 4$	3,333	10,952	35,238	70,952	15,436
Conclusión			no cumple	cumple	cumple	cumple	cumple

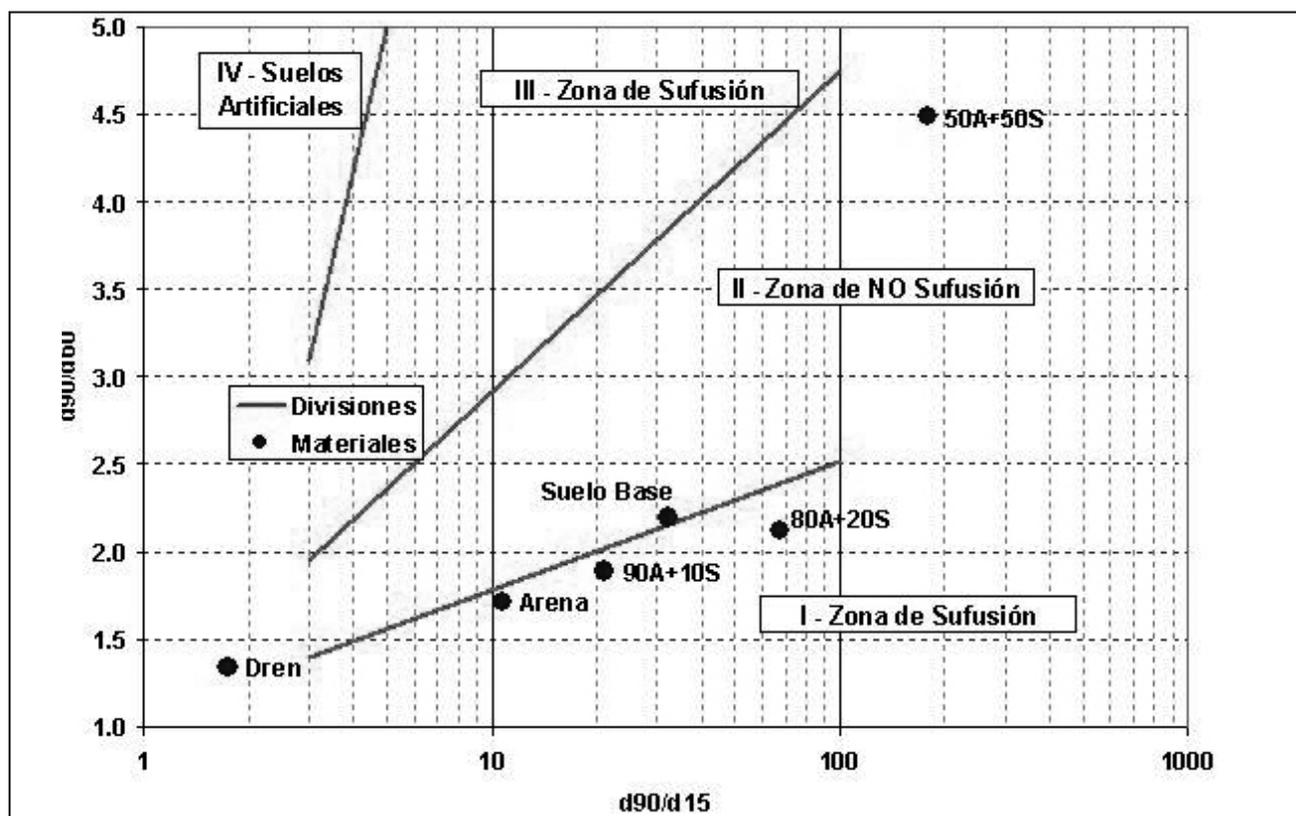


Figura 5. Ubicación de los materiales para caracterización de su potencial de sufusión

Los resultados muestran que los materiales empleados cumplen adecuadamente los criterios de diseño propuestos en la bibliografía. En particular, se aprecia que las composiciones de filtros planteadas tienen relaciones de tamaños de partículas que evitan sensiblemente los procesos de erosión de suelo de base. Al mismo tiempo, las relaciones tamaño garantizan sensibles diferencias de permeabilidad entre el material de filtro y la base, a fin de facilitar el drenaje. Sólo para el caso en el que el filtro se encuentra formado por una importante proporción de suelos finos (50% arenas y 50% limos), el filtro no cumple las condiciones de filtración propuesta en los criterios de diseño. Como se aprecia en la Tabla indicada, estas relaciones se cumplen entre el material de dren y las variantes de filtro propuestas.

Complementariamente, se ha representado en el gráfico propuesto por *Burenkova (1993)*, las relaciones de tamaños de las partículas, para los materiales considerados en el sistema. La intención de esta parte del análisis es la revisión del potencial comportamiento por sufusión de los materiales. Los resultados obtenidos son los indicados en la Figura 5. La representación planteada muestra que el suelo base se ubica en la frontera entre los comportamientos con y sin sufusión, al igual que la granulometría adoptada para el dren. Sin embargo, las composiciones propuestas para los materiales de filtro, se localizan ligeramente dentro de la zona de sufusión, dando lugar a considerar la potencial inestabilidad, no del material de base, sino especialmente de los filtros de contención.

Para verificar esta situación, se han realizado los correspondientes ensayos de filtración. Los resultados han sido valorados a través de diversos indicadores. Se valoró el porcentaje en peso de pérdida de material de la muestra inicial (medido en tanto por mil). Por otra parte, durante la recuperación de la

muestra se evaluó visualmente el estado de la misma, luego de concluido el ensayo. Los resultados obtenidos han sido resumidos en la Tabla 7.

CONCLUSIONES

Las características granulométricas propias de los suelos limo arenosos, correspondientes a la formación loésica del centro del país, hace que sus procesos de inestabilidad antes las filtraciones internas no pueden ser estrictamente caracterizados como dispersión. En tal sentido, les resulta de más estricta aplicación el concepto de sufusión, o inestabilidad de la estructura interna del limo, frente a la aplicación de una filtración con un gradiente determinado.

Los suelos limosos presentan una alta potencialidad de utilización en la construcción de terraplenes, con fines viales o hidráulicos. Es decir, son empleados, en estado compactado, en la conformación de estructuras que, en forma directa o indirecta, puede estar destinada a sufrir procesos de filtración a través del medio poroso.

Los estudios presentados han mostrado el estado del conocimiento respecto de la factibilidad de control de los procesos de inestabilidad interna del suelo, a través de su relación con otros materiales que actúen a modo de filtros de control.

Al mismo tiempo se han desarrollado equipamientos de ensayo que posibilitan el reconocimiento de la interacción entre el suelo compactado y el material de filtro dispuesto para su control. Estos equipos se muestran como de simple desarrollo, permitiendo la ejecución de ensayos de fácil desarrollo y probada repetitividad.

Según criterios internacionalmente reconocidos, se aprecia que los limos ensayados se encuentran en una situación de

Tabla 7. Resultado de ensayos de filtración

Energía de Compactación		100	90	100	90	90
Gradiente		40	40	40	40	80
Orificio		no	no	si	si	si
50% arena	% pérdida	0,09	0,96	0,29	0,32	
50% suelo	Comportamiento	Estable	Estable	Estable	Estable	
80% arena	% pérdida				0,37	0,67
20% suelo	Comportamiento				Estable	Estable
90% arena	% pérdida					3,15
10% suelo	Comportamiento					Inestable
100% arena	% pérdida				0,54	0,17
	Comportamiento				Erosión muestra	Erosión muestra

frontera respecto de su caracterización como materiales susceptibles de sufrir procesos de sufusión. En consecuencia, el control de la erosión puede ser realizado a través de la utilización de sistemas de filtros.

La definición de filtro de control requiere el cumplimiento de un conjunto de relaciones granulométricas, propuestas como tendencias de verificación internacionalmente reconocidas. En función de las combinaciones de materiales de filtro propuestas puede concluirse que:

- El empleo en forma exclusiva de suelos arenoso, sin presencia de material pasante del tamiz 200 en la composición granulométrica, puede llevar a comportamientos insatisfactorios en la relación suelo de base-filtro. Estas situaciones han sido observadas bajo condiciones de suelos con bajo nivel de compactación y con desarrollo de orificios que simulen la presencia de fisuras en la masa compactada.
- La adopción de mezclas de suelos limosos, con el material arenoso inicialmente propuesto, en una proporción de 50-50, determina que el producto resultante no cumpla con varias requerimientos de las relaciones de filtro. En particular, se produce un material con un alto contenido de pasante en el tamiz 200. En general, los ensayos realizados con este material, muestran una tendencia a la obturación de

la filtración, con un bajo caudal de paso. Si bien se lograr en el desarrollo del ensayo alcanzar una condición de estabilidad, es necesario tener en cuenta que la obturación del sistema puede derivar en un incremento de las presiones intersticiales no deseado.

- Finalmente, la ejecución de mezclas con proporciones de suelo limoso de entre el 20% a 30%, han mostrado resultados satisfactorios. Se han apreciado procesos de ligera erosión inicial, con el desarrollo de filtraciones posteriores con cierto grado de estabilidad, aún para el caso de suelos de base compactados con baja densidad.

Resulta evidente que el conjunto de reconocimientos efectuados constituyen en primera aproximación al desarrollo de conclusiones y recomendaciones de validez para un conjunto variado de situaciones. Se ha pretendido con esta publicación iniciar el camino de desarrollo de estos estudios, fijando los lineamientos del reconocimiento a efectuar, así como aportando elementos para la ejecución de tales caracterizaciones.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha contado con el patrocinio de la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional de Córdoba y del programa PICTO UNC 2005 N°36017.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

- AIASSA, G.; M. ZEBALLOS, P. ARRUA Y R. TERZARIOL, 2008
Infiltración en suelos limosos compactados.
Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. La Plata. Argentina.
- AITCHISON, G.D., 1973
Structurally unstable soils. State of the Art.
Proceeding of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscú, URSS.
- BAKKER, K.J., M.K. BRETELER Y H. DEN ABEL, 1990
New criteria for filters and geotextile filters under revetments.
Int. Conf. on Coastal Engineering, Delft.
- BURASCHI J. Y A. PUJOL, 1999
Dique Rio Hondo: Evaluación del comportamiento actual a 40 años de su puesta en operación.
I Cong. Arg. de Grandes Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. San Martín de los Andes. Vol. I: 311-320

- BURENKOVA, V.V. 1993
 Assesment of suffusion in non-cohesive and graded soils. Filters in Geotechnical Engineering,
Editors Braums, Heeramus and Schuler, Balkema, Rotterdam, 357-360.
- DUDLEY, J.H., 1970
 Review of collapsing soils.
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. 96(3): 925-947.
- FELL, R., P. MAC GREGOR, D. STAPLEDON Y G. BELL, 2005
 Geotechnical Engineering od Dams.
Balkema, 912 pp.
- FOSTER M. , 1999
 The probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping,
PhD Thesis, School of Civil and Enviromental Engineering. The University of New South Wales, Sydney.
- FOSTER M. AND R. FELL, 1999
 Assessing embankment dam filters which do not satisfy design criteria.
*UNICIV Report N° R-376, ISBN 85841, ISSN 0077-880X, School of Civil and Environmental Engineering,
 The University of South Wales, Sydney.*
- FOSTER M. AND R. FELL, 2001
 Assessing embankment dams, filter who do not satisfy design criteria.
Journal of Geotecnical and Geoenvironmental Engng, ASCE, Vol 127: 398-407.
- FREDLUND, D., 2006
 Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice.
Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132: 286-321.
- GONZALEZ BONORINO, F., 1965
 Mineralogía de las fracciones arcilla y limo del Pampeano en el área de la ciudad de Buenos Aires
 y su significado estratigráfico y sedimentológico.
Revista de la Asociación Geológica Argentina, 20 (1): 67-148.
- GRANDI A.L., J.J.C RIVA, A.J.L. BOLOGNESI AND O. MORETTO, 1961
 Earth dams in Argentina.
Proc. V Intl. Conf. on Soil Mech Found. Engng. Paris Vol II: 613-618.
- ICOLD, 1986
 Geotextiles as filters and transitions in fill dams.
International Commision on Large Dams, Paris, Bulletin, 55.
- ICOLD, 1994
 Embakment dams. Granular filters and drains.
International Commision on Large Dams, Paris, Bulletin 95.
- KENNEY, T.C. AND D. LAU, 1985
 Internal stability of granular filters.
Canadian Geotechnical Journal, Vol 23: 420-423.
- LAUFLER, J., J. MLYNAREK AND A. ROLLIN, 1989
 Filtration of broadly graded cohesionless soil.
Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 115: 1747-1768.
- LAUFLER, J., J. MLYNAREK AND A. ROLLIN, 1993
 Filter criteria for well graded cohesionless soils.
*In Braun, Helbaum and Schuler (Eds) Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Vol I: 97-106,
 Balkema Roterdam.*
- MITCHELL, J.K. AND K. SOGA , 2005
 Fundamentals of soil behavior,
J. Wiley & Sons. 577 pp.
- MOLL, L.L. AND R.J. ROCCA, 1991
 Properties of loess in the center of Argentina.
Proceedings of the IX Panam. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engng. Chile Vol 1: 1-13.
- MORETTO O., A.J.L. BOLOGNESI, A.O. LÓPEZ Y E. NUÑEZ, 1963
 Propiedades y comporta-miento de un suelo limoso de baja plasticidad.
Proc. II Pan Am. Conf. Soil Mech and Found. Engng. Brasil, Vol II: 131-146.
- PERRY E.B., 1991
 Comments on The Teton Dam (Idaho, U.S.A.) failure: Problems with the use of loess material
 in earth dam structures.
Eng. Geol. Vol 31, No 2, pp 205-206.

- REGINATTO, A., 1970
Propiedades mecánicas de algunos suelos de la ciudad de Córdoba.
2º Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Córdoba, Argentina.
- RINALDI, V., J. CLARIA AND J.C. SANTAMARINA, 2001
The small-strain shear modulus (G_{max}) of Argentinean loess.
Proceedings of the Fifteenth International Conference of Soil Mechanics Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engng. Istanbul, Turkey. Vol I:495-499.
- RINALDI, V.A., R.J. ROCCA AND M.E. ZEBALLOS, 2007
Geotechnical characterization and behavior of Argentinean collapsible loess.
En Tan, Phoon, Hight and Lerouiel (Eds) Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Vol 4: 2259-2286. Taylor and Francis Group, London.
- ROCCA, R.J., 1985
Review of engineering properties of loess.
CE 299 Report. University of California, Berkeley.
- ROCCA, R.J., E.R. REDOLFI Y R.E. TERZARIOL, 2006
Características geotécnicas de los loess de Argentina.
Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. 6(2): 149-166.
- SCHULER, U. Y J. BRAUNS, 1993
Behaviour of coarse and well graded filters.
In Editor Brauns, Helbaum and Schuler (Eds) Filters in geotechnical and hydraulic engineering, Vol I: 3-17, Balkema, Rotterdam.
- SHERARD, J.L. AND L.P. DUNNIGAN, 1985
Filters and leakage control, in embankment dams, in Seepage and Leakage from Dams and Impoundments.
ASCE Geotechnical Engineering Division Conference, 1-30.
- SHERARD, J.L. AND J.P. DUNNIGAN, 1989
Critical filters for impervious soils.
Journal Geotechnical Engineering. ASCE, Vol 115: 927-947.
- SHERARD, J.L., J.P. DUNNINGAN Y R.T. TALBOT, 1984a
Basic properties of sand and gravel filters.
Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol 110: 684-700.
- SHERARD, J.L., J.P. DUNNINGAN Y R.T. TALBOLT, 1984b
Filters for silts and clays.
Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol 110: 701-718.
- SHERARD, J.L., 1986
Hydraulic fracturing in embankment dams, in Seepage and Leakage from Dams and Impoundments.
Journal of Geotechnical Engng. ASCE Vol 112: 905-927.
- SMALLEY I.J. AND T.A. DIJKSTRA, 1991
The Teton Dam (Idaho, U.S.A.) failure: Problems with the use of loess material in earth dam structures.
Eng. Geol. Vol 31, No 2:197-203.
- TERUGGI, M.E., 1957
The nature and origin of Argentinian loess.
Journal of Sedimentary Petrology. 27: 322-332.
- TERUGGI, M. E. E IMBELLONE, P. A., 1983
Perfiles de estabilidad mineral en suelos desarrollados sobre loess de la región pampeana septentrional.
Argentina. Ciencia del Suelo, 1 (1): 65-74.
- TERZAGHI K., 1925
Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage.
Vienna, Deuticke, 399pp.
- TERZARIOL, R., E. REDOLFI, R. ROCCA, R. AND M.E. ZEBALLOS, 2003
Unsaturated soil model to loessic soils.
Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol 2: 1317-1322. Boston. USA.
- USBR, 1955
The use of laboratory tests to develop design criteria for protective filters.
Earth Laboratory Report N° EM-425, US Bureau of Reclamation, Denver.
- USBR, 1977
Design of Small Dams.
United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver.

- USBR, 1987
Embankment dams instrumentation manual.
US Bureau of Reclamation, Denver.
- USDA-SCS., 1994
Gradation design of sand and gravel filters.
United States Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Part 633, Chapter 26, National Engineering Handbook.
- USCE, 1941
Investigation of filter requirements for underdrains,
US Corps of Engineers, Waterways Experiment Station Technical Memorando. N° 183-1.
- VAUGHAN, P.R. AND H.F. SOARES, 1982
Design filters for clay cores of dams.
Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 108:17-31.
- ZÁRATE, M.A., 2003
Loess of southern South America.
Quaternary Science Reviews. 22: 1987-2006.
- ZEBALLOS, M. R. TERZARIOL AND G. AIASSA, 2005
Unsaturated infiltration model of loess soils.
Proceeding of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, Japan. Vol. VI: 2461-2465.
- ZEBALLOS, M. G. AIASSA, P. ARRUA Y R. TERZARIOL, 2008
Comportamiento de barreras de suelo compactado instaladas sobre suelos colapsables.
Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. La Plata. Argentina.
- ZUR, A. AND G. WISEMAN, 1973
A Study of Collapse Phenomena of an Undisturbed Loess.
Proceeding of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscú, URSS Vol.2.2: 265-269.



Prefactibilidad geológica y geotécnica del cierre de Huelches Río Colorado

provincia de La Pampa y Río Negro - República Argentina

Di Salvo, Carlos Alberto ¹ - Rodríguez, Karina Mónica ² - Celli, Alejandro Emmanuel ³ ✉

Recibido: 04 de octubre de 2009 • Aceptado: 18 de octubre de 2010

Resumen

El cierre de Huelches, ubicado en el tramo medio del río Colorado, fue intensamente estudiado por las señeras empresas y organismos del Estado Nacional, que fueron la Dirección General de Irrigación y posteriormente la Dirección General de Agua y Energía Eléctrica (Lambert 1944, 1948).

El corredor de Huelches se enclava en la Formación Choique Mahuida, definida por Llambías y Leveratto (1975) como riolitas y dacitas de variados colores y texturas que afloran en el centro oeste de la provincia de La Pampa. Previamente, González Stegemann (1942) distinguió a estos afloramientos como bloque porfirítico de rocas oscuras y rojizas (Figura 1).

Estos cuerpos eruptivos, ubicados dentro de la Región del Bloque de las Mahuidas (Ramos 1999), tienen en el ámbito de la hoja geológica Puelches (Silva Nieto y Espejo 1996) una extensión de unos 60 km de longitud y unos 30 km de ancho, con marcados lineamientos estructurales N 50° O y N 50° E, que controlan el río Curacó y el propio río Colorado por tramos.

Los principales condicionantes geológico-geotécnicos, para la implantación de una presa de embalse en el sitio, son los denominados cierres laterales y la fracturación del macizo rocoso. Este último parámetro, sin embargo, es considerado en este trabajo como una situación frecuente en este tipo de aprovechamientos, en ambientes geológicos similares.

Para evaluar el grado de afectación que estos condicionantes naturales podrían tener sobre las obras, se llevaron a cabo las siguientes tareas: Análisis y reinterpretación de la información previa; Análisis estructural basado en sensores remotos; Relevamientos de campo según normas de la International Society of Rock Mechanics (ISRM 1978); Geoeléctrica (SEV's) y Clasificación Geotécnica a nivel preliminar (Prefactibilidad).

Las conclusiones hacen alusión al tipo de presa que más se adapta al ambiente geológico, a su localización y a futuras investigaciones a realizar. Los condicionantes ambientales, si bien de gran importancia, son mencionados tangencialmente.

Palabras clave: Prefactibilidad - geotecnia - presa - Huelches - Río Colorado.

Abstract

During the geocriologic study of the Esperanza Bay we analyzed the thermoerosion and subsidence processes on the infrastructure (Silva Busso y Ermolin, 2007). We carried out a study of these Huelches site, located in Colorado River's mid-section, was strongly studied by the illustrated state-owned companies and

¹ Profesor Titular UTN Regional Buenos Aires. Depto. Ing. Civil
Profesor Adjunto UBA. Depto. de Ciencias Geológicas
Consultor independiente

² Consultor independiente

³ Consultor independiente

✉ alejandro_celli@yahoo.com.ar

organisms, which were Dirección General de Irrigación and subsequently Dirección General de Agua y Energía Eléctrica (Lambert 1944, 1948).

Huelches Corridor is located in Choique Mahuida Formation, defined by Llambías and Leveratto (1975), as rhyolites and dacites with different colours and textures, exposed on the center-west of La Pampa province. González Stegemann (1942) has previously distinguished these outcrops, as a porphyritic block of dark and reddish rocks (Figure 1).

These eruptive bodies, located in Las Mahuidas Block Region (Ramos 1999), have in the range of Puelches geologic chart (Silva Nieto and Espejo 1996), an extension of about 60 km long and 30 km wide, with marked structural alignments N 50° W and N 50° E, which control Curacó River and even Colorado River in some stretches.

Main geological and geotechnical determining factors for a dam implementation in this site are the lateral axis and the rock mass fracturation. This last parameter, however, is considered in this work as a frequent situation in this kind of exploitation, in similar geological environments.

To assess the degree of impact that these natural conditions might have on the works, the following tasks had been carried out: Review and reinterpretation of previous information; Structural analysis based on remote sensing; Field survey according to the standards of the International Society of Rock Mechanics (ISRM 1978); Geoelectrics (VES) and Preliminary geotechnical classification (Prefeasibility).

The conclusions make allusion to the dam type that best suits in the geological environment, to its localization, and to future investigations. Even though the environmental factors have a great importance, they are tangentially mentioned.

Keywords: *Prefeasibility - geotechnics - dam - Huelches - Colorado River.*

GENERALIDADES

El sitio del cierre de Huelches fue estudiado por la Dirección General de Irrigación y posteriormente por la Dirección General de Agua y Energía Eléctrica para la construcción de un dique de embalse en el valle del río Colorado, con la finalidad de regular el derrame de sus caudales y poner bajo riego extensos sectores de su valle inferior.

En ese marco de aprovechamiento hídrico se realizaron entre los años 1940 y 1950 estudios geológicos con la finalidad de reconocer los terrenos de fundación de una obra de cierre, mapear afloramientos y determinar en sentido amplio qué condicionantes geológicos presentaba el terreno para la implantación de una obra de embalse. También se realizaron estudios para aprovisionamiento de materiales (González Stegemann 1942; Lambert 1944, 1948).

Estos trabajos en su conjunto permitieron establecer, dentro de un ambiente descrito como bloque porfirico de rocas oscuras, dos variantes del aprovechamiento o del salto: la "Primera Solución" situada aguas arriba y la "Segunda Solución", aguas abajo, distanciadas ambas en 800 metros. En cada caso el cierre principal, planteado a cota 192 m s.n.m. MOP, debía ser complementado por cierres laterales, en ambas márgenes. Una falla geológica separaba ambas locaciones y era considerada por los autores un factor decisivo en la implantación del cierre de Huelches.

Se consideran en este trabajo las características geológicas para una variante de presa a una cota máxima 192 m s.n.m. M.O.P. ya que ésta engloba o comprende a variantes de menor cota y representa por consiguiente el máximo de condicionantes de origen geológico y geotécnicos posibles, que fundamentalmente son: cierres laterales, en ambas márgenes y la fracturación del macizo rocoso. La fracturación, sin embargo, es considerada en este trabajo como una situación frecuente en este tipo de aprovechamientos, en éstos ambientes geológicos.

En 1975, Llambías y Leveratto definieron como Formación Choique Mahuida a la zona donde se enclava el corredor de Paso Huelches, caracterizada por un conjunto de riolitas y dacitas de variados colores y texturas que afloran en el centro oeste de la provincia de La Pampa.

GEOLOGÍA REGIONAL Y LITOLOGÍA

La zona en estudio está marcada por los siguientes rasgos geológicos:

Entre la presa de Salto Andersen al E. y hasta algo al O. de la localidad de Pichi Mahuida, aunque en forma un tanto saltuaria, el río corre entre afloramientos de rocas eruptivas y metamórficas, que representan la prolongación austral de litologías correspondientes a las Sierras Pampeanas. Entre Pichi Mahuida ahora al E. y Paso Huelches al O., el río corre moderadamente encajonado entre afloramientos de riolitas y andesitas de la Sierra de Choique Mahuida pertenecientes a la Formación homónima, incluidas dentro de la Provincia Geológica Sanrafaelino Pampeana (Llambías et al. 1980) de edad permo triásica o Bloque de la Mahuidas (Ramos 1999).

Ya al Oeste de Paso Huelches el río atraviesa sedimentos modernos constituidos por depósitos aluviales, lagunas, salinas y paleocanales del río Colorado, como así también *Rodados Patagónicos* y sedimentos de la Formación Río Negro, dentro de la denominada Cuenca Neuquina.

En escala 1:250.000, Espejo y Silva Nieto (1996), dentro del contexto de la Hoja Geológica 3966 - II, Puelches, han confeccionado el mapa geológico de la comarca que se aprecia en la Figura 1.

El cierre de Huelches se encuentra enclavado en rocas porfídicas de edad permo triásica, dentro de la Región del Bloque de las Mahuidas. Estos afloramientos constituyen prácticamente la única zona estrecha a lo largo del curso del río Colorado, lo que centró ya la atención en las décadas de 1940 y 1950 acerca de que este sitio podía proporcionar un buen

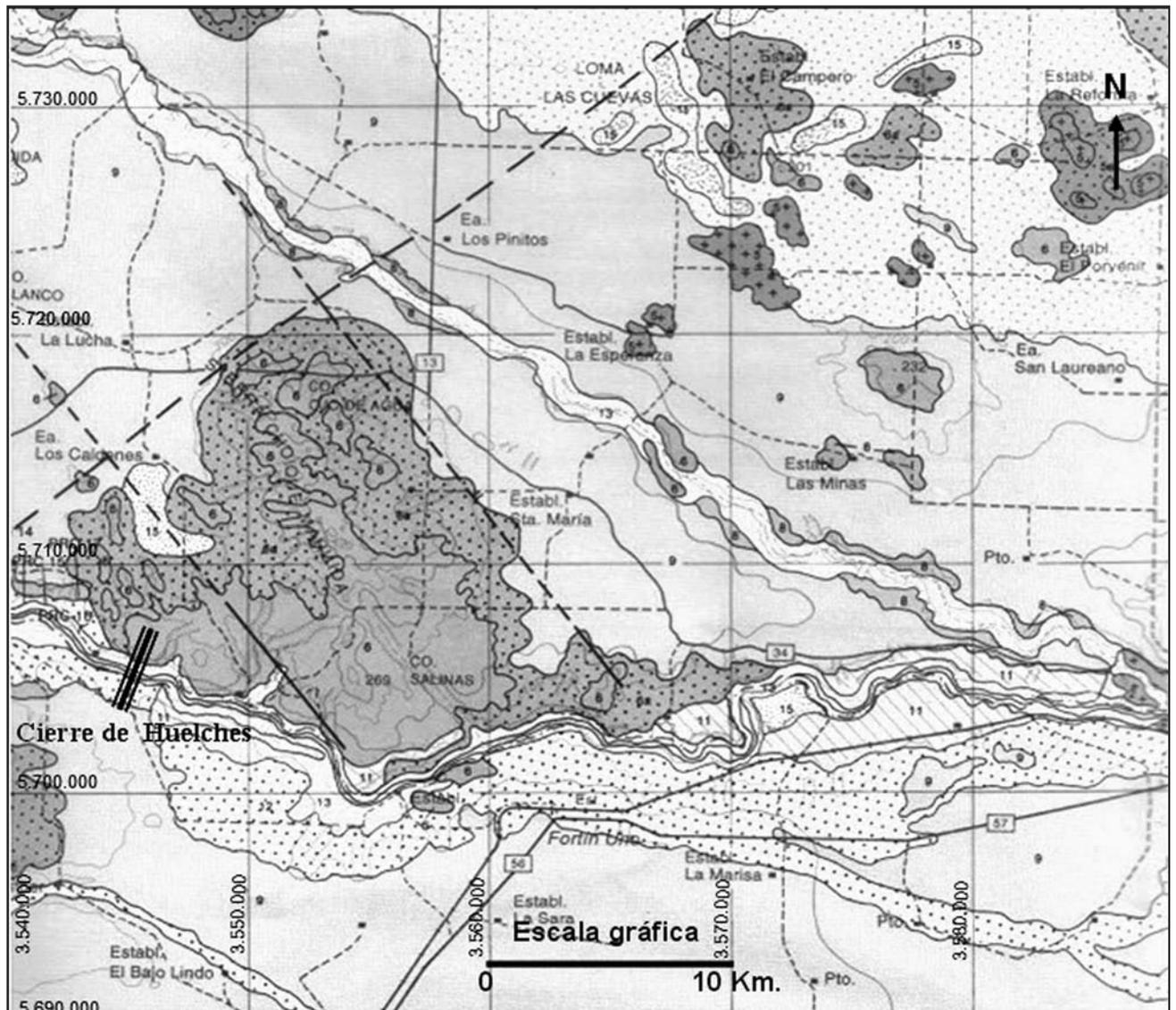


Figura 1. Ubicación del cierre en Paso Huelches dentro del marco regional de la Sierra de Choique Mahuida (riolitas y andesitas de la formación homónima). Extractado de la Hoja Geológica Puelches (Espejo y Silva Nieto 1996)

cierre para una presa de embalse. La litología es variada: riolitas, riolitas, pórfiros e ignimbritas blancas, rojas oscuro y grises, como es el caso de la comarca de Paso Huelches.

GEOMORFOLOGÍA Y ESTRUCTURA

Los rasgos geomorfológicos están condicionados por las características litológicas y estructurales, correspondiendo la zona bajo consideración a las denominadas Área Serrana y al Valle del Río Colorado y sus formas asociadas (González Díaz y Malagnino 1984). El Área Serrana se manifiesta muy particularmente en el ámbito comprendido entre la confluencia de los ríos Colorado - Curacó hasta el Salto Andersen hacia el este y el Paso Huelches al oeste, en el ámbito de la Sierra Choique Mahuida. Esta sierra es un cordón de rocas volcánicas, orientado de NO a SE que disminuye su altura en esa dirección y que termina abruptamente en el río Colorado. Las laderas son suaves, de poco gradiente y baja altura con relación al llano.

La altura relativa respecto del llano es de 100 m. Los ríos y arroyos que lo atraviesan son subsiguientes puesto que siguen las líneas estructurales más importantes. En la imagen satelital de la Figura 2 se muestra el corredor del río Colorado en la Sierra de Choique Mahuida.

El valle del Río Colorado tiene un curso meandriforme que al atravesar la sierra, en el Paso Huelches, se encajona generando una serie de rápidos que favorecen la implantación de presas de baja a media altura; al llegar al sector de paso Huelches el valle se angosta y se rectifica aun más, presentándose laderas más abruptas. Los resaltos del río se corresponden con sistemas de fallas y diaclasas. En el Paso Huelches, el río Colorado está controlado por estructuras de cizallamiento y cada inflexión del mismo tiene un significado estructural local, como se evidencia en la imagen de la Figura 3.

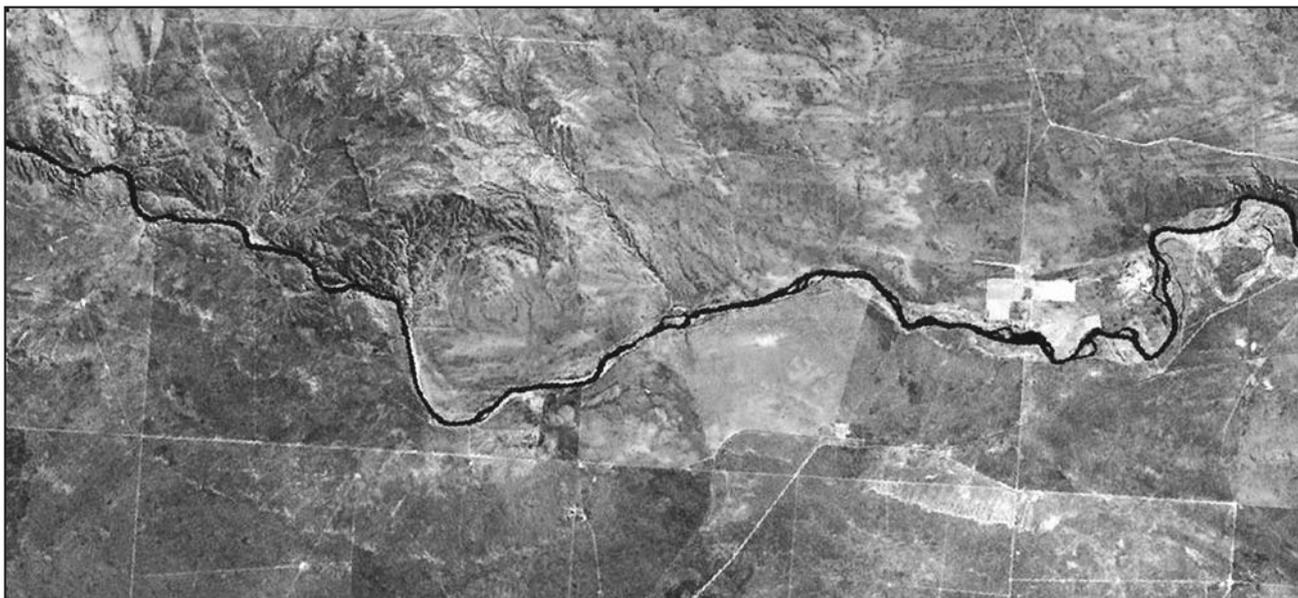


Figura 2. Combinación RGB 742 (Landsat ETM+, año 2000) donde la Sierra Choique Mahuida (riolitas y andesitas de la Formación homónima) se observa en texturas de mayor rugosidad



Figura 3. Principales estructuras geológicas en la zona del cierre en Paso Huelches, dentro del marco regional de la Sierra de Choique Mahuida, según imagen satelital Landsat ETM+, combinación RGB 321

GEOLOGÍA LOCAL

En el año 1942, *González Stegemann (op.cit.)* reconoce dos variantes distantes unos 800 metros dentro del corredor de Paso Huelches denominadas 1ra. y 2da. Solución, separadas por una fractura transversal al río.

La Primera Solución, fue ubicada dentro de la unidad más occidental, constituida por “*rocas oscuras porfíricas y ortofíricas altamente silicificadas, epidotizadas, atravesadas por*

numerosas diaclasas rellenas por cuarzo, calcita, fluorita y por filones de pórfido cuarcífero”. Figura 4.

La Segunda Solución, fue planteada dentro del ambiente litológico ubicado al este de la falla, caracterizado por “*rocas de color predominante rosado (pórfidos cuarcíferos, pórfidos graníticos y ortofiros), con un grado de fracturación mayor que el del anterior y aparentemente menor dureza, con importantes fracturas secundarias rellenas por brecha tectónica*”. Figura 5.



Figura 4. Sitio de la 1ª Solución, enclavada en los pórfiros grises, vista desde aguas arriba y desde margen izquierda



Figura 5. Empotramiento de la 2ª Solución margen derecha sobre pórfiros rojos

Basándose en distintas observaciones superficiales, González recomienda la elección de la Primera Solución para la localización del cierre principal. El condicionante principal de la Segunda Solución era según el autor era “*la inmediata proximidad de la misma con la línea de discontinuidad tectónica principal*”; asimismo, finaliza su estudio recomendando una serie de perforaciones, para “estudiar el terreno subsuperficial del cierre principal para ambas soluciones.”

En el año 1943, queda a cargo de los estudios geológicos de campo *Luis Lambert*, cuya primera tarea fue la realización de pozos excavados en la 1ra. Solución, propuestos por su predecesor. Éstos evidenciaron una gran cantidad de fracturas rellenas con carbonatos, friables, de comportamiento plástico. En base a los datos de subsuelo obtenidos, *Lambert* considera factible el cierre principal en la Primera Solución, pero al año siguiente, en 1944, vuelve al sitio con el objeto de profundizar los estudios en los cierres laterales y extender las investigaciones a la llamada Segunda Solución.

Si bien recalca la importancia de apartarse en lo posible de la 2da Solución, asegura que la falla cercana a la misma

no se trata de una falla activa, pero interpreta “*que los pórfiros oscuros presentan una geometría en forma de cuña que apoya sobre los pórfiros rosados*”. Esta configuración, desde el punto de vista de dicho autor, generaría una situación no favorable para la Primera Solución lo que potenció la profundización de los estudios para la Segunda.

Hasta aquí una síntesis de los trabajos y conclusiones de estos colegas, pioneros que con escasos medios, definieron las líneas y argumentos básicos de este enclave. En lo que sigue se exponen las investigaciones y conclusiones fruto de los estudios actuales.

INVESTIGACIONES ACTUALES

Para actualizar los estudios anteriores se realizaron las siguientes tareas: Análisis e reinterpretación de la información previa; Análisis estructural basado en sensores remotos; Relevamientos de campo según normas de la International Society of Rock Mechanics (*ISRM 1978*); Geoelectrica (SEV's) y Clasificación Geotécnica a nivel preliminar (Prefactibilidad).

Digitalización de fotos aéreas del Instituto Geográfico Militar (IGM)

Los resultados de este análisis fueron que en el área predomina una fracturación de dirección NNO-SSE y secundariamente otra E-O. Cada cambio de dirección del río representa un marcado control estructural. Esta situación se repite en la zona del cierre (Figura 6). Los lineamientos estructurales locales predominantes, en concordancia con la estructura regional, son N 40° O a N 60° O y un juego conjugado con direcciones entre N 45°-70° E.

Conclusiones actuales

Se estima que la presencia de dos sistemas ortogonales es lo que llevó a los autores anteriores a interpretar como que una única estructura, continua y de bajo ángulo atravesaba el río Colorado. La misma también condicionaba la presencia de los portezuelos o cierres laterales situados en la margen rionegrina, y su presencia llevó a descartar la Primera Solución, pese a que en primera instancia había sido aceptada. Esta situación, merece un comentario aparte, ya que una variante de cierre fue descartada anteriormente por causas geológicas y sus implicancias geotécnicas, por lo que este trabajo tiende a aclarar esta situación.

Para esos años, la Geología Aplicada a grandes obras, se encontraba en un estadio muy embrionario y los geólogos que se ocupaban de estos importantes asuntos tenían el gran mérito de animarse a lidiar con problemas prácticos de ingeniería habiendo tenido ellos una formación de naturalistas generalistas.

Hoy nuevas tecnologías de estudio y evaluación hacen comprender que la problemática planteada hace sesenta años,

es un tanto distinta. Los puntos salientes de un nuevo análisis y evaluación, son los siguientes:

La falla en cuestión no es una falla activa y se trata de una estructura de orden III en la clasificación de *Hwong (1978)*, es decir una estructura que tiene cientos de metros de longitud y espesores variables. No se trata de una estructura de orden I, en la misma clasificación, o sea superficies estructurales de kilómetros de extensión o fallas regionales.

Estos comentarios llevan a replantear nuestra visión y volver a considerar la Primera Solución y cotejarla con la Segunda, ya que la misma, en el cierre frontal, tiene aparentemente un volumen de obras menor que la segunda y una composición de obras más franca.

Levantamientos de campo

Zona de Presa

El segundo paso fue realizar una interpretación en campaña de la posición y actitud de la probable falla y la realización de un levantamiento sistemático de discontinuidades, basado en normativas internacionales (ISRM e IAEG). En especial, el trabajo consistió en: estimación de la resistencia a la compresión simple (rocas) según índices de campo; determinación estadística de la actitud y de las características de las discontinuidades; determinación del RQD in situ; clasificación del macizo/s según RMR; determinaciones geoelectricas en base a SEV's y estudio de materiales para la construcción.

Previamente se definieron cuatro zonas geotécnicas, definidas como sigue:

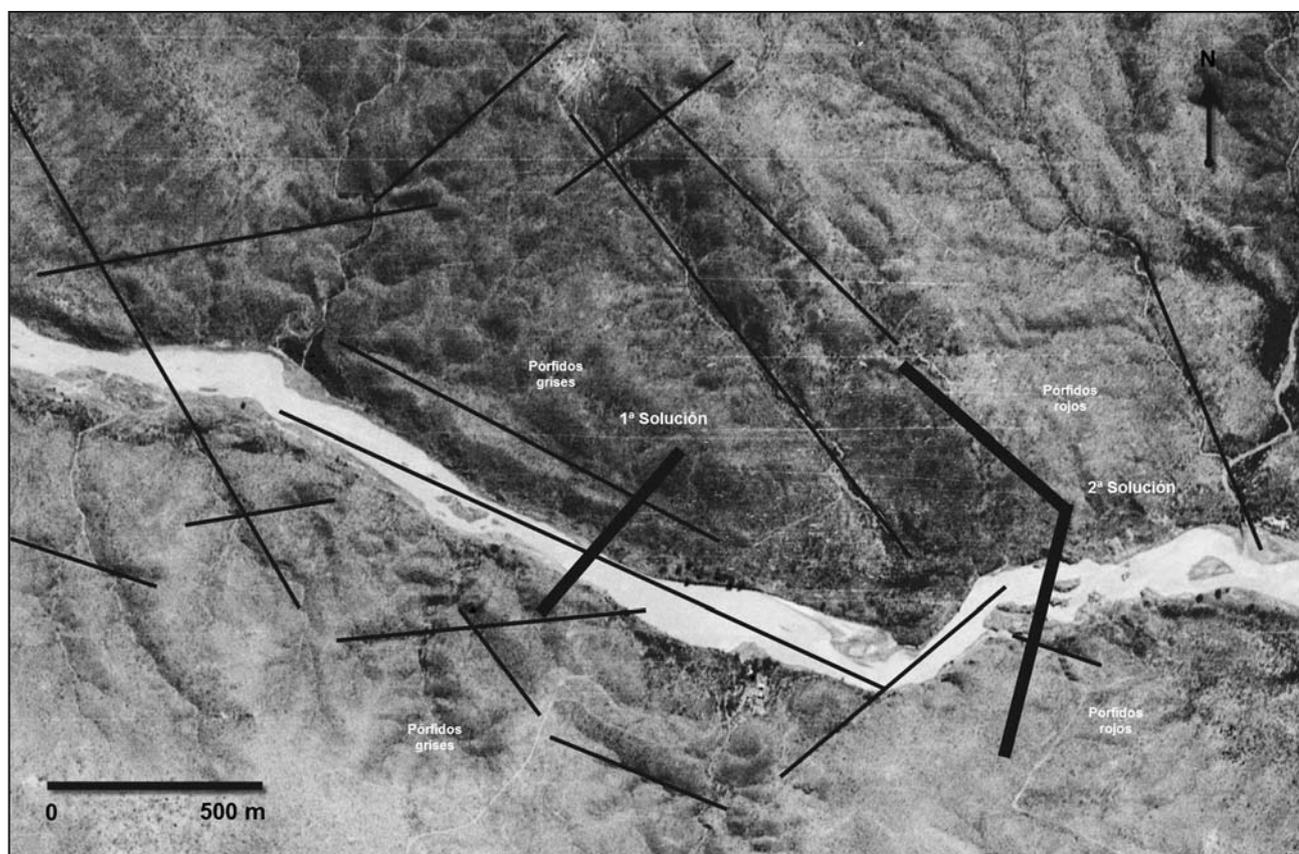


Figura 6. Paso Huelches: lineamientos estructurales del cierre en la Primera y Segunda Solución

- Zona 1: Pórfido gris, margen izquierda, La Pampa
 Zona 2: Pórfido gris, margen derecha, Río Negro
 Zona 3: Pórfido rojo, margen izquierda, La Pampa
 Zona 4: Pórfido rojo, margen derecha, Río Negro
- a. *Estimación de la resistencia a la compresión simple de rocas a partir de índices de campo, ISRM (1978). Los valores obtenidos son los siguientes:*
- Zona 1: Pórfido gris, margen La Pampa: R4 - R5, valor adoptado 100 MPa
 Zona 2: Pórfido gris, margen Río Negro, R4 - R5, valor adoptado 100 MPa
 Zona 3: Pórfido rojo, margen La Pampa: R4 - R5 a R6 valor adoptado 130 MPa
 Zona 4: Pórfido rojo, margen Río Negro: R4 - R5, valor adoptado 100 MPa
- b. *Determinación de la actitud y características de las discontinuidades, según normativa ISRM, (1978). Las conclusiones son las siguientes:*

- Zona 1:
 Sistema Ka: N 45° E; 50° SE; Sistema Kb: N 70° E; 75° NO; Sistema Kc: N 20° O; 70° NE; Sistema Kd: N 20° O; 50° O.
 Se trata de un conjunto de 4 sistemas de discontinuidades + 1 aleatorio.
- Zona 2: Sistema Ka: N 60° E; 20° SE; Sistema Ka*: N 30° E; 70° E SE; Sistema Kb: E O a N 55° E; 80° N NO; Sistema Kc: N 35° O; subvertical; Sistema Kd: no se ha reconocido.
 Se trata de un conjunto de 5 sistemas de discontinuidades + 1 aleatorio.
- Zona 3:
 Sistema Ka: no se ha reconocido; Sistema Kb: no se ha reconocido; Sistema Kc: no se ha reconocido; Sistema Kd: N 30°O; 30° a subvertical al SO como al NE (no está muy bien definido, puede tratarse de dos sistemas conjugados); Sistema Ke: S 80° E; 70° S; conjugado de Kb; Sistema Kf: horizontal a N 20° E; i 25° SE.

- Se trata de un conjunto de 4 sistemas de discontinuidades + 1 aleatorio.
- Zona 4:
 Sistema Ka: N 10° E; i 60° SE, el sistema no está muy definido; Sistema Kb: N 70° O; i 70° NE; Sistema Kc: no se ha reconocido; Sistema Kd: N 25° E; i 50° NO.
 Se trata de un conjunto de 3 sistemas de discontinuidades + 1 aleatorio.

c. *Determinación del RQD "in situ"*

Su determinación se basó en determinaciones del número de discontinuidades por metro lineal, λ , utilizando el algoritmo de Priest y Hudson, 1976 (*en Priest, 1993*). Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Zona 1:	λ : 16 cm;	RQD = 50
Zona 2:	λ : 10 cm;	RQD = 63
Zona 3:	λ : 10 cm;	RQD = 63
Zona 4:	λ : 06 cm;	RQD = 77

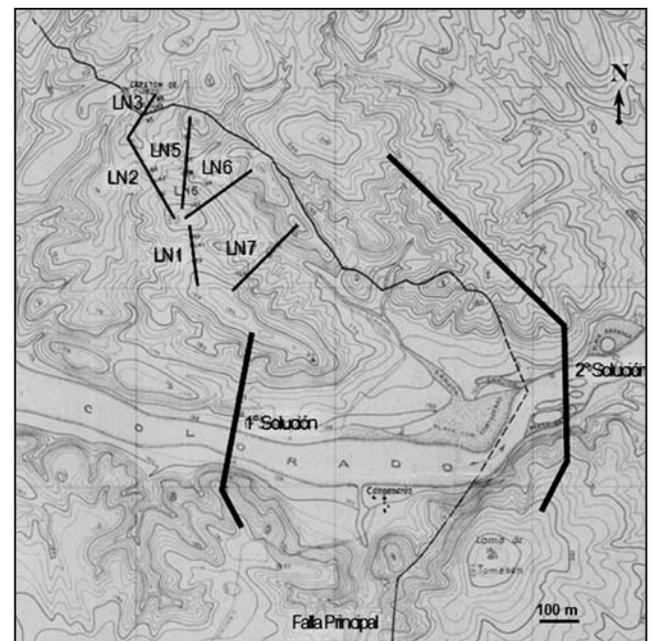


Figura 7. Ubicación de los cierres laterales alternativos, sobre la margen izquierda. Modificado de Lambert (1948).

Tabla 1 . Características de las discontinuidades, expresadas como valores medios

Características	Zonas			
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
Espaciamiento (m)	0,30	0,50	0,45	0,45
Longitud (m)	0,50	0,40	5,20	0,80
Rugosidad (JRC)	5	4 - 6	5	5,5
Abertura (mm)	4,50	4	7	3
Relleno (tipo)	Carbonato Roca - roca	Carbonato Roca - roca	Roca - roca	Roca - roca
Alteración (tipo)	Ligera	Ligera	Ligera - Nula	Ligera
Saturación (tipo)	seco	seco	seco	seco

Cierres Laterales

La importancia de los cierres laterales ya había sido advertida por Lambert (1944), quien planteó, en base al análisis topográfico, una serie de variantes en ambos márgenes, para cada solución, a cota 192 m MOP.

Las trazas alternativas de los cierres laterales de la margen izquierda y derecha, pueden apreciarse en las Figuras 7 y 10, respectivamente.

En base a la interpretación de los datos de calicatas efectuadas por González (1942) y Lambert (1944), y de la configuración topográfica del terreno, se escogieron las alternativas de cierre más viables. A lo largo de estos ejes, se levantó una serie de perfiles topográficos de detalle, mediante la utilización del método de GPS Diferencial, a la vez que se llevaron a cabo 30 Sondeos Eléctricos Verticales (SEV), con el objeto de identificar posibles paleocanales o bancos de alta permeabilidad, a través de los cuales se podría infiltrar el agua en forma subterránea.

Estos datos sumados a las nuevas observaciones geológicas de campo, permitieron un mayor conocimiento de las características de cada cierre lateral, las cuales se exponen a continuación.

Margen Izquierda

a. Primera Solución (aguas arriba)

Se evaluaron 4 variantes, para nivelar mediante terraplenes o escolleras estos bajos, siempre suponiendo una cota de máximo embalse de 192 m.s.n.m. Se profundizaron los estudios en las dos alternativas más viables desde el punto de vista geotécnico.

Variante I: comprende tres cierres denominados LN1, LN2 y LN3. Las características de los mismos, son las siguientes:

- Cierre LN1
Longitud a cota 192 m.s.n.m. MOP: 160 metros
Cota más baja del portezuelo: 186 m.s.n.m.
Investigaciones realizadas: pozos N° 59, LN1 y 60
SEV's 2 y 7

Características geológicas: pórfidos alterados y fracturados hasta 2 metros de profundidad; roca más sana en profundidad (Figura 8).

- Cierre LN2
Longitud a cota 192 m.s.n.m. MOP: 200 metros
Cota más baja del portezuelo: 184 m.s.n.m.
Investigaciones realizadas: pozos N° 61, LN2 y 62
SEV's 8 y 9

Características geológicas: roca porfídica alterada y fracturada, salvo en la extremidad norte ya que el pozo 62 reveló una roca más sana, hecho confirmado en profundidad mediante los SEV's 8 y 9. (Figura 8).

- Cierre LN3
Longitud a cota 192 m.s.n.m. MOP: 150 metros
Cota más baja del portezuelo: 188 m.s.n.m.
Investigaciones realizadas: pozos N° 63, LN3 y 64
SEV's 9, 10 y 11

Características geológicas: atraviesa una zona de brecha tectónica y diques dentro de los pórfidos, con presencia de materiales blandos y alteraciones de tipo caolínica.

Los SEV's 10 y 11 registran bajas resistividades, que se extienden en profundidad (Figura 8).

NOTA: Los cierres laterales LN 2 y LN 3 fueron descritos en forma individual, con el objeto de continuar con la antigua nomenclatura, pero para cota de coronamiento 192 m.s.n.m., forman en realidad un solo cierre continuo de 350 metros de longitud.

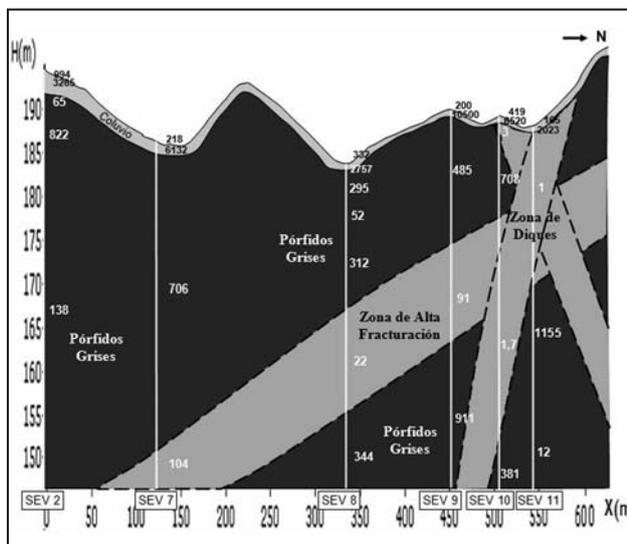


Figura 8. Interpretación de los SEV's para la Variante I, a lo largo de los cierres laterales LN 1, LN 2 y LN 3. Exageración vertical x10

Variante II: comprende el cierre LN 7 con un vertedero.

- Cierre LN7
Longitud a cota 192 m.s.n.m. MOP: 260 metros
Cota más baja del portezuelo: 171 m.s.n.m.
Investigaciones realizadas: pozos N° 69, 70, 71 y 72
SEV's 2, 3, 4, 5 y 6
Investigaciones complementarias para el vertedero:
pozos 83, 75 y 68 transversales a los anteriores y
longitudinales a la quebrada.

Características geológicas: porfiritas fracturadas y alteradas. Fracturas de 5 a 7 cm de espesor y rellenas con calcita. Los pozos complementarios para el vertedero revelaron roca porfídica algo fracturada a sana, que según Lambert (op. cit.) "su consolidación sería bastante factible". El análisis de los SEV's en este sector evidencia una zona de menor resistividad en profundidad, que podría interpretarse como el reflejo de una mayor fracturación dentro de los pórfidos (Figura 9).

Conclusiones actuales

La Variante I, conformada por los cierres laterales LN1+LN2+LN3, es la que implicaría a primera impresión un menor volumen de materiales. Sin embargo, las condiciones de alta fracturación en el cierre lateral LN3, podrían requerir un tratamiento importante.

La Variante II, constituida por un cierre lateral + vertedero en LN7, aparece como una solución geotécnicamente posible, que se compatibiliza claramente con un cierre frontal del río Colorado en la posición de la Primera Solución (aguas arriba).

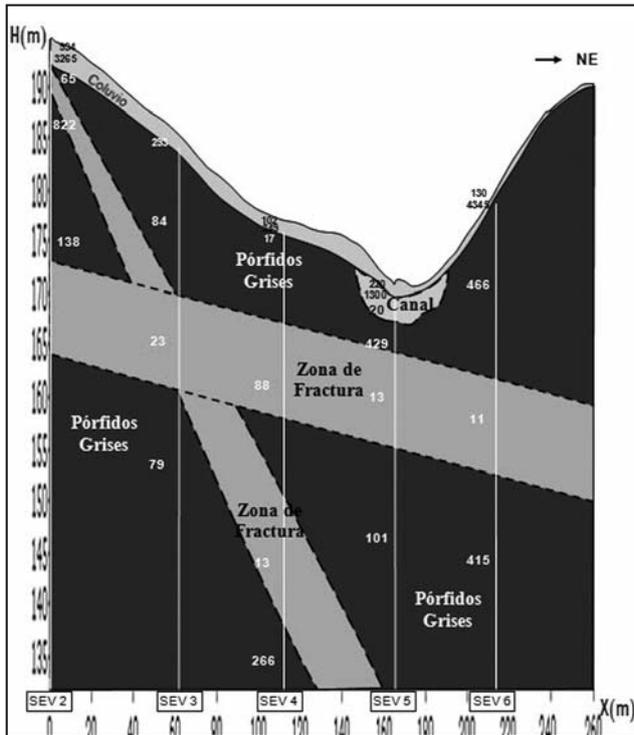


Figura 9. Interpretación de los SEV's para la Variante II, a lo largo del cierre lateral LN 7. Exageración vertical x20

b. Segunda Solución (aguas abajo)

Para la segunda variante de cierre frontal, los cierres laterales en la margen izquierda son reemplazados por un cierre principal más extendido (ver Figura 7).

Margen Derecha

Los cierres laterales al sur deben ser considerados como arroyos tributarios del río Colorado, rellenos por sedimentos depositados en épocas en que los escurrimientos superficiales eran mayores. Estos antiguos arroyos, hoy se encuentran secos durante la mayor parte del año.

La existencia de dos cañadones fue estudiada intensamente en la década del 1940, bajo la hipótesis no solo de un cierre que evitara la fuga topográfica, sino también bajo la idea que los mismos podrían producir una fuga hidrogeológica.

En la Figura 10, puede apreciarse un plano topográfico con la ubicación de los cierres laterales sobre los cañadones de la margen derecha, para una cota de coronamiento de 192 m.s.n.m. M.O.P.

- Cierre LS1 - Primera Solución
El primer cañadón al sur fue denominado LS1, situado a unos 1000 m del río Colorado, válido para la *Primera Solución de Cierre Frontal*, con las siguientes características.
Cota de máximo embalse: 192 m.s.n.m. IGM
Longitud del cañadón: 2,44 km.
Cota más baja del portezuelo: 184 m.s.n.m. IGM
Cota río Colorado en la unión: 158 m.s.n.m.
Longitud del cierre lateral a cota 192 m.s.n.m.: 380 m
Altura máxima del cierre: 8 m (aprox.)

El subálveo de este cañadón fue estudiado por *Lambert (op. cit.)* mediante siete pozos ejecutados a mano, denominados: 1, 2, 3, 4, 89, 5 y 6. En los tramos centrales no fue hallada la roca de base, habiéndose encontrado arena, poco densa, que

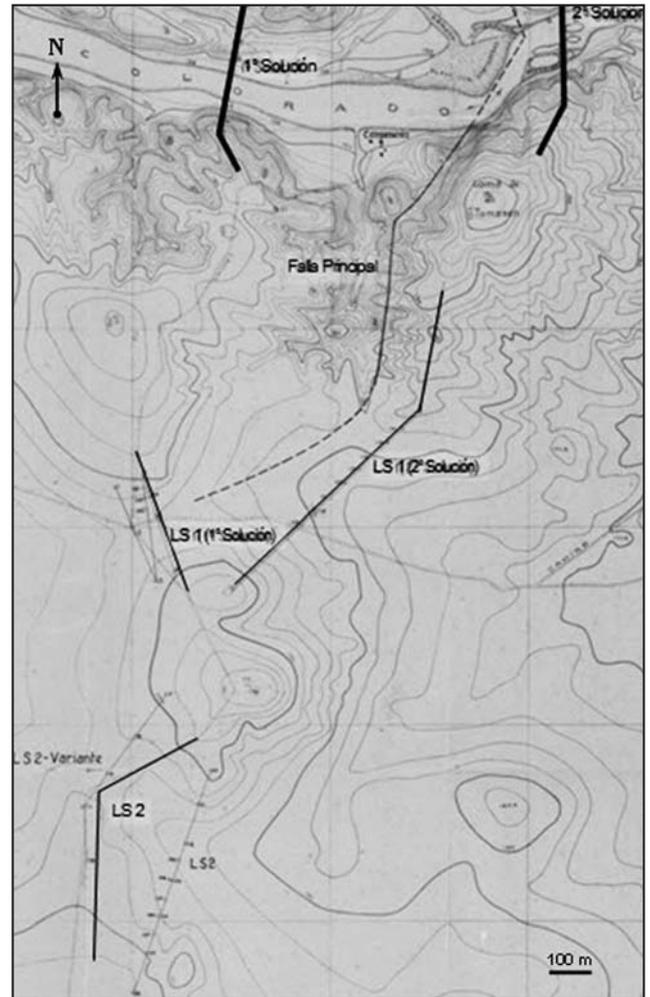


Figura 10. Ubicación de los cierres laterales sobre la margen derecha

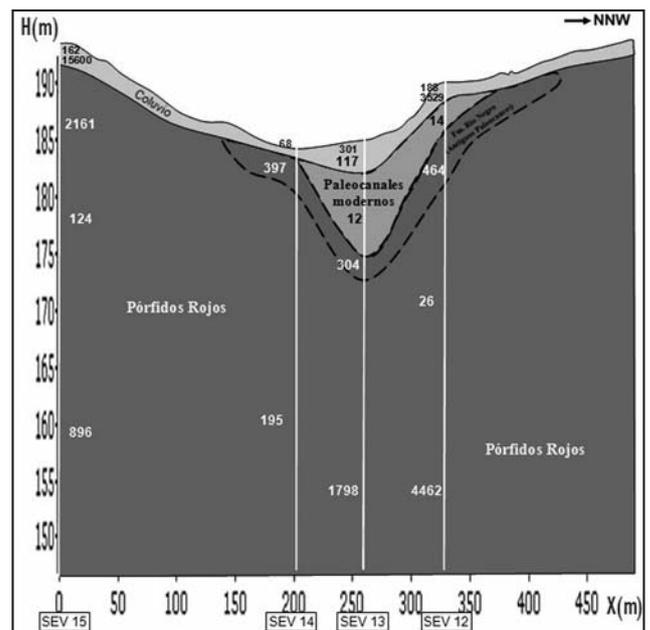


Figura 11. Interpretación de los SEV's, sobre el perfil topográfico a lo largo del cierre lateral LS 1 - 1ª Solución. Exageración vertical x10

contribuyó al derrumbe de los pozos. Estas observaciones de campo fueron corroboradas por los autores.

Los estudios geoelectrónicos en este cierre lateral, revelan en el sector central una zona de menor resistividad o alta humedad, lo que podría atribuirse a sedimentos húmedos de origen fluvial, con un importante espesor (Figura 11).

Un análisis preliminar, considerando una longitud de traveso de 2,44 km.; una carga hidráulica promedio de 10 metros; una permeabilidad promedio de 5×10^{-2} cm/s; un ancho de la sección promedio de 350 m; y un tirante a la restitución de 30 metros, el caudal de salida sería extremadamente bajo: en el orden de 0,036 m³/s. La situación podría cambiar un tanto si en presencia de yeso espatular, por el sedimento granular se forman canales preferenciales de fuga.

- Cierre LS1 - Segunda Solución
El cierre lateral LS1 correspondiente a la *Segunda Solución* se sitúa en continuidad del propio eje principal, al sur de la Loma de Tomassen.

Las características principales de este cierre lateral, son las siguientes:

- Cota de máximo embalse: 192 m.s.n.m. IGM
- Longitud del cañadón: 2,44 km.
- Cota más baja del portezuelo: 177 m.s.n.m IGM
- Cota río Colorado en la unión: 158 m.s.n.m
- Longitud del cierre lateral a cota 192 m.s.n.m.: 950 m
- Altura máxima del cierre: 15 m

El subálveo de este cañadón fue estudiado mediante dieciséis pozos ejecutados a mano, denominados: 145, 136, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 137, 141, 142, 143, 144. Todos los pozos penetraron algo en la roca hasta alcanzar un nivel considerado apto para fundar. En el sector central es

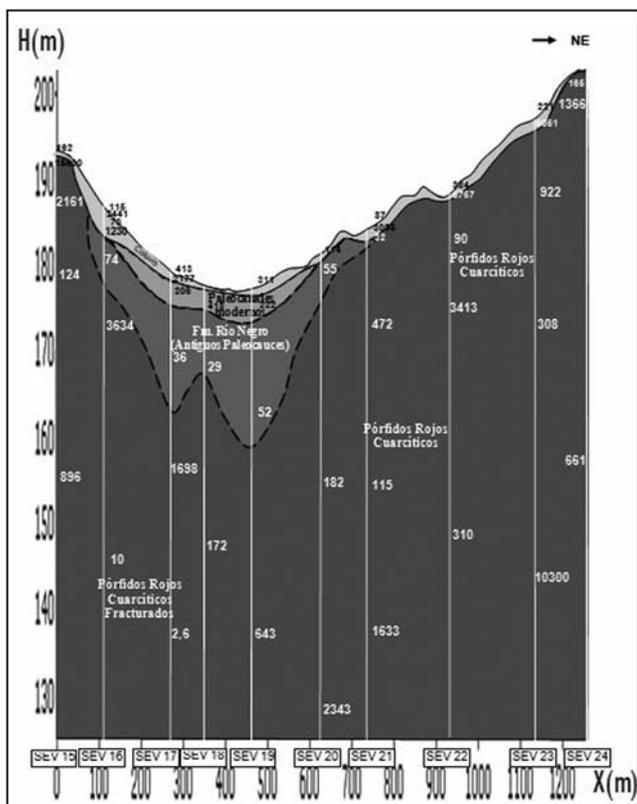


Figura 12. Interpretación de los SEV's, sobre el perfil topográfico a lo largo del cierre lateral LS 1 - 2ª Solución. Exageración vertical x20

rellenado en superficie por sedimentos arenosos de origen aluvial, de una potencia del orden de 5 metros. Por debajo de estos, predominan las arenas azuladas de grano medio a grueso, algo compactas, con rodados pumíceos, asignadas a la Fm. Río Negro (Figura 12).

- Cierre LS2

El tercer cierre lateral denominado LS2, común a ambas soluciones, dista unos 500 m del LS1. En realidad ambos confluyen en un curso único pasando por una vega o mallín que da cuenta que en ciertas épocas del año hay derrames a través del o los portezuelos. Sus características son las siguientes:

- Longitud del cañadón: 2,10 km.
- Cota más baja del portezuelo: 182 m.s.n.m. IGM.
- Cota río Colorado en la unión: 158 m.s.n.m.
- Longitud del cierre lateral a cota 192 m.s.n.m.: 610 m
- Altura máxima del cierre: 10 m (aprox.)

El subálveo de este cañadón fue estudiado mediante dieciséis pozos ejecutados a mano, denominados: 139, 138, 135, 134, 56, 55, 108, 107, 106, 105, 104, 52, 50, 51, 53 y 140. Todos los pozos penetraron algo en la roca hasta alcanzar un nivel considerado apto para fundar.

Los sedimentos que rellenan esta escotadura son, superficialmente, arenas limosas con yeso y lentes de arcilla. A unos pocos metros de profundidad, predominan depósitos de arena algo compacta de color gris azulado o negruzco de grano grueso a medio y con rodados de piedra pómez, asignada a la Fm. Río Negro (Figura 13). Se la considera de permeabilidad elevada.

De manera preliminar, considerando una longitud de traveso de 2,10 km.; una carga hidráulica promedio de 10 metros; una permeabilidad promedio de 5×10^{-2} cm/s; un ancho de la sección promedio de 650 m; y un tirante a la restitución de 30 metros, el caudal de salida sería bajo: en el orden de 0,1 m³/s.

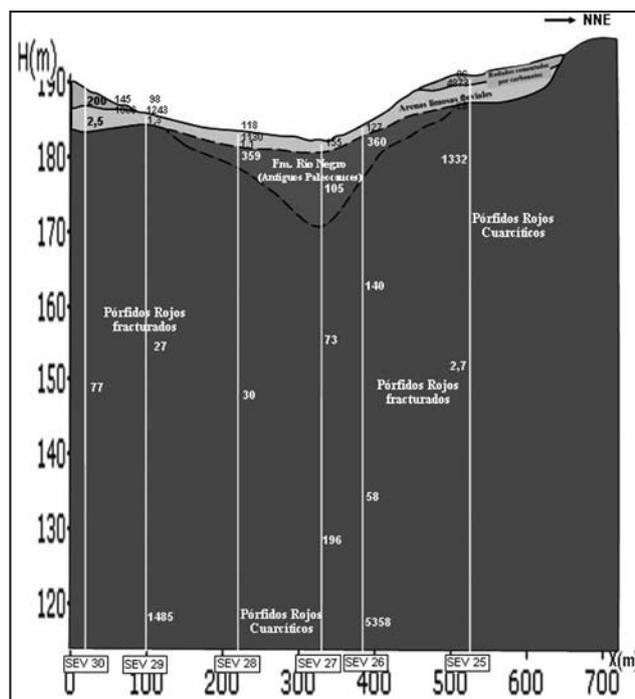


Figura 13. Interpretación de los SEV's, sobre el perfil topográfico a lo largo del cierre lateral LS 2. Exageración vertical x10

Como en el cierre LS1, la situación podría cambiar tanto, si en presencia de yeso, por el sedimento granular se formarían canales preferenciales de fuga.

Conclusiones actuales

De optarse por la *Primera Solución*, se propone profundizar los estudios en el LS1, con el objeto de hallar la profundidad de la roca de fundación. Esto podría lograrse mediante un tendido de sismica de refracción.

Evaluación geotécnica

a. Clasificación del macizo/s según RMR (Bieniawski y Orr 1976)

Clasificación Geotécnica de la Zona 1.
Pórfidos grises M. I., La Pampa.

Descripción: Los afloramientos grises son saltuarios y se encuentran cubiertos por detritos muy abundantes. Hay rasgos estructurales mayores y menores que indican que la zona está afectada por fallamiento de cierta importancia y discontinuidades con espaciamiento cercano. Zona superficial alterada y cubierta.

Clasificación: RMR = 42. Clase de Roca: Pobre - Media. Datos de salida de la clasificación: Cohesión de la masa rocosa: $C' = 100$ a 200 kPa; Ángulo de fricción interna = 15° a 25° ; Cohesión de la roca intacta: $C = 10\%$ de la resistencia a la compresión simple = 10 MPa; MD: Módulo de deformación genérico del macizo rocoso: no evaluable mediante este método.

Clasificación geotécnica de la Zona 2, Pórfidos grises M.D., Río Negro.

Descripción: Semejante a la margen izquierda. La zona está en general menos disecada por cañadones; el tipo litológico es el mismo y en el morro de empotramiento no se observan estructuras mayores aunque los afloramientos se encuentran cubiertos por detritos, desapareciendo hacia el sur. Un rasgo importante es que la roca se encuentra expuesta, con una cobertura de poco espesor.

Clasificación: RMR = 50. Clase de Roca: Pobre - Media. Datos de salida de la clasificación: Cohesión de la masa rocosa: $C' = 200$ a 300 kPa; Ángulo de fricción del macizo = 15° a 25° ; Cohesión de la roca intacta: $C = 10\%$ de la resistencia a la compresión simple = 10 MPa.

Clasificación geotécnica de la Zona 3.
Pórfidos rojos, M.I., La Pampa.

Descripción: Pórfidos rojos no alterados que constituyen una suave lomada. Diaclasamiento en dirección paralela al río Colorado. No presenta marcadas zonas de ciza. Sin tapadas importantes. El macizo es más homogéneo.

Clasificación: RMR = 57. Clase de Roca: Media. Datos de salida de la clasificación: Cohesión de la masa rocosa: $C' = 200$ a 300 kPa; Ángulo de fricción del macizo 25° a 35° ; Cohesión de la roca intacta: $C = 10\%$ de la resistencia a la compresión simple = 13 MPa.

Clasificación geotécnica de la Zona 4. Pórfidos rojos M.D. Río Negro.

Los pórfidos rojos aflorantes en la margen rionegrina son muy semejantes a los de la margen opuesta. El dato distintivo lo constituye la pendiente de los taludes que conforma el macizo. En este caso son los más empinados en todo el ámbito de Huelches.

Clasificación: RMR = 61. Clase de Roca: Media-Buena. Datos de salida de la clasificación: Cohesión de la masa rocosa: $C' = 200$ a 300 kPa; Ángulo de fricción del macizo 30° ; Cohesión de la roca intacta: $C = 10\%$ de la resistencia a la compresión simple = 10 MPa.

ESTUDIO DE MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN

Se evaluaron para dos tipos de presas. Para una presa de hormigón, los agregados gruesos y finos pueden ser indistintamente utilizados de canteras de piedra partida y triturada (pórfidos), como de préstamos de arenas y gravas sitios a mayor distancia que las canteras (mayor transporte). Hasta el presente no se ha estudiado la reacción álcali agregado de los mismos. Para una presa de escollera, hay en las cercanías sitios de extracción de piedra con características adecuadas. No obstante, deberían seleccionarse con mayor precisión los sitios de extracción y estudiar los materiales bajo los ensayos normalizados como: resistencia, alterabilidad, absorción de agua, cubricidad, etc.

CONCLUSIONES

Dentro de las conclusiones geotécnicas típicas de la etapa de Prefactibilidad se encuentran los aportes relacionados con la *selección del tipo de presa* y con el *emplazamiento o sitio de ubicación de la misma*.

Relacionados con el *tipo de presa*, previamente se había elegido una presa de hormigón aligerado como la solución más factible. Las características requeridas de las fundaciones para un tal *tipo de presa*, a fin de minimizar la profundidad de las excavaciones y la cuantía de los tratamientos de consolidación, son: fundación con un módulo de deformación del macizo rocoso lo más semejante posible al de hormigón.

Partiendo de estos presupuestos esta situación se evaluó siguiendo los lineamientos de *Rocha (1981)* que propone la necesidad e intensidad de tratamiento relacionando el módulo de elasticidad del hormigón (Ec) y del macizo rocoso (Em). Para los hormigones se partió de la base que los mismos serían de tipo H30 - H40 a los que se les puede asignar un $Ec = 35$ GPa.

El módulo del macizo (Em) se estimó mediante la clasificación GSI (Geological Strength Index) de *Hoek (1994)*, en función de las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades de un macizo. Los resultados fueron los siguientes:

Pórfidos rojos: GSI = 50. $Em = 11$ GPa; Relación $Em/Ec = 0,31$.

Grado de influencia de la deformabilidad del macizo rocoso Em: Pequeña.

Pórfidos grises normalmente fracturados: GSI = 40. $Em = 5,6$ GPa; Relación $Em/Ec = 0,16$.

Grado de influencia de la deformabilidad del macizo rocoso Em: Moderada.

Pórfidos grises muy fracturados, brechados: GSI = 25. $Em = 2,5$ GPa; Relación $Em/Ec = 0,07$.

Grado de influencia de la deformabilidad del macizo rocoso Em: Grande.

Esta evaluación nos lleva para el tipo de presa a las siguientes conclusiones:

- Pórfidos rojos: totalmente compatible con una presa de hormigón.

- Pórfidos grises normalmente fracturados: compatible con una presa de hormigón.
- Pórfidos grises muy fracturados, brechados: compatible con una comparación de costos con otro tipo de presa (escollera, de materiales sueltos, etc.).

Relacionado con el *sitio de emplazamiento*, como se comentó más arriba, se habían estudiado con anterioridad dos variantes del cierre de Huelches, basándose en la cercanía del cierre a una falla que atravesaría el río Colorado. Actualmente se consideran múltiples factores para la selección de un sitio de emplazamiento, en este análisis se evaluaron:

- Factores topográficos, que condicionan los volúmenes de presa en primera instancia.
- Factores geológicos y geotécnicos, que condicionan los volúmenes de excavación y tratamiento de las fundaciones, como así también los riesgos geológicos durante la construcción y explotación (deslizamientos, estabilidades locales, etc.)
- Factores ambientales: paisaje y aspectos culturales relevantes.

En la Tabla N° 2 se representan esquemáticamente los factores topográficos, geológicos, geotécnicos y ambientales para ambas posiciones (1ª y 2ª Solución).

A cada factor se le asignó un valor numérico, cuantificando las características geológicas (Muy Alta: 1; Alta: 2; Media: 3; Baja: 4; Muy Baja: 5). La relación de valores (menor / mayor), entre ambas soluciones, establece un número entre 0 y 1, el cual se utilizó como ajuste comparativo de la Primera Solución con respecto a la Segunda, de la siguiente manera:

Relación Menor/Mayor:	Ajuste:
0,00 - 0,20	± 2,0
0,20 - 0,40	± 1,5
0,40 - 0,60	± 1,0
0,60 - 0,80	± 0,5
0,80 - 1,00	± 0,0

Cada factor se afectó con un coeficiente, el cual se multiplicó por el ajuste, obteniendo de esta manera un valor de ponderación relativo entre ambas soluciones. Este análisis se consigna en la Tabla N° 3.

Ponderando estos factores en una evaluación de tipo matricial aún no se define satisfactoriamente una conclusión en cuanto a una selección definitiva del emplazamiento de la presa, sin embargo surge que los factores topográficos y ambientales son claramente favorables para la denominada 1ª Solución y que es necesaria una complementación de la información geológica y geotécnica.

Por lo que a fin de salvar indefiniciones se propone la siguiente complementación de estudios, antes de establecer la posición de los sitios del eje de la presa de Huelches y proponer una campaña mediante investigaciones directas:

Sísmica de refracción en el eje de la 1ª Solución, con medición de velocidades longitudinales y transversales, que permita calcular el coeficiente de Poisson del macizo y el módulo de deformación global del mismo.

Ídem para la 2ª Solución.

- Sísmica de refracción en dispositivos transversales a los anteriores en margen derecha e izquierda en ambas posiciones, con medición de velocidades longitudinales y transversales.
- Dispositivos microsísmicos superficiales tanto en la 1ª Solución como en la 2ª Solución.

Se estima que con estas precisiones se estará en condiciones de tomar una decisión de proyecto en cuanto al sitio del eje para la presa de Huelches.

Tabla 2. Factores topográficos, geológicos, geotécnicos y ambientales para la 1ª y 2ª solución

Factores		1ª Solución	2ª Solución
Factores topográficos	Longitud a cota 192 m.s.n.m.	~ 350 metros	~ 850 metros
	Ancho del cauce	~ 70 metros	~ 120 metros
	Profundidad del cauce	Desconocida	Desconocida
Factores geológicos	Litología	Pórfido gris	Pórfido rojo
	Fracturación del macizo	Alta	Media
	Alteración del macizo rocoso	Media a Alta	Baja
	Profundidad de los materiales de cobertura	Media	Baja
Factores geotécnicos	Clasificación del macizo rocoso (promedio)	RMR = 47	RMR = 59
	Módulo de deformación del macizo (estimado)	4 GPa	11 GPa
	Profundidad de las excavaciones	1,50 (Valor arbitrario)	1 (Valor arbitrario)
	Intensidad del tratamiento	1,50 (Valor arbitrario)	1 (Valor arbitrario)
Factores ambientales	Afectación de componentes singulares	No hay afectación	Afectación total
	Potencial de vistas	Se potenciaría	Se anularía

Tabla 3. Valores de ponderación arbitrarios para los distintos factores

Factores		1ª Sol. Valores	2ª Sol. Valores	Relación Men/May	Ajuste 1ª / 2ª	Ajuste x Factor
Factores topográficos [x 2,5]	Longitud a cota 192 m.s.n.m.	350	850	0,41	+ 1,0	+ 2,5
	Ancho del cauce	70	120	0,58	+ 1,0	+ 2,5
	Profundidad del cauce	1	1	1,00	0,0	0,0
Factores geológicos [x 2,0]	Litología	1	1	1,00	0,0	0,0
	Fracturación del macizo	2	3	0,67	- 0,5	- 1,0
	Alteración del macizo rocoso	2,5	4	0,63	- 0,5	- 1,0
	Profundidad de los materiales de cobertura	3	4	0,75	- 0,5	- 1,0
Factores geotécnicos [x 2,0]	Clasificación del macizo rocoso (promedio)	47	59	0,80	- 0,5	- 1,0
	Módulo de deformación del macizo (estimado)	4	11	0,36	- 1,5	- 3,0
	Profundidad de las excavaciones	1,50	1	0,57	- 0,5	- 1,0
	Intensidad del tratamiento	1,50	1	0,67	- 0,5	- 1,0
Factores ambientales [x 1,0]	Afectación de componentes singulares	1	0	0,00	+ 2,0	+ 2,0
	Potencial de vistas	2	0	0,00	+ 2,0	+ 2,0
PONDERACIÓN RELATIVA TOTAL						0,0

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

- BIENIAWSKI, Z.T. Y C.M. ORR, 1976
Rapid site appraisal for dam foundation by the geomechanics classifications.
XII° Congreso Internacional de Grandes Presas. Actas: 483-501. México.
- GONZÁLEZ DÍAZ, E.F. Y E.C. MALAGNINO, 1984
Geomorfología de la Provincia de Río Negro.
IX° Congreso Geológico Argentino. Actas: 1-159. Servicio Geológico Nacional CIRGEÓ. S. C. de Bariloche. Río Negro.
- GONZÁLEZ STEGEMANN, E.M., 1942
Informe geológico preliminar sobre el proyecto de Embalse en Huelches, Río Colorado.
Dirección General de Minería. 25 pp. Buenos Aires. Inédito.
- HOEK, H.E., 1994
Strength of rock and rock masses.
International Society of Rock Mechanics New Journal 2.
- HWONG, T.C., 1978
Classification of the rock mass structures and determination of rock mass quality.
Bulletin of the International Association of Engineering Geology N° 18: 139-142.
- ISRM, 1978
Suggested Methods for the quantitative descriptions of rock masses.
International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Volume 15, N° 6: 319-368.
- LAMBERT, L.R., 1944
Informe geológico sobre el Proyecto de Embalse del Río Colorado en Paso Huelches.
Dirección General de Minería, Buenos Aires. Inédito.
- LAMBERT, L.R., 1948
Informe geológico sobre el Proyecto de Embalse del Río Colorado en Paso Huelches.
Boletín N° 66 Dirección General de Minería, Buenos Aires.
- LLAMBÍAS, E.J. Y M.A. LEVERATTO, 1975
El plateau riolítico de la provincia de La Pampa, República Argentina.
II° Congreso Iberoamericano de Geología Económica. Actas 1: 99-114. Buenos Aires.
- LLAMBÍAS, E.J., E. LINARES Y C. LATORRE, 1980
Geología de la Provincia de la Pampa, R.A. y Geocronología de sus Rocas Metamórficas y Eruptivas. Asociación Geológica Argentina.
Revista; XXXV (1): 87-146. Buenos Aires.

PRIEST, S.D., 1993

Discontinuity analysis for rock engineering.

Capman y Hall. 473 pp.

RAMOS V.A., 1999

Las provincias geológicas del territorio argentino.

En: Caminos, R. (Ed.), Geología Argentina. Anales 29, Capítulo 3. SEGEMAR. Buenos Aires.

ROCHA, M., 1981

Mecânica das rochas.

Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil. 444 pp. Lisboa.

SILVA NIETO, D.G. Y P.M. ESPEJO, 1996

Hoja Geológica Puelches 3966 II. Provincia de La Pampa y Río Negro. Escala 1: 250.000.

Dirección Nacional del Servicio Geológico. Buenos Aires.



Aplicación de técnicas geofísicas para la caracterización de sitio del basural La Bebida

San Juan, Argentina

Miranda, Silvia ¹⁻² ✉ - Herrada, Alfredo ²

Recibido: 15 de diciembre de 2009 • Aceptado: 30 de octubre de 2010

Resumen

En la actualidad, el problema de la contaminación ambiental relacionada con el manejo de residuos es una de las principales preocupaciones de geocientistas, políticos y de la sociedad en general. Una vez que la deposición de basura ha cesado y el relleno ha sido cubierto, la geofísica puede proveer técnicas apropiadas para investigar su estructura interna. En este contexto hemos conducido como un estudio de caso, mediciones geofísicas sobre y alrededor del depósito municipal de residuos domésticos conocido como La Bebida situado en la provincia de San Juan. Mediciones detalladas del campo geomagnético y 4 sondeos geoelectricos sirvieron para determinar la geometría y el espesor del relleno y conocer características de la estructura interna del depósito.

Palabras clave: *Relleno sanitario, caracterización interna, magnetometría, resistividad.*

Abstract

Nowadays, the problem of environmental pollution related to waste management is one of the main concerns of geoscientist, politicians and the society in general. Once waste deposition has ceased and the landfill has been covered, geophysics can provide suitable techniques to investigate their internal structure. In this context we have carried out as a study of case, geophysical measurements on and about the municipal warehouse of domestic residues known as La Bebida placed in the province of San Juan. Detailed measurements of the geomagnetic field and 4 geoelectric sounding served to determine the geometry and the thickness of the landfill and to know characteristics of the internal structure of the deposit.

Keywords: *Waste landfill, internal characterization, magnetic survey, resistivity.*

¹ Departamento de Geofísica y Astronomía

² Instituto Geofísico Sismológico F. V. Volponi
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales,
Universidad Nacional de San Juan.

Meglioli 1160 Sur. 5400. Rivadavia. San Juan

✉ smiranda@unsj-cuim.edu.ar

INTRODUCCIÓN

Los residuos urbanos, principalmente basura doméstica, usualmente son inadecuadamente depositados en sitios basurales poniendo a veces en riesgo los recursos de agua subterránea y la salud de la comunidad. Un problema particular es el que se observa en el caso de la mayoría de los rellenos sanitarios y basurales más antiguos en los que las operaciones de llenado no fueron adecuadamente controladas o documentadas, de modo tal que en muchos casos los bordes del sitio y el tipo y volumen del relleno son desconocidos (Meju 2000). Esta información, que forma parte de la caracterización de sitio, es de interés por ejemplo para: i) evaluar la posibilidad de contaminación del suelo, del agua subterránea o del medio ambiente, ii) conocer las condiciones geotécnicas del sitio para el emplazamiento de construcciones civiles o viales. Los objetivos usuales en este tipo de estudios involucran la determinación de la geometría (tamaño y forma), las propiedades físicas y la composición química del relleno (e.g., Vogelsang 1995). Los métodos geofísicos de superficie pueden satisfacer parte de estos requerimientos con la ventaja, por ejemplo frente a las perforaciones, de ser no invasivos, ofrecer en muchos casos información espacial y tener una muy baja relación costo-efectividad. Debido a la complejidad y la heterogeneidad de los depósitos de basura urbana es conveniente la aplicación de varias técnicas geofísicas con el objeto de realizar una interpretación integrada (Sharma 2002). En general, es de esperar que los depósitos de basura exhiban, con respecto a la roca encajante, sustanciales contrastes de velocidades de onda, de densidad, resistividad eléctrica, permitividad dieléctrica y susceptibilidad magnética (Whiteley y Jewell 1992). Entre los métodos no invasivos utilizados en investigaciones de rellenos sanitarios, los métodos eléctricos y los electromagnéticos son los más habituales debido a su capacidad para detectar cambios relacionados con la variación en el contenido de fluidos, en la composición química y en la temperatura de la subsuperficie (entre otros, Carpenter et al. 1990; Meju 2000; Soupios et al. 2007; Bavusi et al. 2006). Entre otros métodos geofísicos utilizados con éxito en estudios de caracterización podemos mencionar: el método sísmico (Carpenter et al. 1991), el método magnético (Prezzi et al. 2005), georadar (Splajt et al. 2003), el método gravimétrico (Silva et al. 2009; Mantlik et al. 2009).

En este trabajo se presentan los resultados de dos estudios geofísicos llevados a cabo sobre el basural La Bebida (figura 1), que desde hace unos 80 años ha recibido en forma no controlada los residuos sólidos, en especial domésticos, de los distritos más poblados de San Juan. Actualmente, el sitio se encuentra en etapa de saneamiento a cargo de la Subsecretaría de Medio Ambiente de la Provincia de San Juan, lo cual facilitó el desarrollo de los trabajos de medición. Mediante el modelado de los datos magnéticos y de resistividad medidos fue posible estimar el espesor del relleno y mapear la estructura interna del mismo de acuerdo a su resistividad.

GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO

El basural La Bebida se ubica en el Departamento Rivadavia, a unos 13 km al oeste de la ciudad de San Juan (figura 1), y a distancias mayores de 3 km de zonas cultivadas o con población rural o urbana.

El sitio propiamente dicho, de unos 300 metros de ancho por 600 metros de largo, se sitúa sobre la bajada pedemontana de la sierra Chica de Zonda hacia al oeste. Dicha Sierra

alcanza unos 1300 metros de altura sobre el nivel medio del mar y un desnivel de alrededor de 550 m respecto a la superficie pedemontana circundante que inclina hacia el este. Tanto la Sierra como la bajada pedemontana son surcadas por redes de drenaje temporales. El basural se emplaza en una quebrada excavada por un curso fluvial que nace en la Sierra. La pendiente aproximada del piedemonte es de 7 %.

En cuanto a las unidades geológicas aflorantes (figura 1), las más antiguas son de edad paleozoica inferior comprendiendo calizas y dolomitas de colores gris claro a gris oscuro que integran el cuerpo principal de la sierra Chica de Zonda. Estas rocas en general son consideradas no acuíferas. Sobre estas calizas se apoyan sedimentitas clásticas de edad terciaria entre las que se destacan limolitas, arcilitas, areniscas e intercalaciones de conglomerados. Hidrogeológicamente estas sedimentitas constituyen el basamento de la cuenca de agua subterránea del Valle de Tulum situado hacia el este (Torres y Rodríguez 1999).

Finalmente, de edad cuaternaria (Pleistoceno-Holoceno) se reconocen los materiales de la llanura aluvial pedemontana antigua, moderna, reciente y actual. Los sedimentos más antiguos, inmediatamente por encima del basamento terciario, son de espesor reducido y consisten en gravas medianas a gruesas y bloques principalmente de calizas. Los sedimentos de la llanura aluvial pedemontana moderna, reciente y actual ocupan la mayor parte de la zona pedemontana de la sierra Chica de Zonda y en su litología participan gravas medianas a gruesas y bloques de calizas, grauvacas, riolitas. En esta zona dichos terrenos no constituyen acuíferos y sólo actúan como un medio de transferencia del agua hacia la cuenca del Tulum. El nivel de agua subterránea es bastante profundo, y se ubicaría a más de 100 metros desde la superficie de terreno (Torres y Rodríguez 1999).

Desde el punto de vista estructural, el área se ubica en una región de borde precordillerano donde los rasgos tectónicos se evidencian por los alineamientos y la fracturación en algunos casos neotectónica, de orientación principal noreste – suroeste (Torres et al. 1996).

El clima de la región es del tipo seco desértico con niveles de precipitación media anual menores a 250 mm e inferiores a la evaporación. Existe una marcada deficiencia hídrica y por lo tanto no hay cursos permanentes alimentados por precipitaciones pluviales, sólo arroyos temporarios (Pereyra 2003).

MAGNETOMETRÍA

El método magnético es de fuente natural. Dicha fuente, cuya magnitud depende del contenido de materiales ferrosos en el subsuelo (magnetización inducida) y de la historia magnética de dichos materiales (magnetización remanente), distorsiona el campo magnético terrestre dando lugar a anomalías magnéticas. Su uso en la caracterización de rellenos sanitarios es recomendado en la etapa de reconocimiento debido a su rapidez y relativamente bajo costo. La información que puede brindar esta técnica se refiere fundamentalmente a la detección de los bordes del depósito, la presencia de fallas en el basamento y la existencia de tambores metálicos que podrían contener sustancias nocivas (Vogelsang 1995).

En una primera etapa se realizó un mapeo de los bordes visibles del basural (figura 2), que nos permitió planificar adecuadamente las observaciones geofísicas. Para ello se efectuó un levantamiento GPS (Global Positioning System) cinemático en modo diferencial.

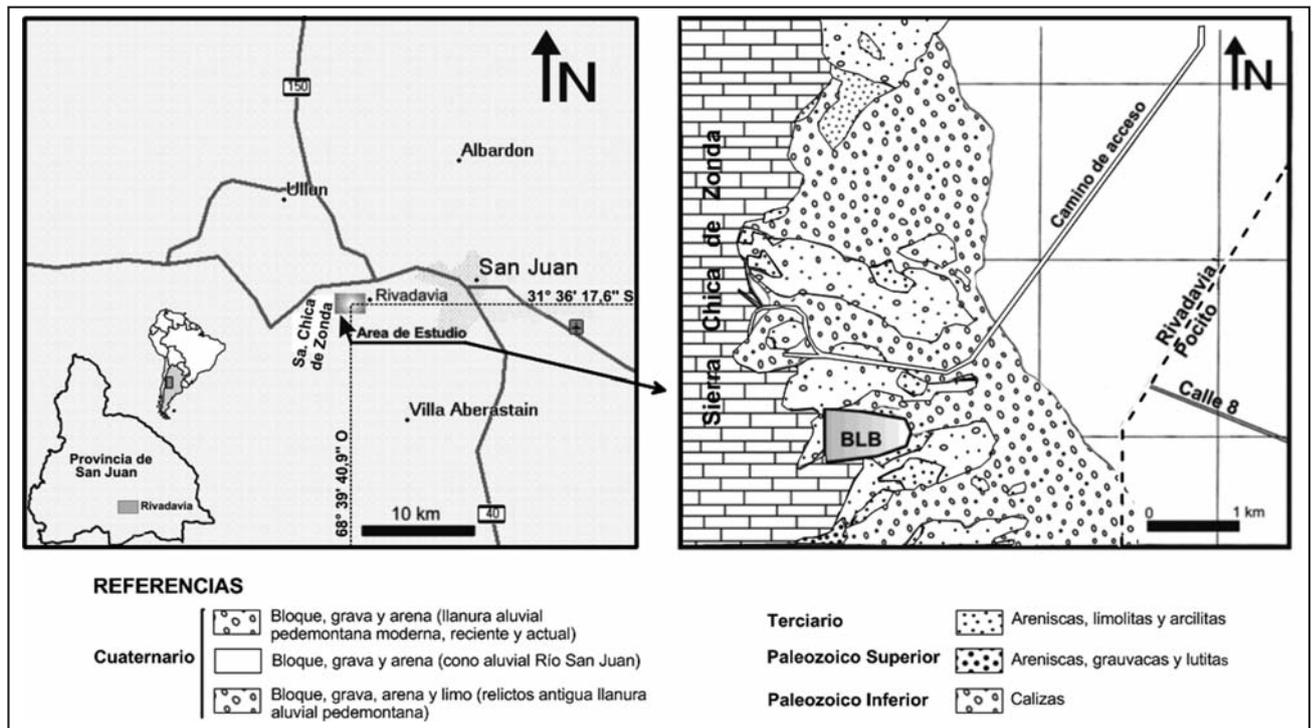


Figura 1. Mapa de ubicación de la zona de estudio (izquierda) y mapa geológico (derecha). BLB: Basurero La Bebida

Las determinaciones sobre terreno del campo geomagnético componente total se llevaron a cabo sobre diez perfiles, separados unos 50-60 metros, que atraviesan el área del basural en dirección norte-sur y se extienden lateralmente sobrepasando los bordes (figura 2). Sobre cada perfil se relevaron estaciones cada 3-4 metros aproximadamente, y a 2,5 metros de altura sobre la superficie del terreno. Se utilizó un magnetómetro del tipo protónico marca Geometrics modelo G 856 que es capaz de resolver variaciones del campo magnéticas del orden de la décima.

La variación temporal del campo magnético (relacionada con cambios originados en la ionosfera) fue modelada en base a los datos de la estación magnética Zonda ubicada a unos pocos kilómetros del área de medición. En dicha estación está instalado un magnetómetro GEM Systems GSM-19TG, que realiza lecturas cada 10 segundos. Durante los días de medición la actividad magnética fue baja, con una variación diaria máxima de ± 20 nT para la componente total del campo magnético. Los valores de campo magnético medidos fueron corregidos por la variación diaria. Posteriormente, usando estos valores se generó una grilla regular de 10 m x 5 m de espaciamiento, realizando para ello una interpolación por el método de Kriging (Isaacs y Srivastava 1989). El campo magnético alcanza en la zona de estudio amplitudes medias de 23800 nT.

Por otro lado, puesto que el campo magnético medido representa la suma de efectos de fuentes a distintas profundidades y nuestro interés se centra en aquellas ubicadas en los primeros metros de la corteza, debimos aislar este campo residual a través de un adecuado procesamiento. La variación regional del campo fue estimada ajustando a los datos magnéticos mediante una superficie polinomial de primer grado. Este campo regional fue sustraído de los valores medidos. El mapa de anomalías magnéticas residuales resultantes para el basural La Bebida se muestra en la figura 2a. En este mapa 3D puede verse que el área del relleno queda perfectamente delimitada por anomalías magnéticas de amplitud media de entre -400 y 300 nT. Esta imagen es

característica de la mayoría de depósitos de basura doméstica (Sharma 2002). Las fuentes magnéticas podrían ser desechos de materiales de construcción, partes de automóviles, u otros objetos siempre diseminados al azar a través del relleno.

Debe notarse que a través de mapas como este sería en principio posible reconocer en forma aproximada el área ocupada por el relleno, señalada por la gran cantidad de zonas anómalas positivas y negativas. Este resultado demuestra la eficacia del método magnético para delimitar el área ocupada por antiguos depósitos de basura recubiertos, sin necesidad de utilizar métodos invasivos.

Luego, los datos magnéticos regularizados (figura 2a) fueron analizados usando el paquete de programas para el procesamiento de datos magnéticos MagPick 3.00 (Tchernychev 2004), el cual es de libre acceso y disponibilidad a través de la dirección de Internet [<http://www.geometrics.com>]. Entre otras opciones, MagPick encuentra estimaciones de las coordenadas de posición x, y, z de las fuentes más simples que producirían el mejor ajuste al comparar el efecto magnético calculado con los datos observados. La solución es iterativa y no se requiere de información específica de la fuente acerca de la forma, susceptibilidad y magnetización remanente. Una fuente simple sería por ejemplo, la representada por un dipolo magnético. En nuestro caso esta es una buena opción para lograr una estimación aproximada del espesor del relleno, dado que no tenemos precisiones acerca de la magnetización del depósito. En el proceso se individualizaron los dipolos de mayor longitud de onda relativa para investigar la profundidad de la fuente generadora, en un esquema iterativo hasta lograr una estimación estable. En el mapa de la figura 2b se han representado las profundidades magnéticas estimadas, las cuales varían entre 5 metros y 26 metros. No obstante las limitaciones de la metodología utilizada, las profundidades encontradas resultan informativas de los distintos espesores del relleno.

La alta contaminación magnética que exhibe el depósito dificulta cualquier intento de detectar la existencia de tambores

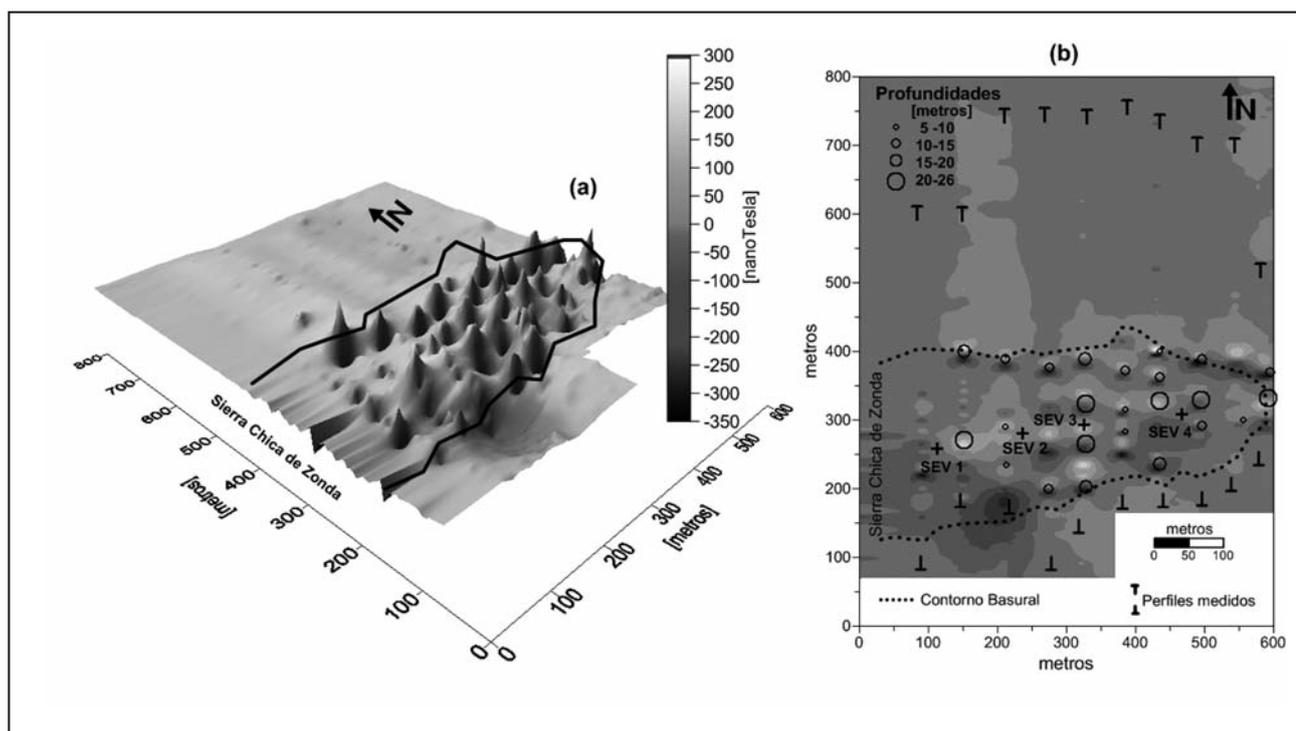


Figura 2. Mediciones magnetométricas de detalle.

(a) Mapa 3D de anomalías magnéticas construido a partir de la medición sobre 10 perfiles norte-sur (datos espaciados 4-5 metros a lo largo de cada perfil; véase ubicación de perfiles en figura 2b). Nótese que las anomalías señalan el área ocupada por el depósito. (b) Profundidades estimadas del depósito derivadas del modelado de datos magnéticos usando fuentes simples, superpuestas a las anomalías magnéticas observadas. La ubicación de los sondeos geoelectrónicos (SEV) medidos se indica con el símbolo +.

En ambas figuras se muestra los bordes visibles del basural según determinaciones GPS. La posición geográfica de SEV 3 es 31° 36' 17,6" de latitud Sur, 68° 39' 40,9" de longitud Oeste.

metálicos (Vogelsang 1995). Una menor separación entre las estaciones de lectura contribuiría a mejorar las posibilidades de localización de estos objetos metálicos.

SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES (SEV)

El método de sondeo eléctrico vertical (SEV) fue utilizado para investigar la extensión, el espesor y algunas características internas del relleno del basural de La Bebida. En esta área se llevaron a cabo 4 SEV, utilizando un arreglo Schlumberger, con una distancia eléctrica máxima de 100 metros (véase la ubicación en figura 2b). Los cuatro SEV resultan en curvas de mínimo tipo H (figura 3 a), como sería típico de sitios de rellenos sanitarios ubicados en distintas partes del mundo, independientemente del clima, la geología y el emplazamiento geoambiental (Meju 2000).

Los perfiles de resistividad fueron interpretados utilizando el programa de libre acceso IPI2WIN [http://geophys.geol.msu.ru/ipi2win.htm] que permite la interpretación 1D automática o semiautomática de perfiles de datos SEV (Bobachev et al. 2000). La figura 3a muestra, para los cuatro sondeos, las curvas resistividad aparente medida y calculada, y la columna de resistividad interpretada. Los sondeos interpretados (con errores menores a 20 %) identifican una capa superior de unos 3-5 metros con resistividad de unos 290 Ωm para el SEV 1, pero que disminuye sistemáticamente hacia el este, de modo que en el SEV 4 es de unos 24 Ωm. Esta capa representaría la importante cubierta de arcilla, arena y grava colocada durante las tareas de cierre del basural. La capa siguiente ubicaría la parte inferior del depósito a unos 24 metros, y

tendría bajas resistividades (2-15 Ωm) compatibles con basura doméstica con un alto contenido de residuos metálicos ferrosos, tal como lo indican los resultados de la magnetometría. Es posible que la pendiente natural del basamento terciario hacia el este explique la disminución de resistividades en esa dirección, probablemente por la migración de fluidos contaminados (lechada). En este sentido, Torres et al. (1996) no descartarían la existencia de un reducido espesor saturado con tránsito hacia la cuenca del Valle de Tulum inmediatamente al este. Una pseudosección de la estructura de resistividades aparente interpretada (figura 3b) permite una visión bidimensional de los sondeos interpretados. Dadas las simplificaciones que suponen los sondeos geoelectrónicos (e.g., capas horizontales y homogéneas), es de esperar que una tomografía eléctrica (ya planificada) brindará una imagen más completa de la estructura interna del relleno. La interpretación geológico-geofísica integrada final -sin dudas- proporcionará información útil para las eventuales fases de remediación y monitoreo.

CONCLUSIONES

- Los métodos geofísicos son en muchos casos una herramienta eficiente para caracterizar sitios de depósito de basura abandonados, tal como el basural La Bebida.
- Un levantamiento magnetométrico de detalle revela la disposición espacial del basural cuyos bordes visibles fueron mapeados previamente mediante un levantamiento GPS diferencial.

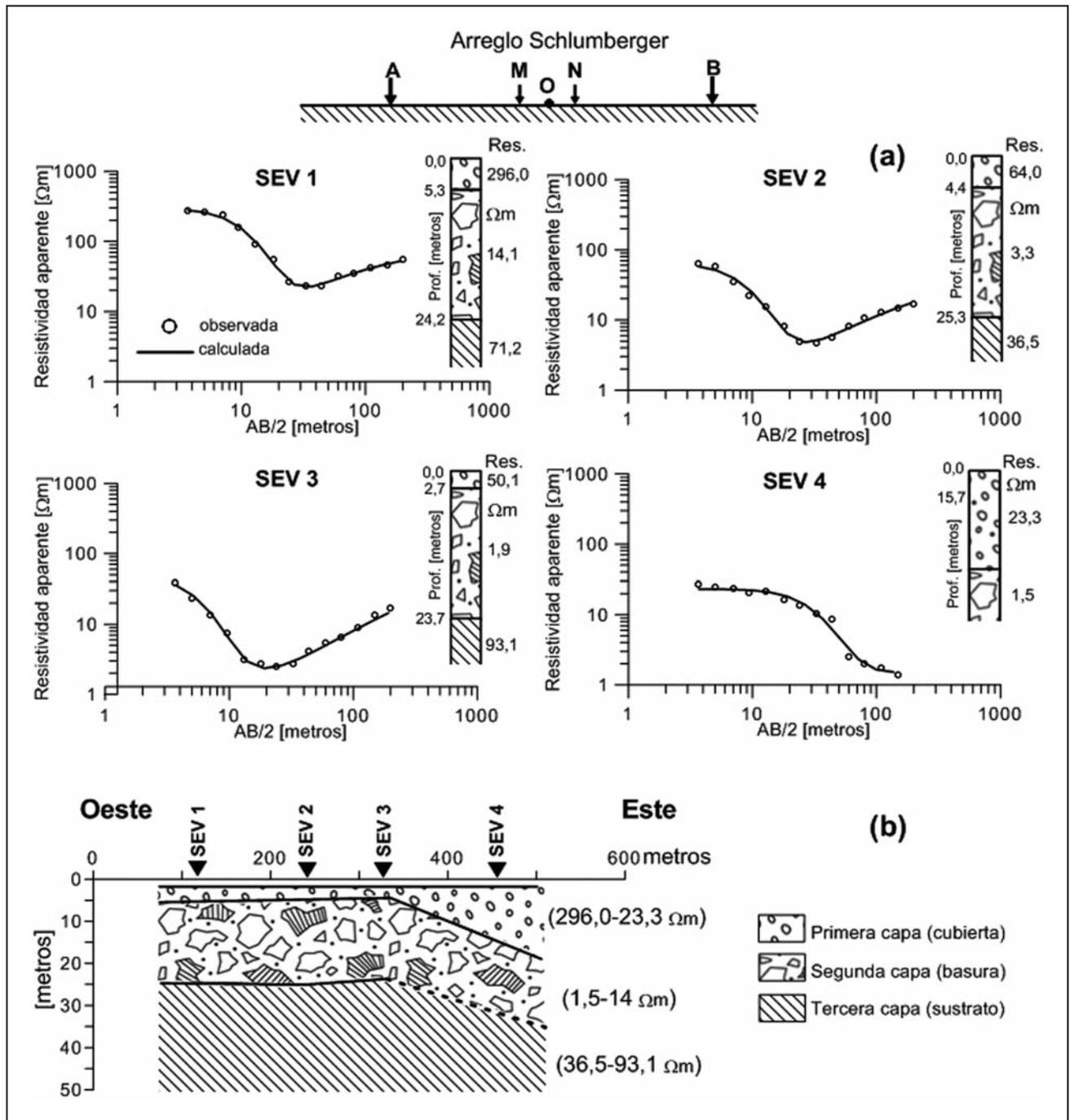


Figura 3. Sondeos eléctricos verticales medidos

(véase ubicación en figura 2 b). (a) Se muestran las respectivas curvas de resistividad aparente observada (círculos vacíos) para un dispositivo Schlumberger y las curvas de resistividad calculada a partir del modelado de mínimos cuadrados (línea llena). Arriba se esquematiza el arreglo de electrodos de corriente AB y de potencial MN. Para cada SEV, a la derecha, se presenta el perfil geoelectrico interpretado, indicándose la profundidad de las capas (prof.) y las resistividades resultantes véanse referencias en figura 3 b). Las curvas de resistividad observada han sido suavizadas en la zona de mínimo. (b) Pseudosección de estructura de resistividades aparentes construida a partir de la interpretación de cada uno de los sondeos en (a). Para cada capa se indican los intervalos de resistividades correspondientes.

- El mapa de anomalías magnéticas que muestra un arreglo de polos positivos (máximo 300 nT) y negativos (mínimo de -400 nT) distribuidos sobre el área del depósito señala el alto contenido de materiales ferrosos del material del relleno.
- La inversión de los datos magnéticos suponiendo fuentes dipolares simples produce un mapa de las profundidades estimadas del basural, las cuales varían entre 5 y 26 metros.
- Cuatro sondeos eléctricos verticales con arreglo Schlumberger fueron hechos sobre diferentes partes del eje del basural. Las curvas de resistividad, en todos los casos de mínimo (tipo H) fueron modeladas en un procedimiento de mínimos cuadrados para

modelos geoelectricos de dos capas. La primera capa es una cubierta resistiva de entre 3 y 5 metros de espesor, seguida por una capa conductiva de unos 20 metros que interpretamos compuesta principalmente por basura doméstica con alto contenido ferroso, apoyadas sobre un sustrato más resistivo. Las más bajas resistividades en la segunda capa ($\sim 2 \Omega\text{m}$), compatibles con las típicas de lechadas, se detectan en los sondeos ubicados más hacia el este. Esta tendencia espacial podría relacionarse con la pendiente del basamento en esa dirección.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Subsecretaría de Medio Ambiente de la Provincia de San Juan por el apoyo brindado para concretar los trabajos de campo. Al Dr. Francisco Ruiz por la sesión de datos de la Base Magnética Zonda (UNSJ). Al Lic. Arturo Güell por la medición de los sondeos geoelectricos.

Este trabajo forma parte del Proyecto PIC UNSJ 622, subsidiado por CICITCA, Universidad Nacional de San Juan.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

- BAVUSI, M., E. RIZZO Y V. LAPENNA, 2006
Electromagnetic methods to characterize the Savoia di Lucania waste dump. (Southern Italy).
Environmental geology 51 (2): 301-308.
- BOBACHEV, A. A., I. N. MODIN Y V. A. SHEVNIN, 2000. IPI2WIN
Guía de usuario. Universidad Estatal de Moscú,
Facultad de Geología, Departamento de Geofísica, y Geoscan-M Ltd., 33 pp.
- CARPENTERS P.J., S. F. CALKIN Y R. S. KAUFMANN, 1991
Assessing a fractured landfill cover using electrical resistivity and seismic refraction techniques.
Geophysics, 56: 1896-1904.
- CARPENTER, P.J., R. S. KAUFMANN Y B. PRICE, 1990
Use of resistivity soundings to determine landfill structure.
Ground Water, 28 : 569-575.
- ISAACKS, E. H. Y R. M. SRIVASTAVA, 1989
Applied Geostatistics.
Oxford University Press, 561 pp.
- MANTLÍK, F., M. MATIAS, J. LOURENÇO, C. GRANGEIA Y H. TARECO, 2009
The use of gravity methods in the internal characterization of landfills -a case study.
J. Geophys. Eng. (6): 357-364. doi: 10.1088/1742-2132/6/4/003
- MEJU, M., 2000
Goelectrical investigation of old/abandoned, covered landfill sites in urban areas: model development with a genetic diagnosis approach.
Journal of Applied Geophysics, 44: 115-150.
- PEREYRA, B. R., 2003
Clima de la Provincia de San Juan. Argentina: Recursos y Problemas Ambientales de la Zona Arida. Primera Parte.
Provincias de Mendoza, San Juan y La Rioja. Tomo I. Caracterización Ambiental. Ed. E. M. Abraham y F. Rodríguez Martínez, 71-78.
- PREZZI, C., M. J. ORGEIRA, H. OSTERA Y C. A. VÁSQUEZ, 2005
Ground magnetic survey of a municipal solid waste landfill: pilot study in Argentina.
Environmental geology 47 (7): 889-897.
- SHARMA, P. V., 2002
Environmental and engineering geophysics.
Cambridge University Press, 475 pp.
- SILVA, J. B. C., W. A. TEIXEIRA Y V. C. F. BARBOSA, 2009
Gravity data as a tool for landfill study.
Environmental geology 57 (4) : 747-759.
- SOUPIOS, P., N. PAPADOPOULOS, I. PAPADOPOULOS, M. KOULI, F. VALLIANATOS, A. SARRIS Y T. MANIOS, 2007
Application of integrated methods in mapping waste disposal areas.
Environmental geology 53, (3): 661-675.
- SPLAJT, T., G. FERRIER Y L. E. FROSTICK, 2003
Application of ground penetrating radar in mapping and monitoring landfill sites.
Environmental geology 44, (8): 963-967.
- TCHERNYCHEV, M., 2004
MAGPICK-magnetic map and profile processing User Guide,
Geometrics, Inc, San Jose, CA, 98 p.

- TORRES, C. A. y J. A. RODRÍGUEZ, 1999
Estudio hidrogeológico mediante geoelectrica del área donde se proyecta instalar una planta de tratamiento de residuos sólidos urbanos. Provincia de San Juan.
II Congreso Argentino de Hidrogeología. IV Seminario Hispano-Argentino sobre temas actuales de la hidrología subterránea. Santa Fe - Argentina del 28 de Septiembre al 1 de Octubre de 1999. Serie Correlación Geológica N° 13, 52, INSUGEO.
- TORRES, C. A., J. A. RODRÍGUEZ, R. GIANNI y R. RODRÍGUEZ, 1996
Aspectos hidrogeológicos en el área del Hospital Neurosiquiátrico y de Los Baños de La Salud.
Departamento Rivadavia, Provincia de San Juan.
CRAS Centro Regional de Agua Subterránea. San Juan, Argentina, DI-275, 9 pp. (reporte inédito).
- VOGELSANG, D., 1995
Environmental Geophysics: a practical guide.
Springer. 173 pp.
- WHITELEY, R.J. y C. JEWELL, 1992
Geophysical techniques in contaminated lands assessment? do they deliver?
Exploration Geophysics 23(4) 557-565.



Problemática ambiental de la localidad costera de Monte Hermoso provincia de Buenos Aires

Marcos, Ángel ¹ ✉ - Caló, Jorge ¹ - Fernández, Elba ¹

Recibido: 15 de diciembre de 2009 • Aceptado: 01 de noviembre de 2010

Resumen

El balneario Monte Hermoso se caracteriza por la calidad y seguridad de sus playas de aguas cálidas, arenas homogéneas y suaves pendientes, lo que constituye el principal atractivo turístico de la localidad donde el sol se asoma y se esconde en el mar. La expansión urbana y la gran cantidad de construcciones, principalmente en la zona costera, ha generado una interacción con el equilibrio natural de la playa, ocasionando ciertos impactos negativos que podrían poner en riesgo las características de la misma.

Entre otras actividades antrópicas se pueden mencionar la construcción y la forestación sobre la duna costera, la extracción de arena para la construcción, volcado de escombros sobre la playa, tránsito vehicular. Los fenómenos naturales se caracterizan por tormentas de olas y vientos provenientes del sector sur que generan un aumento del nivel del mar, afectando la infraestructura que se encuentra en las cercanías de la línea de costa (ramblas, casas, negocios, postes de energía y árboles).

Sin embargo, los estudios y observaciones realizadas en forma continua durante 12 años, y la recopilación de información de los habitantes del lugar, permite inferir que la playa no se encuentra en estado crítico. Planificando la urbanización con el apoyo de un plan de manejo costero y ejerciendo controles sobre la actividad del hombre, es posible conservar la calidad de la playa que es el principal recurso atractivo de la localidad balnearia de Monte Hermoso

Palabras clave: *Urbanización costera - manejo costero - dinámica litoral - Monte Hermoso.*

Abstract

Monte Hermoso coastal resort is characterised by the quality and security of its beaches that have warm waters, homogeneous sand and low slopes. Urban sprawl and the large number of buildings, mainly in the coastal zone, has generated an interaction with the natural balance of the beach, causing some negative impacts that could endanger the tourist attraction of the city.

Anthropic activities include the building and forestry on the coastal dune, sand extraction for building purposes, dumping of debris on the beach and vehicular traffic. Natural phenomena are characterized by storm waves and winds from the South sector affecting the infrastructure on the coastline (ramblas, houses, shop windows, energy poles and trees).

¹ Departamento de Geología. Universidad Nacional del Sur.
San Juan 670. (8000) Bahía Blanca.

✉ amarcos@uns.edu.ar

Studies and observations performed continuously for 12 years and information collected from residents, show that the beach is not in a critical stage. It is possible to keep the quality of the

beach (which is the main attractive resource of Monte Hermoso city) by means of a planned urbanization with the support of a coastal management plan and exercising a control over the activity of man.

Keywords: Coastal urbanization - coastal management - coastal dynamics - Monte Hermoso.

INTRODUCCIÓN

En la ciudad balnearia de Monte Hermoso, la playa es el principal recurso de atracción turística teniendo en cuenta sus aguas cálidas, su suave pendiente y su arena homogénea. La localidad ha sufrido una gran expansión poblacional pasando de aproximadamente 6000 habitantes permanentes hacia fines de los años 90 a aproximadamente 11000 en la actualidad.

La construcción edilicia, fundamentalmente de uso turístico, se ha incrementado en un frente costero de edificación en altura y el desarrollo de barrios parques destinados a viviendas del tipo familiares y cabañas. La misma se localiza principalmente sobre la línea de costa, invadiendo el médano costero impulsado por el interés de estar frente al mar y no se dispone de un proyecto de manejo costero. Hay otras actividades relacionadas con esta expansión de la construcción que pueden contribuir a la degradación de la calidad de la playa cómo es la forestación del médano costero (Isal et al., 1998), extracción de arena de la playa para su uso como árido (Marcomini y Lopez, 1999), volcado de escombros a la playa y la circulación de vehículos entre otros.

Dado que estas prácticas son desaconsejables (Isal, 1997 y Marcomini y Lopez, 1997) y teniendo en cuenta que el desarrollo turístico y urbanístico sigue en aumento, se presenta la problemática ambiental de la playa a partir de los distintos estudios publicados por los autores y que fueron iniciados en el año 1997 y de los datos obtenidos por la Estación Costera de Observaciones Ambientales (ECOA) desde 1998 (Caló et al. 2005). Estos estudios ponen en evidencia que no se trata de una costa de alto riesgo erosivo, sin embargo es necesario considerar ciertos aspectos que deben ser tenidos en cuenta para no llegar a esa situación. La localidad de Monte Hermoso actualmente no presenta fenómenos erosivos que requieran de estructuras de protección y los requerimientos son principalmente preventivos (Lopez y Marcomini, 2002).

El objetivo de este trabajo es mostrar la problemática ambiental de la localidad y los aspectos a tener en cuenta para evitar que la playa se degrade y pierda el atractivo turístico que es el principal recurso económico de Monte Hermoso.

AREA DE ESTUDIO

La ciudad balnearia de Monte Hermoso está situada sobre la costa en el SO de la Provincia de Buenos Aires, (Long 61°15'55"O y Lat. 38°59'33"S), a 110 km de la ciudad de Bahía Blanca y a 50 km de la ciudad de Coronel Dorrego (Figura1). La costa tiene dirección E-O y se extiende por 32 km entre Punta Sauce a 14 km al E del balneario, y punta Pehuen Co, donde se encuentra la localidad balnearia del mismo nombre a 29 km al O. La configuración de la costa está respaldada por un cordón medianoso parcialmente vegetado, que se extiende al norte de la ciudad con un ancho que varía entre 5 y 8 km.

La zona se caracteriza por vientos cuya dirección dominante es del sector N, NO y NE. Los que provienen del mar (S, SE y SO) son menos frecuentes, sin embargo son los de mayor intensidad. Menos habituales aún son los de dirección E-O (Fernández et al., 2003).



Figura 1. Localización del área de estudio

El régimen de marea es meso mareal de tipo semidiurno, con desigualdades diurnas cuya amplitud media es de 2,45 m y máxima de 3,61 m (sicigias). La altura máxima alcanzada en pleamar es de 3,59 m y la media de 3,12 m, mientras que la bajamar más baja es de -0,05 m y una media de 0,67 m (Servicio Hidrografía Naval, 1998).

La playa se conforma al perfil típico general de playas de costas bajas arenosas propuesto por Spalletti (1980) dividido en playa distal, playa frontal y cara de playa respaldada por médanos frontales. Estos médanos en algunos lugares están parcialmente fijados por vegetación y en otros fueron invadidos por la urbanización (Figura 2). El ancho promedio de la playa alcanza valores cercanos a los 270 m, con una pendiente promedio de 5° en la zona de transición entre la playa distal y la frontal, de 2° en la parte alta de la playa frontal y de 0,5° en su porción baja (Caló et al., 2005). Estos valores varían de acuerdo a los cambios morfológicos estacionales de la playa.

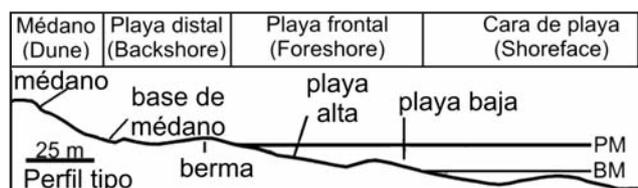


Figura 2. Esquema del perfil tipo (Spalletti, 1980) de una playa de las características de la playa de Monte Hermoso

METODOLOGÍA DE TRABAJO

Los datos climatológicos, oceanográficos y morfológicos utilizados en este y otros trabajos de los autores (citados en las Referencias) fueron obtenidos por la ECOA (Estación Costera de Observaciones Ambientales) de la localidad de Monte Hermoso. Esta Estación fue creada como un emprendimiento autónomo de una ONG ambientalista y apoyada en su momento por el Rotary Club de Monte Hermoso y financieramente por la empresa de cable de la mencionada localidad y dirigida por uno de los autores sin ningún financiamiento oficial. Operó desde 1997 hasta 2007 y su objetivo fue mostrar la posibilidad de que localidades costeras contaran con un sistema de toma de datos apoyado por las fuerzas vivas de la localidad y que le permitieran en un futuro cercano contar con información cuantitativa que permitieran a los decisores políticos o gerenciamientos urbanos diseñar planes de Ordenamiento y Manejo Costeros a fin de lograr un medio ambiente sustentable que brindara una mejor calidad de vida a sus habitantes. Durante su operación la Estación contó con una estación meteorológica automática instalada sobre la costa en el Club de Pesca Dorrego. Registró datos de temperatura, vientos (dirección y velocidad), humedad y pluviometría.

Los parámetros oceanográficos fueron relevados dos veces al día (mañana y tarde) mediante el sistema LEO (Litoral Environmental Observations) del Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Corps of Engineers. Este método registra observaciones visuales de las características de las olas (altura, orientación, período), estado de marea y viento (dirección e intensidad) y las características de la playa (morfología), que se anotan en una planilla normalizada (Schneider, 1981). Se mantuvo al mismo observador a todo lo largo del período de recolección de datos. Para el análisis de los datos meteorológicos se tomaron aquellos coincidentes con el horario en que se efectuaron las observaciones oceanográficas.

Para el levantamiento de los perfiles topográficos de la playa en los sectores estudiados se realizó un relevamiento de los mismos utilizando el método de jalones, propuesto por Emery (1961) con observaciones efectuadas cada 5 m a lo largo del perfil.

Para establecer el balance sedimentario, se utilizó la metodología aplicada por Caló et al. (1998) en la localidad de Pehuén Co, mediante el método de jalones y la comparación de los perfiles en campañas sucesivas. Esta metodología responde a los requerimientos de un proyecto de manejo costero.

Durante las tareas de campo que se realizaron en Monte Hermoso para los distintos trabajos de los autores, se hicieron perfilajes y observaciones visuales, además de registros fotográficos de los eventos importantes, tanto relacionados a las tormentas costeras como a la actividad desarrollada por el hombre, y que nos ha permitido evaluar la problemática ambiental. La frecuencia de los trabajos de campo realizados fue de quince días para algunos estudios (perfilajes y muestreo) y mensual para otros (descripción de la playa, registro de acciones antrópicas).

RESULTADOS

De acuerdo a los trabajos realizados por los autores y que fueron publicados oportunamente, se presentan las distintas características de la playa de interés para la problemática ambiental, en base al análisis textural y mineralógico de las arenas, desplazamiento de material sedimentario, análisis de las

observaciones climatológicas y oceanográficas y de las tormentas costeras dominantes en la región.

El análisis textural y mineralógico de las arenas (Fernández et al. 2003), demuestra que, en un perfil característico de playa distal, playa frontal y cara de playa, se produce un intercambio de sedimento entre el médano y la playa y que este intercambio es más importante en los sectores desprovistos de urbanización que aquellos urbanizados (Figura 3).

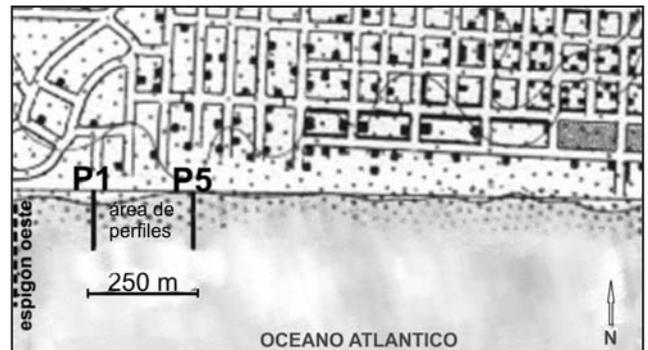


Figura 3. Ubicación de los perfiles de playa estudiados

El análisis mineralógico determina que las especies minerales más significativas son cuarzo, feldespatos potásicos (ortosa y microclino), plagioclasas intermedias, vidrio volcánico, opacos y augita e hipersteno. Menos representados o ausentes están el granate y los anfíboles. Se presentan fragmentos líticos, principalmente de basaltos, andesitas, pórfidos y en menor cantidad cuarcitas, y también granos en avanzado estado de alteración (alteritas).

Del análisis de las matrices de relación de los parámetros estadísticos (media, selección y asimetría) que reflejan los cambios entre la fuente de aporte de un sedimento y su depósito (McLaren 1981), se ha podido observar diferencias de comportamiento entre los perfiles. Los muestreos se realizaron en dos perfiles perpendiculares a la línea de playa separados entre sí por 200 m y a 250 m hacia el Este del espigón Oeste que es una estructura transparente apoyada sobre pilares que no interfiere en la dinámica de la playa. El relevamiento se efectuó en octubre de 1999 durante marea baja (Figura 4).

En el perfil 1, se aprecia un alto grado de complejidad en el movimiento de las arenas entre los distintos subambientes de la playa, aportes desde bajamar hacia playa baja, playa media y berma; de bajamar hacia playa baja y base de médano y de la berma a la playa media observándose también desplazamientos de la base de médano hacia la berma y playa media. En el caso del perfil 5, las arenas tienden a desplazarse desde bajamar hacia la base de médano, no detectándose la situación inversa. La diferencia de comportamiento entre ambos perfiles se atribuye a la protección que brinda la edificación respecto de los vientos continentales en el sector del perfil 5 que no existe en el perfil 1. Esto es una prueba de la influencia de la urbanización del médano costero alterando el intercambio de arena entre el médano y la playa.

En cuanto al balance sedimentario, los resultados obtenidos (Fernández et al. 2006), evaluados conjuntamente con las condiciones oceanográficas y climatológicas de la localidad de Monte Hermoso (Caló et al. 2005), ponen en evidencia una relación directa entre ellos, considerando que los períodos erosivos se manifestaron durante los estados de vientos sostenidos

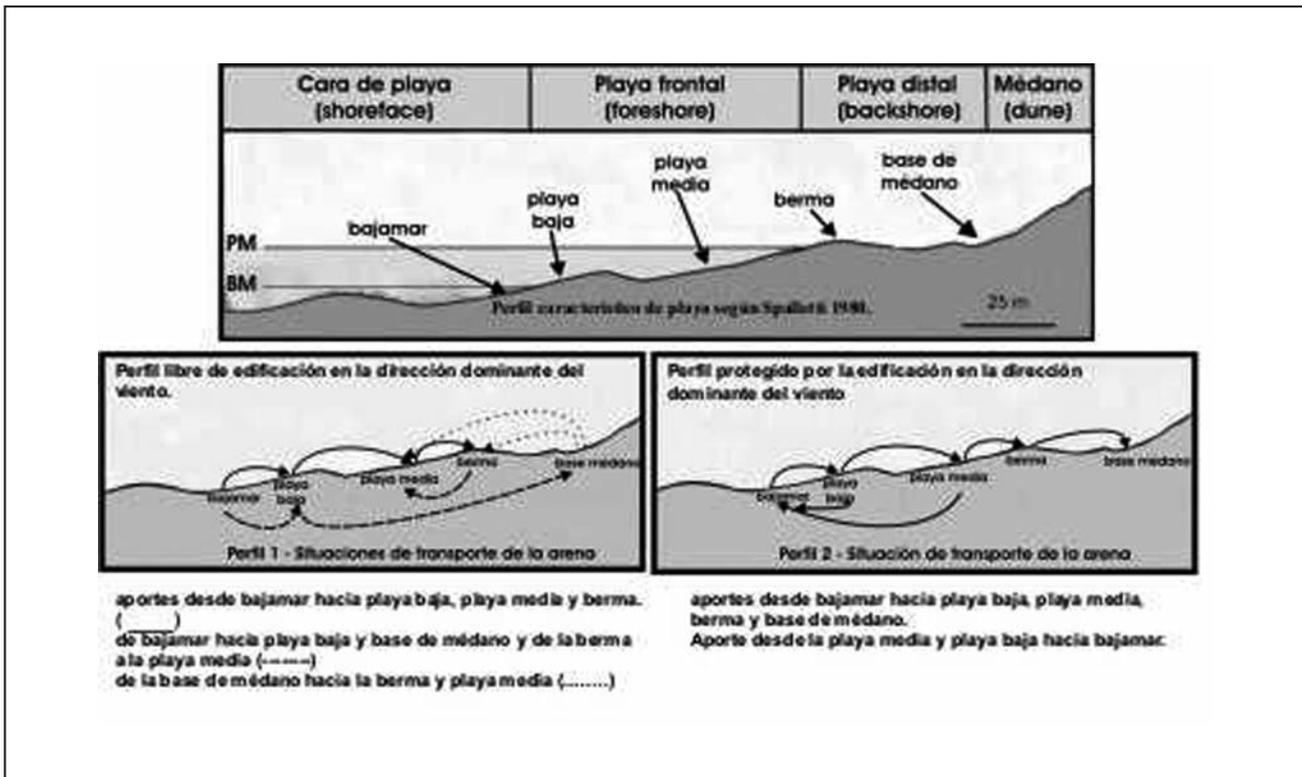


Figura 4. Intercambio de sedimento entre la base de médano y la playa según la metodología de Mc Laren (1981)

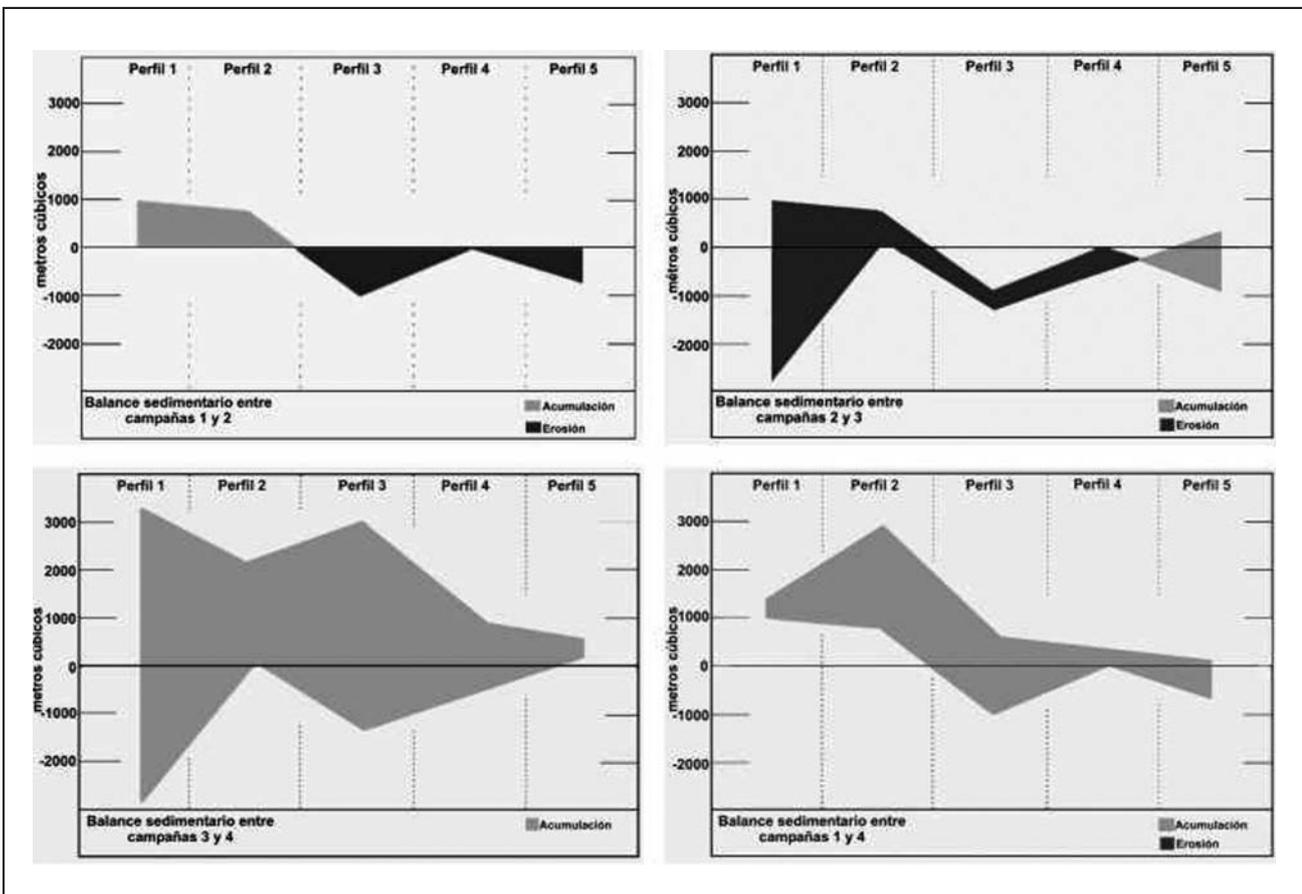


Figura 5. Balance sedimentario de un sector de la playa de Monte Hermoso durante un mes y medio

provenientes del sector marino, que es cuando se dan las máximas alturas de rompiente de la ola y el máximo poder erosivo. En tanto las fases acumulativas, se produjeron cuando los vientos predominantes fueron los continentales con menores alturas de rompiente.

La adquisición de los datos se realizó a través de diferentes metodologías de acuerdo a los factores ambientales relevados. Para el levantamiento topográfico de la playa en el sector seleccionado, se realizaron cinco perfiles (Emery 1961) perpendiculares a la línea de la playa entre los perfiles 1 y 5 de la Figura 3, separados entre sí por 50 m. En la parte superior de la playa distal se estableció una línea de base paralela a la costa y se instaló un mojón para cada perfil, el cual fue referenciado al mojón del IGM que está ubicado en el Club de Pesca de Coronel Dorrego.

El relevamiento se efectuó entre el 28 de agosto y el 15 de octubre de 1998, en cuatro campañas con una periodicidad de quince días y durante marea baja para lograr la mayor longitud de los perfiles. El período de 15 días fue elegido para lograr las más bajas mareas (sicigia) y considerando que es el período en el que aproximadamente se desplazan los frentes ciclónicos (Dillon, 1977).

Durante el estudio de un mes y medio (Figura 5), en relación a la morfología de la primera campaña, la playa pasa por un primer período de pérdida de arena que se corresponde a un período de tormenta de vientos provenientes del sector sur (S), otro período de mermas mayores a la anterior como consecuencia de una nueva tormenta, y en la última etapa sufre una gran recuperación dando un balance positivo en el desplazamiento de los sedimentos en relación a la primera campaña realizada. Este aspecto es importante porque demuestra el poder de recuperación de la playa en breves períodos de tiempo. Huamantínco et al., 2009, encontró una rápida recuperación post tormenta para otro sector de la playa de Monte Hermoso. En otros sitios de la costa de la provincia de Buenos Aires entre Punta Rasa y Punta Médanos (Lopez y Marcomini, 2005 b) y en la localidad de Villa Gesell (Bertola et al., 1999; Marcomini y Lopez 1997) obtuvieron resultados similares.

El balance sedimentario ha demostrado que si bien en un período de tormenta puede haber una gran pérdida de material sedimentario, se puede recuperar en su totalidad y se puede observar que hasta se acumula más material que el existente

previo al evento en el breve periodo de tiempo estudiado. Esto es una evidencia de que la playa tiene capacidad de recuperación en el sector estudiado. Esto es corroborado por perfiles realizados y observaciones visuales sistematizadas (Marcos et al., 2009) en la playa al Oeste del espigón Oeste. Similares resultados obtuvo Huamantínco et al. (2009). Estos resultados indicarían que la playa no se encuentra en un estado crítico en el aspecto erosivo comparado con aquellas a lo largo del Municipio de la Costa entre Pinamar y Punta Rasa (López y Marcomini, 2005b).

Se sugiere que para una mayor información de la playa de Monte Hermoso en su conjunto, se establezcan otros sectores de estudio en condiciones similares a la realizada, a los efectos de poder establecer comparaciones en el comportamiento del desplazamiento de los sedimentos. Así mismo se considera que estas mediciones deben prolongarse en el tiempo con mayor frecuencia durante el año, porque se observó que la playa tiene un ciclo anual de erosión durante invierno y primavera y de recuperación durante el verano y otoño (Caló et al, 1998). Becarios del Instituto Argentino de Oceanografía se encuentran trabajando actualmente en tres sectores de distinta morfología de playa y distintas condiciones de urbanización en la localidad de Monte Hermoso realizando perfiles de playa y observaciones oceanográficas.

Otro aspecto estudiado son las tormentas marinas. Si bien anualmente se producen tormentas predominantemente del Sur y conocidas en la localidad como sudestadas, estas interactúan con las obras de infraestructura costera sin producir daños importantes. Sin embargo en el año 1997 la ciudad de Monte Hermoso sufrió los efectos de dos tormentas de distintas características que causaron deterioros a lo largo de la costanera (Caló et al. 2000). En una de ellas, prevaleció la acción eólica de fuertes vientos, en la otra predominó la acción erosiva de las olas. En la Tabla 1 se sintetizan las características de estas tormentas.

La tormenta de febrero de 1997, de efecto eólico, fue causada por un centro de baja presión localizado frente a la costa de la Provincia de Buenos Aires (Figura 7). Se generaron fuertes vientos que inciden en la localidad con dirección SO y ráfagas que alcanzan los 130 km/h. El fetch fue de 250 km, con alturas de olas de 2.5 m. La duración de la tormenta fue de 12 horas, y los efectos producidos fue la caída de árboles, rotura de vidrios y voladuras de carpas e infraestructura de playa.

Tabla 1. Características de las tormentas de febrero y abril de 1997 en la localidad balnearia de Monte Hermoso.

Comparación de las tormentas		
	Febrero	Abril
Velocidad media del viento	48 km/h	45 km/h
Dirección del viento	SW	WSW
Velocidades máximas del viento (ráfagas)	130 km/h	80 km/h
Fetch	250 km	600 km
Altura de las olas (LEO)	2,5 m	5 m
Duración de las tormentas	12 horas	40 horas
Efectos producidos por las tormentas	Caídas de árboles, rotura de vidrios, voladuras de carpas y de infraestructura de playa.	Deterioros de viviendas, descalce de camino costero, erosión de playa.

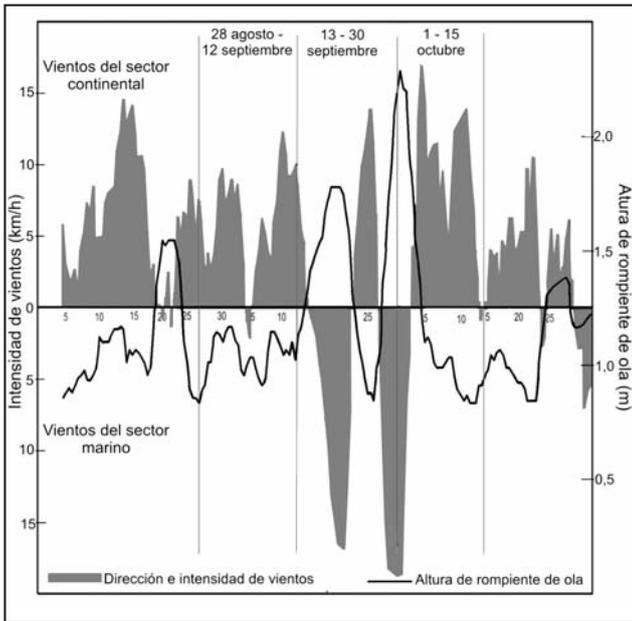


Figura 6. Dirección e intensidad del viento y altura de olas para el período de estudio del balance sedimentario

La tormenta del mes de abril de 1997, de efecto erosivo por las olas, se generó en un centro de baja presión ubicado al sur de las Islas Malvinas (Figura 7). Los vientos inciden sobre la costa con dirección WSW con ráfagas que alcanzaron los 80 km/h. El fetch fue de 600 km con alturas de olas de 6 m. La duración de la misma fue de 40 horas lo que produjo apilamiento de aguas, produciendo un aumento en la altura de las olas, causando la acción erosiva en la costa, deterioros en viviendas costeras con descalce de cimientos, rotura del camino costero y caída de árboles. A esta tormenta se las conoce localmente cómo Sudoestadas y son las más perjudiciales sobre la infraestructura costera.

Este evento, se ha repetido en las mismas condiciones luego de 12 años (Figura 8). Es importante seguir estos fenómenos para conocer la recurrencia de los mismos y establecer los planes de defensa civil que evitarán no sólo las pérdidas materiales, sino también las posibles pérdidas de vidas humanas. Esto debe acentuarse en la zona en la que la edificación a enmascarado los médanos costeros y en la zona de viviendas construidas sobre las barrancas frente al Faro Recalada, que es el único

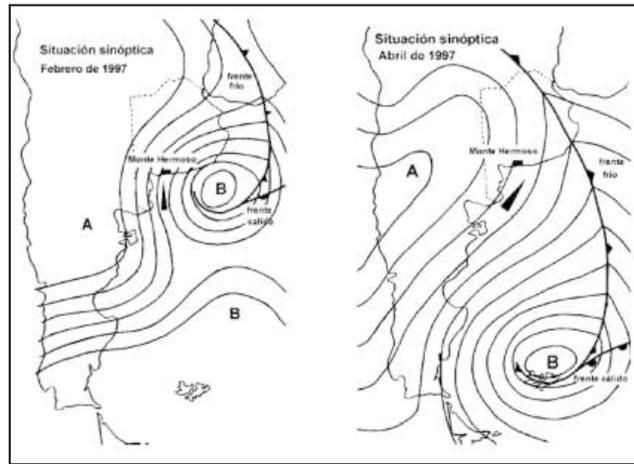


Figura 7. Cuadro sinóptico correspondiente a las tormentas de tipo eólico y de tipo erosivo

sector de la ciudad en el cual es necesario actuar con obras de protección que actualmente fueron efectuadas por los mismos propietarios.

Cómo habíamos mencionado, la localidad ha sufrido un aumento en la población estable y un auge en la construcción de viviendas de uso turístico, siendo la tendencia a construir las sobre la costa con vista al mar. A partir del análisis de fotos aéreas del año 1965, 1980 e imágenes de *Google Earth 2007* (Figura 9), se puede observar la expansión edilicia fundamentalmente sobre la costa. En la foto de 1965 se puede observar cómo la línea de pleamar se introduce en las calles perpendiculares a la costa y llega naturalmente al médano costero que está comenzando a ser invadido por la edificación. En la foto del 1980 se comienza a ver el avance de la construcción de la avenida costanera y una mayor edificación entre esta y la avenida Argentina que es la primera paralela a la costa. Sobre la imagen de 2007, ya se puede observar la edificación en altura sobre la línea de médanos y el camino costanero bien delineado y con plena circulación. Actualmente se está construyendo una rambla de madera (Figura 9) que se extiende hacia el oeste y cuya extensión terminada será hasta el boulevard Piedrabuena (aproximadamente 1000 m). Al mismo tiempo se están construyendo paradores hacia el mar. En este sector, la playa se ve totalmente reducida en el período de pleamar en razón de la ocupación de la misma, no quedando espacio para las personas.



Figura 8. Deterioros producidos por la tormenta de 1997 y 2009 en la zona de Monte Hermoso. Sector frente al Faro Recalada.

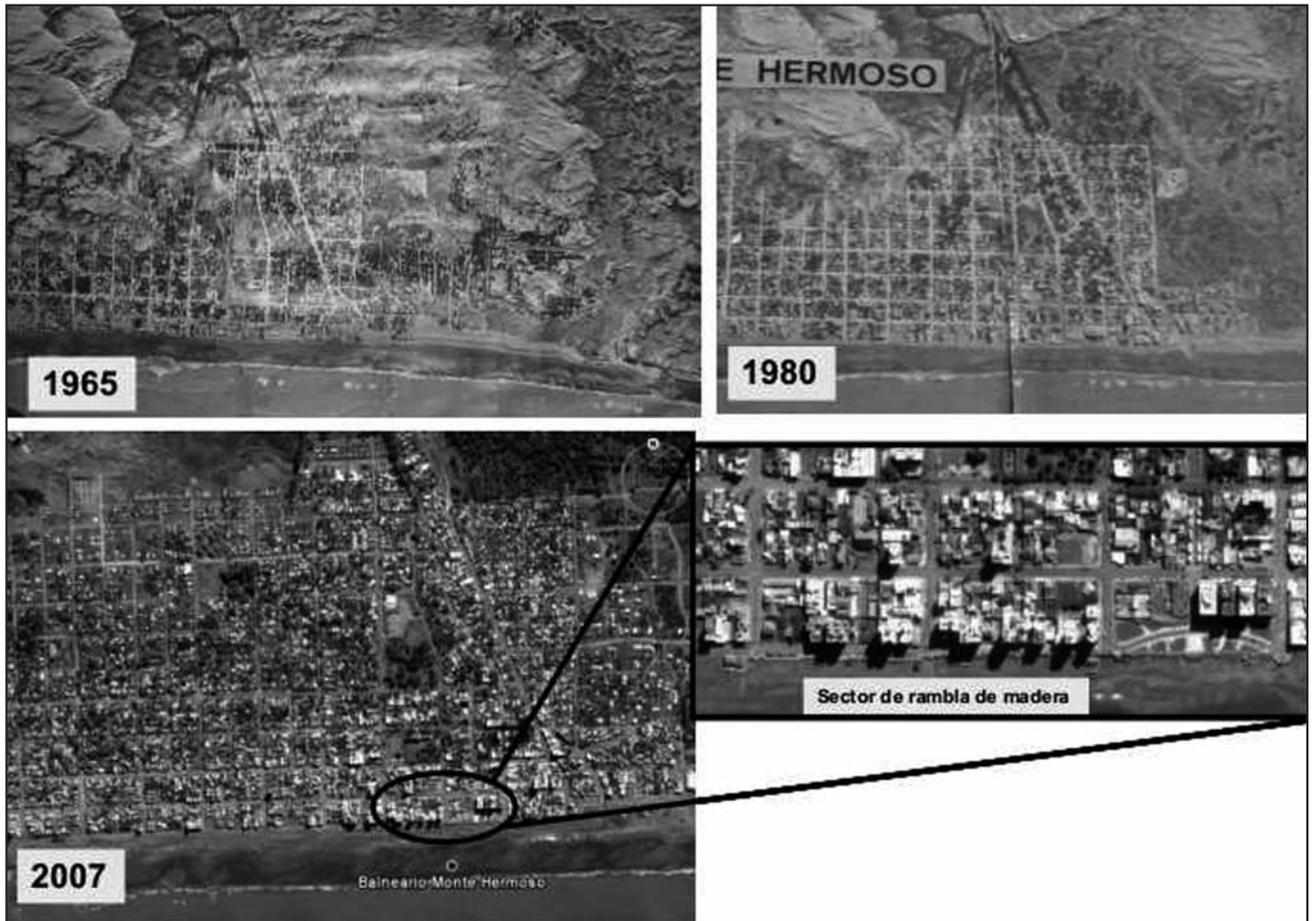


Figura 9. Imágenes de fotos aéreas de 1965, 1980 e imágenes de Google Earth 2007

Las sucesivas campañas realizadas a la localidad de Monte Hermoso, ha permitido hacer observaciones permanentes sobre las actividades que se desarrollan sobre la costa y que deben ser controladas para mantener el interés turístico de la playa en sus condiciones naturales.

Entre estas actividades está la explotación de arena para la construcción. Esta actividad se desarrolla en la localidad de forma artesanal con tractores y chatas de carga conocidos como chasiteros y que cargan alrededor de 2 m³ de arena (Fig 10). Esta actividad da sustento a unas pocas familias durante la época de receso turístico. Por el contrario si la misma se desarrollara en forma intensiva, sin un planeamiento ordenado y sin controles, podría ser un motivo grave de degradación de la playa. El balance sedimentario de la playa en su estado natural tiene un intercambio de arena entre la playa y el médano (Fernández et al. 2006) y no se registra una deriva Este-Oeste a lo largo de la costa en una u otra dirección (Caló et al. 2006). Por lo tanto de ser necesaria la extracción, se debería ordenar esta actividad tal como se desarrolla actualmente y utilizar las zonas que no han sido urbanizadas ni forestadas en el médano costero con lo que se asegura la recuperación de la playa.

Estudios sobre esta problemática se realizaron en la cercana localidad balnearia de Pehuen Co, 29 km hacia el Oeste de la ciudad con resultados que permitieron establecer zonas posibles para la extracción de arena para la construcción (Caló et al. 1998). Actualmente la misma fue prohibida por una ordenanza municipal. No ha sucedido lo mismo en los partidos de General Alvarado y Lobería de la provincia de Buenos Aires,

donde la extracción de arena se realizó en forma intensiva en un sector sometido a procesos erosivos naturales generando modificaciones sustanciales en la morfología de la playa (Marcomini y López, 1999).

Con la intensa edificación en inmediaciones de la playa se generan escombros de construcción que son volcados a la misma (Figura 11). Esto degrada el paisaje y además este material es incorporado a los sedimentos con las tormentas ocasionales restando calidad a la arena. Es necesario ubicar sectores apropiados para el acopio de estos materiales que podrían ser reutilizados.



Figura 10. Extracción de arena para la construcción en forma artesanal



Figura 11. Volcado de escombros de construcción sobre la playa

El tránsito de los transportes 4x4 y cuatriciclones producen gran erosión del médano y la playa (Figura 12). Si bien se han realizado importantes controles durante una temporada estival con resultados satisfactorios, se observa una importante circulación de vehículos sobre los médanos en la línea de costa. Este tema es muy delicado ambientalmente ya que debe controlarse permanentemente año tras año con la intensidad necesaria, estableciendo además lugares apropiados para la realización de estas actividades.

La densa forestación de un camping localizado a 7 km del centro de la localidad hacia el Oeste, y que comenzó su actividad a principio de la década del setenta, podría ser el motivo de la aparición de afloramientos que se extienden entre el mencionado campamento y el antiguo espigón cercano al Club de Pesca Monte Hermoso (Figura 13). Esto es consecuencia de



Figura 12. Circulación vehicular en la playa

la interrupción en el intercambio de arena entre el médano y la playa (Fernández et al., 2003). Este tipo de afloramientos se presentan habitualmente entre el mencionado Camping y la localidad de Pehuén Co, pero no sucedía lo mismo hacia el centro de Monte Hermoso. Los propietarios del camping en la década del noventa manifestaron a los autores su preocupación por la aparición de estos afloramientos. En una bajamar extraordinaria, se han observado tres niveles de afloramientos de características disímiles. Este aspecto debe ser tenido en cuenta para la elaboración de un proyecto de urbanización. Los efectos de erosión como consecuencia de la forestación del médano costero han sido mencionados por Isla et al., 1998 e Isla, 1997 para la zona de Villa Gesell.

Hacia el Este de la ciudad se ha proyectado una nueva urbanización, llamada Monte Hermoso del Este, y que respeta la línea de la duna costera. La misma se proyectó del otro lado del nuevo camino costanero que une la localidad de Monte Hermoso con el Balneario Sauce Grande. Este camino se encuentra por detrás de la duna costera (Figura 14). Esto permitirá la conservación de las mismas para recomponer el equilibrio natural playa-duna. Este sería un ejemplo que debería imitarse hacia el sector Oeste. La edificación no debe constituirse en una barrera para los vientos predominantes de proveniencia continental, sino que debe programarse en corredores que permitan el libre juego de los procesos eólicos que han dado lugar a la morfología de médano-playa. Esto se infiere a partir de las observaciones mencionadas respecto del balance sedimentario (Fernández et al., 2006) y del intercambio eólico-marino (Fernández et al., 2003).

CONCLUSIONES

En la localidad de Monte Hermoso se están tomando datos en forma continua desde el año 1997 tanto de las características oceanográficas como de los factores meteorológicos. Además se han realizado estudios a partir de la medición y muestreo de perfiles de playa, conjuntamente con análisis textural, sedimentológico y mineralógico. Esto ha permitido que se conozcan ciertas características de la playa en cuanto a la dinámica litoral y a la fragilidad de la misma.

A partir del análisis textural y sedimentológico de las arenas se estableció la movilidad de la misma desde la playa hacia los médanos y viceversa. En el sector estudiado, se observó la influencia de la construcción y la vegetación en relación al estado natural ya que se produce una interrupción en el desplazamiento de la arena desde el médano hacia la playa.



Figura 13. Afloramientos entre el Camping Americano y Monte Hermoso



Figura 14. Nueva urbanización en Monte Hermoso por detrás de la línea de médanos costeros

En función de la morfología de la playa obtenida a partir de los perfiles medidos, se calculó el balance sedimentario. Se puede determinar que la playa tiene capacidad de recuperación en tiempos breves luego de los eventos de tormenta provenientes del mar que son los que producen erosión en la misma.

En cuanto a las tormentas del área, si bien son dominantes las que provienen del S y SE, conocidas en la localidad como sudestadas, las tormentas más agresivas son las que provienen del sudoeste y que localmente son denominadas Sudoestadas. Una de ellas fue registrada en el año 1997 y 12 años después se volvió a repetir una de similares características. Ambas causaron grandes daños en las obras de infraestructura y viviendas construidas sobre la costa.

En cuanto a la urbanización, si bien se ha construido sobre la línea de médanos costeros a lo largo de aproximadamente 2 km del centro de la ciudad, actualmente la expansión hacia el E y el W se está llevando a cabo por detrás de los médanos.

La forestación costera debe ser cuidadosamente planeada, ya que puede alterar la dinámica costera poniendo al descubierto afloramientos consolidados como sucede en el Camping Americano.

Las actividades más frecuentes del hombre sobre la playa, son el volcado de escombros de construcción, extracción de

arena, circulación vehicular y pesca artesanal con grandes lanchas y vehículos pesados. Estas actividades se pueden planificar buscando lugares alternativos para que las mismas no se desarrollen y la playa. Si debieran realizarse en la playa, sería en los lugares menos afectados por la urbanización y cuidadosamente planeadas y controladas.

De lo expuesto, se puede observar que si bien la playa de la ciudad de Monte Hermoso no se encuentra en un estado crítico en relación a otras localidades costeras de la Provincia de Buenos Aires, es muy importante establecer un cuidadoso plan de manejo costero que permitirá conservar las cualidades de la playa que es el principal atractivo turístico. Esta planificación debe apuntar fundamentalmente a la prevención de los hechos ya que no es necesario apelar actualmente a medidas estructurales para la protección de la misma. La expansión urbana acompañada por la edificación, y las actividades del hombre no debe interferir en el equilibrio natural del transporte de sedimentos. Estos aspectos deben ser controlados en forma permanente para evitar la degradación de la calidad de la playa.

Se sugiere que para una mayor información de la playa de Monte Hermoso en su conjunto, se establezcan otros sectores de estudio en condiciones similares a la realizada, a los efectos de poder establecer comparaciones en el comportamiento del desplazamiento de los sedimentos y en los ciclos anuales de erosión y acumulación. Estas mediciones deberían prolongarse en el tiempo tratando de abarcar por lo menos una década más de observaciones oceanográficas y meteorológicas ya que en sistemas naturales éstos pueden presentar una lenta evolución en sus condiciones. El análisis estadístico de esta información podrá ajustar las medidas de los planes de manejo costero para que estos sean sustentables en el tiempo.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Secretaría General de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional del Sur por la financiación del proyecto. A la Estación ECOA por el suministro de datos. Un especial reconocimiento al Técnico Nelson Márquez por la constancia en la recolección de datos por la mañana y la tarde a lo largo de 12 años consecutivos.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

- BERTOLA G., FARENGA, L., CORTIZO L. E ISLA F., 1999
Dinámica morfológica de las playas de Villa Gesell (1994-1996), Provincia de Buenos Aires.
Revista de la asociación Geológica Argentina, 54(1):23-35.
- CALÓ, J., E. FERNÁNDEZ, A. MARCOS Y H. ALDACOUR, 2005
Observaciones litorales ambientales de olas, corrientes y vientos de la playa de monte hermoso entre 1996 y 1999.
Revista Geoacta, 30, 27-38.
- CALÓ, J., E. FERNÁNDEZ, A. MARCOS Y H. ALDACOUR, 2000
Comparación del efecto de dos tormentas en la ciudad de Monte Hermoso. Argentina.
Geoacta, 25:40-48.
- CALÓ, J., E. FERNÁNDEZ, A. MARCOS Y H. ALDACOUR, 1998
Análisis preliminar del balance sedimentario de la playa de Pehuen-Co, provincia de Buenos Aires, Argentina.
Geoacta, 23,1-12.
- DILLON J. R. 1977
Meteorología para pilotos de yate.
Ediciones Rumbos. Buenos Aires. 260 p.
- EMERY, K., 1961
A simple method of measuring beach profiles.
Limnology and Oceanography, 6:90-93.

- FERNÁNDEZ, E., A. MARCOS, J. CALÓ Y H. ALDACOUR, 2006
Balance sedimentario, parámetros meteorológicos y oceanográficos en un sector de la playa de Monte Hermoso, Provincia de Buenos Aires.
Geoacta, 31, 11-22.
- FERNÁNDEZ, E., J. CALÓ, A. MARCOS Y H. ALDACOUR, 2003
Interrelación de los ambientes eólico y marino a través del análisis textural y mineralógico de las arenas de la playa de Monte Hermoso, Argentina.
AAS Revista, 10(2):151-162.
- HUAMANTINCO, M. A., MARCOS A., PERILLO G.M.E. Y PICCOLO M.C., 2009
Variaciones morfológicas de un sector de la playa de Monte Hermoso.
VII Jornadas Nacionales de Ciencias del Mar. CD Res. 20. Bahía Blanca. Diciembre 2009.
- ISLA F., 1997
Procesos de canibalización de la barrera medanosa entre Faro Querandí y Mar chiquita, Buenos Aires.
Revista de la asociación Geológica Argentina, 52(4):539-548.
- ISLA F., BERTOLA G., FARENGA M., SERRA S. Y CORTIZO L., 1998
Villa Gesell: un desequilibrio sedimentario inducido por fijaciones de médanos.
AAS Revista, 5-1: 41-51.
- LÓPEZ R. Y MARCOMINI S., 2005 a
Variaciones sedimentológicas y morfológicas de los perfiles de playa producidas por tormentas.
Actas XVI Congreso Geológico Argentino. III, 567-572. La Plata. Argentina.
- LÓPEZ R. Y MARCOMINI S., 2005 b
Obras de defensa en costas de dunas de la provincia de Buenos Aires.
Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente. 21: 157-165.
- LÓPEZ R. Y MARCOMINI S., 2002
Pautas para el manejo en costas acantiladas y de dunas. Provincia de Buenos Aires.
Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente. 18: 59-68.
- MARCOMINI S. Y LOPEZ R., 1999
Alteración de la dinámica costera por efecto de la explotación de arena de playa, partidos de General Alvarado y Lobería, provincia de Buenos Aires.
AAS Revista, vol 6, 1-2:1-18.
- MARCOMINI S. Y LOPEZ R., 1997
Influencia De la urbanización en la dinámica costera, Villa Gesell, provincia de Buenos Aires, República Argentina.
AAS Revista 4(2):79-96.
- MARCOS A., FERNÁNDEZ E., CALÓ J. Y HUESPE R., 2009
Relevamiento semicuantitativo para el estudio de la morfología de playa.
Geoacta 34: 117-126.
- MCLAREN, P., 1981
An Interpretation of trends in grain size measures.
Journal of Sedimentary Petrology, 51:0611-0624.
- POPE J., 1997
Responding to coastal erosion and flooding damage. *Journal of Coastal Research*, 13(3), 704-710.
- SCHNEIDER C., 1981
The littoral environment observation (LEO) data collection program.
Coastal Engineering Research Center, Technical Aid, 81-5, Vicksburg, Ms.
- SERVICIO DE HIDROGRAFÍA NAVAL, 1998
Tablas de marea.
Publicación H-610:140-144
- SPALLETTI, L.A., 1980.
Paleoambientes sedimentarios en secuencias silicoclásticas. Asociación Geológica Argentina, Serie B. Didáctica y complementaria 8. 99 pp.



Geología ambiental del tramo inferior de la Quebrada del Toro

Provincia de Salta

Sánchez, M. Cristina ¹✉ - Caba, Romina E. ² - Salfity, José A. ³

Recibido: 29 de octubre de 2009 • Aceptado: 04 de noviembre de 2010

Resumen

La región árida y semiárida del noroeste argentino es afectada por deslizamientos y flujos densos durante el verano. Ellos son consecuencia de la interacción de una serie de factores: litología, marco tectónico, clima y actividad humana. Estos episodios ocurren en las cuencas intermontanas de la Cordillera Oriental argentina. Una de estas cuencas es la Quebrada del Toro que posee singular interés económico, turístico, cultural y antropológico. Estos procesos afectan directamente a la infraestructura vial (ruta nacional N° 51) y ferroviaria (ramal C-14), y en algunas oportunidades a viviendas y campos de cultivos.

La Geología Ambiental es la aplicación de los conocimientos geológicos en la investigación del ambiente, a fin de determinar los riesgos geológicos naturales y los provocados por la actividad antropogénica en una región; entonces para prevenir los riesgos geológicos del tramo inferior de la Quebrada del Toro, es primordial conocer las características naturales de esta área. En el presente trabajo se muestra a través de una serie de mapas temáticos las características físicas naturales del tramo inferior de la Quebrada del Toro. En base a esta información primaria, fue posible elaborar el mapa de riesgos geológicos. Para lograr este fin se analizaron la geología (litología y estructura), hidrología, pendiente, clima, vegetación, suelo, procesos geomorfológicos y actividad antrópica. Se identificaron las áreas susceptibles a ser afectadas por caída de bloques, deslizamiento y flujos densos; también aquellas a ser erosionadas y/o inundadas.

Palabras clave: Salta - geología ambiental - riesgo geológico - flujos densos.

Abstract

The semiarid and arid region of Northwestern Argentina is frequently affected by voluminous landslides and mass flows during the summer. They are a consequence of interaction between the lithology, tectonic setting, climate and human activity. These episodes occur in the intermontane basins of the Argentine Eastern Cordillera. One of these basins is Quebrada del Toro, which is particularly interesting for economic, cultural and tourism related reasons. National route N° 51 and General Belgrano Railroad Branch C-14 are affected by these processes, and sometime too affected the country houses and their sown fields.

The Geological Environment is a applied science of the geology knowledge in the environment geography; its aims to define the geological hazard related to geologic environment including the biosphere, the lithosphere and the hydrosphere with the interaction of humans. This study aims to map the physical features (geology, geomorphology, drainage, etc.) of the lower

1 INCE - Universidad Nacional de Salta,
Buenos Aires 177, 4400 Salta,

✉ msanchez@unsa.edu.ar

2 Universidad Nacional de Salta

3 CONICET - Investigador Superior

section of the Quebrada del Toro, between Campo Quijano and Ingeniero Maury. Results show that river and mass movements (block slide, rock fall and debris avalanche) are intensive here, causing significant annual monetary loss: flooding of villages and farms, and road and railroad blockages for hours or days, are not uncommon. The geological hazard map identifies the potencial areas where the landslide mass, debris avalanche and flooding event can be occurred.

Keywords: Salta - environmental geology - geological hazard - mass flows.

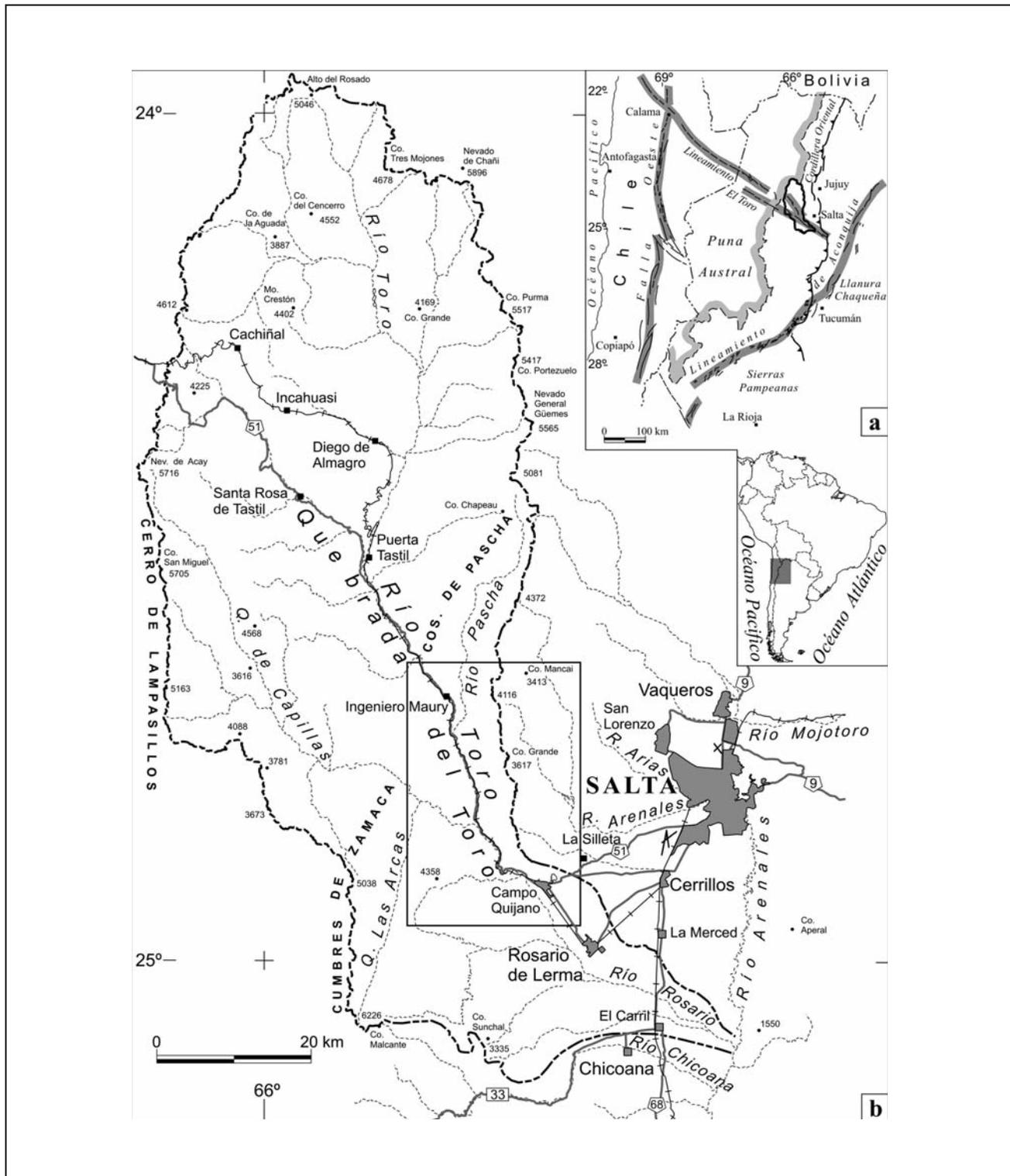


Figura 1. Cuenca del río Toro. a) Mapa de ubicación regional ; b) Límites de la cuenca hidrográfica

INTRODUCCIÓN

La Quebrada del Toro posee singular interés económico, turístico, cultural y antropológico; se ubica al sur de la provincia geológica Cordillera Oriental sobre el flanco oriental de la Puna, y a lo largo del lineamiento de El Toro (Figura 1a). Es recorrida por el río homónimo que, en general, fluye desde sus nacientes ubicadas en el Alto del Rosado (5046 m s.n.m.), Nevado de Chañi (5896 m) y Nevado de Acay (5716 m) en dirección sur y sudeste con marcado control tectónico (Figura 1b).

En el tramo inferior de la Quebrada del Toro, los trazados de la ruta nacional N° 51 y del ramal C-14 del Ferrocarril General Belgrano, que comunican a la provincia de Salta con el norte de Chile, son paralelos al cauce del río Toro (Figura 2). La ruta N° 51 es pavimentada desde la ciudad de Salta (km 0) hasta la localidad de Campo Quijano; al ingresar a la Quebrada del Toro es de ripio, angosta y sinuosa hasta Chorrillos, y desde allí nuevamente es asfaltada hasta Muñano km 138), y es transitada diariamente por grandes camiones que transportan mineral desde la Puna. El ramal C-14, de 571 km, fue inaugurado el 20 de Febrero de 1948, y es el tercer ferrocarril más alto del mundo; fue usado para transportar pasajeros hasta 1990; en la actualidad solamente es utilizado para transportar cargas y por el Tren a las Nubes con fines turístico.

En la región los procesos gravitacionales son frecuentes (especialmente deslizamientos y coladas de barro y de detritos) y suelen producir el represamiento del río principal por un par de días, cubren los puentes camineros y ferroviarios. Además, suelen afectar las reducidas áreas cultivadas y ocasionalmente alguna vivienda. Algunos de estos procesos son incrementados por el sobrepastoreo, el que contribuye a la erosión, movilización de sedimentos y pérdida de la biodiversidad.

La Geología Ambiental consiste en la aplicación de los conocimientos geológicos en la investigación del ambiente, a fin de determinar los riesgos geológicos naturales y los provocados por la actividad antropogénica en una región; en el presente trabajo se muestra a través de una serie de mapas temáticos (geológico, topográfico, de cuencas hidrográficas, geomorfológico, entre otros) las características físicas naturales del tramo

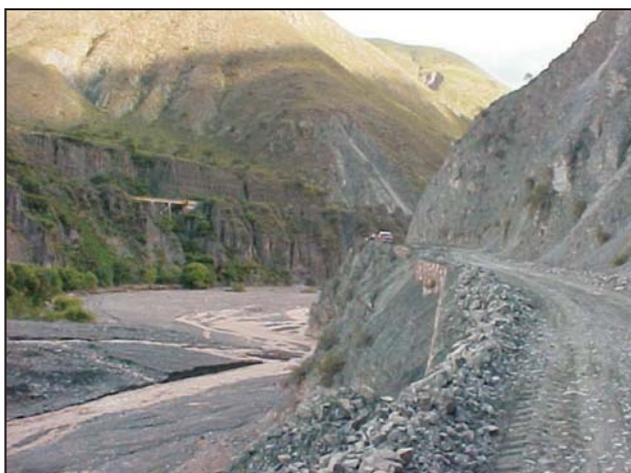


Figura 2. Vista hacia el sudeste del cauce del río Toro en la latitud de la quebrada de El Candado, que desarrolla un potente abanico aluvial erosionado por el río Toro. Los bloques montañosos de la Formación Puncoviscana muestran cicatrices de deslizamientos antiguos y recientes. Los trazados de la ruta nacional N° 51 y del FECC General Belgrano son paralelos al cauce del río Toro.

inferior de la Quebrada del Toro. En base a esta información primaria, fue posible elaborar el mapa de riesgos geológicos en función a las características litológicas de los macizos rocosos, procesos geomorfológicos y actividad antrópica a fin de mostrar las limitaciones de la región.

Antecedentes

En trabajos geológicos regionales, distintos autores se han referido a aspectos estratigráficos y tectónicos del tramo inferior de la Quebrada del Toro (entre otros *Vilela 1956; Schwab y Schäfer 1976; Marret y Strecker 2000*). También se dispone de detallados análisis de los flujos densos y los procesos geomorfológicos conexos (*Igarzábal 1971; Rivelli y Tolaba 2005; Sánchez et al. 2005, 2006, 2008*), así como de los procesos morfogenéticos que inciden en el modelado de las laderas del tramo inferior del río Toro (*Chain 1999*). Pero son escasos los estudios referidos a la geología ambiental.

CARACTERÍSTICAS GENERALES

La Quebrada del Toro constituye una amplia depresión de rumbo NNO-SSE limitada lateralmente por bloques del Precámbrico (Formación Puncoviscana) al oeste y del Neógeno (Grupo Orán) al este. El cordón montañoso que constituye el límite oeste del tramo inferior de la Quebrada posee rumbo noroeste-sureste y las altitudes superan los 3500 m s.n.m. (por ejemplo cerro Bayo, 4238 m) y las pendientes oscilan entre 5° y 20° (Figura 3). Los cerros Redondo (3550 m) y Manzano (4358 m) constituyen el límite entre las cuencas de los ríos Toro y Capillas y sus pendientes oscilan entre 20° y 40°. Los Altos de Salamanca, de orientación norte-sur, constituyen el límite oriental y delimita las cuencas de los ríos Toro y Potrero de Linares (Figura 4). Se destacan los cerros Casa Coquena (4116 m), Grande (3617 m) y otras elevaciones innominadas de 2.900 m de altura promedio.

Red de drenaje

Las nacientes del río Toro se ubican a alturas superiores a los 5000 m s.n.m. y la desembocadura -a la latitud de Campo Quijano- se encuentra a 1.520 m (Figura 3); es de tipo torrencial y presenta grandes variaciones de caudal según la época del año sin secarse aún en períodos de estiaje. Los caudales aumentan drásticamente durante los meses de enero y febrero, coincidente con la estación de lluvias. Así en el periodo 1929-1960, se registraron caudales medios mensuales con un promedio de 19,275 m³/seg. en los meses de enero y febrero, y solo 4,202 m³/seg. desde marzo a diciembre (Información de la Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Salta 2005).

El río Toro desde sus nacientes hasta El Alisal aproximadamente tiene un diseño rectilíneo, con un solo curso; en cambio desde El Alisal hasta Campo Quijano es de tipo entrelazado con múltiples bifurcaciones y agrupamientos de canales de baja sinuosidad, entrelazados entre sí, limitados por barras longitudinales formadas por grava fina a gruesa, como consecuencia de: 1) el considerable aporte de caudal y de material por el río Capillas, principal afluente de este tramo del río Toro; 2) el volumen de material aportado desde las quebradas laterales de la margen izquierda resultante de los procesos de remoción en masa; y 3) por la disminución de la pendiente del cauce principal (el desnivel entre El Alisal y Campo Quijano es del 2%, *Viera et al. 2008*).

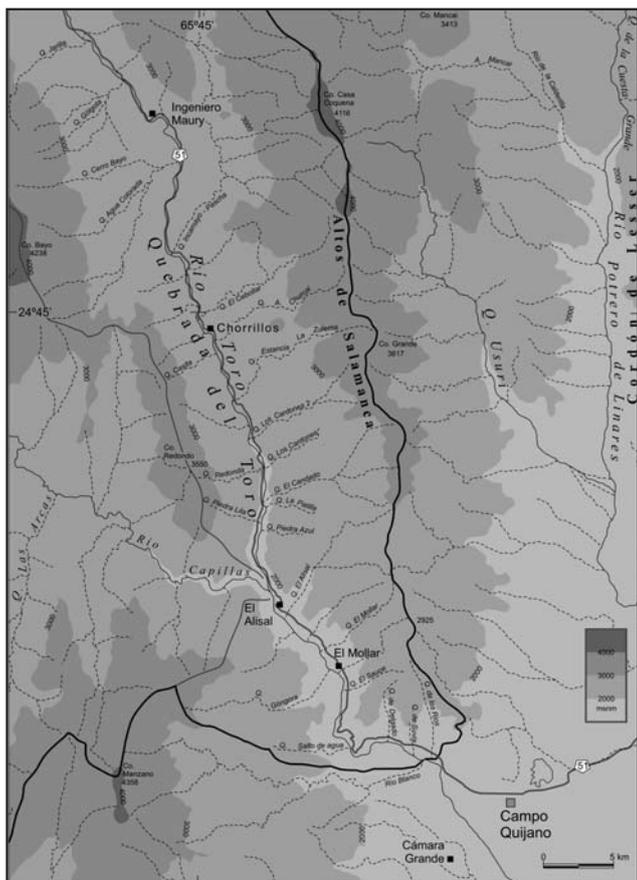


Figura 3. Topografía del tramo inferior de la Quebrada del Toro y comarcas adyacentes

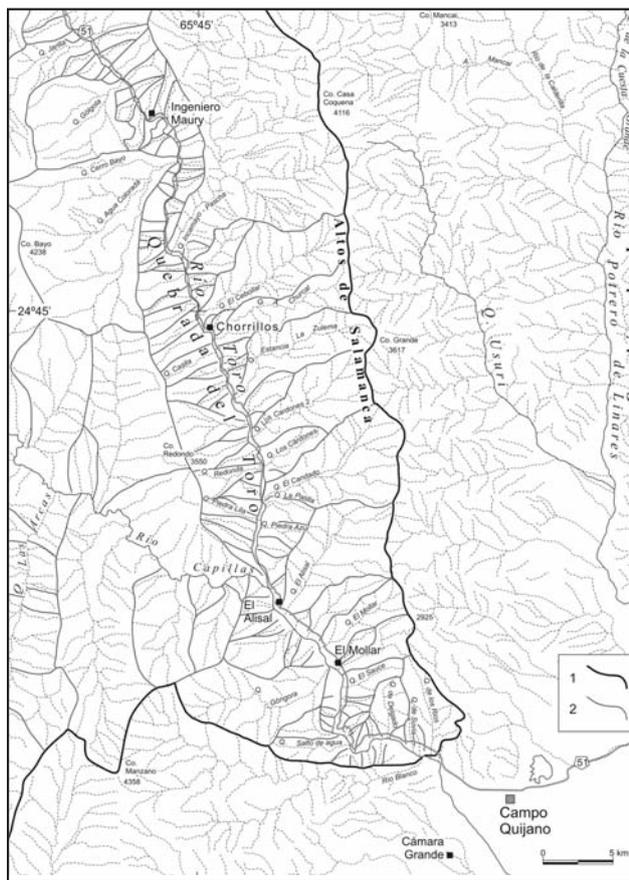


Figura 4. Red de drenaje del tramo inferior de la Quebrada del Toro. 1. Límite de la cuenca hidrográfica de la Quebrada del Toro. 2. Límite de las subcuencas tributarias

En esta porción de la Quebrada del Toro se reconocieron 124 subcuencas (Caba 2008) organizadas en forma de corrientes fluviales de hasta quinto orden o simplemente como líneas individuales de escurrimiento, rectilíneas y acorde a la pendiente (Figura 4). La mayoría de los afluentes son temporarios, solo funcionales durante el verano. Los afluentes permanentes se alimentan desde manantiales que surgen de las fracturas que afectan al basamento precámbrico, y en algunos casos de deshielo desde las altas cumbres.

Tanto las subcuencas de la margen derecha como de la margen izquierda de la Quebrada se desarrollan sobre el mismo tipo de roca (Figura 5) pero muestran claras diferencias con respecto a la superficie, perímetro y longitud del curso principal. Las subcuencas de la margen izquierda tienen forma alargada en sentido nordeste-sudoeste, poseen un sistema de drenaje desarrollado, diseño dendrítico con interconexiones de hasta quinto orden; los cursos principales son aproximadamente perpendiculares al río Toro y sus pendientes varían entre 5° y 40°. En cambio, las subcuencas de la margen derecha poseen incipiente desarrollo; son surcos individuales, angostos, profundos, de corto recorrido, funcionales solamente durante el verano. Una excepción son las subcuencas del río Capillas (1008 km²), Aguas Coloradas (26 km²) y Góngora (10,54 km²). El río Capillas -de régimen permanente- es el afluente más importante de este tramo del río Toro, tanto por el caudal aportado como por el volumen de material acarreado; desarrolla una red de

drenaje de tipo dendrítico y angular, con interconexiones de hasta sexto orden.

Clima

En el área de trabajo se registra la transición de clima templado con estación seca a semiárido. En Campo Quijano y alrededores, el clima es templado con estación seca (invierno). Desde El Mollar, hacia el norte, el clima es árido a semiárido, con marcada amplitud térmica diaria tanto en invierno como en verano, con vientos constantes durante todo el año especialmente por la tarde; la humedad ambiente es muy baja y la evapotranspiración excede la precipitación anual promedio; la radiación solar es intensa durante casi todo el año.

Entre Campo Quijano (1520 m s.n.m.) e Ingeniero Maury (2359 m s.n.m.), la diferencia de altura es de 839 m; esta situación se refleja en la temperatura; así en Campo Quijano la temperatura media anual es de 15°C, y en Ingeniero Maury es de 13°C (Bianchi 1996) (Tabla I).

Las precipitaciones se producen entre diciembre y marzo, ocurren en forma de fuertes chubascos de corta duración; exhiben una marcada disminución en sentido sur a norte: en Campo Quijano, la precipitación promedio es de 890 mm anuales; en la estación El Alisal es de 390 mm; en la Estación Chorrillos, 148 mm y en Ingeniero Maury, no superan los 100 milímetros (Bianchi y Yañez 1992) (Tabla II).

Tabla 1

Localidad	Altura	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Año
C. Quijano	1520	20,2	19,6	18,2	15,3	12,4	9,5	9,2	11	13,4	16,6	18,5	19,5	15,3
El Alisal	1811	19,7	19,1	17,7	14,8	11,7	8,9	8,6	10,7	13,3	16,4	18,3	19,5	14,9
Chorrillos	2112	18,8	18,2	16,8	13,9	10,7	8,1	7,8	10	12,6	15,6	17,5	18,6	14
Ing. Maury	2359	17,7	17,2	15,9	13	9,8	7,3	6,9	9,1	11,7	14,6	16,4	17,5	13,1

Tabla 2

Precipitaciones en el periodo 1935-1990 (mm)			
Localidad	Mayor registro	Menor registro	Medio anual
Campo Quijano	1565 (1979)	512 (1967)	889
El Alisal	786 (1975)	180 (1940)	390
Chorrillos	574 (1988)	21(1940/1956)	148
Ingeniero Maury	260 (1968)	28 (1951)	98

Vegetación y suelo

En el área considerada se registra la transición entre las regiones fitogeográficas Selva y Bosque Montano y Prepuna de acuerdo con el esquema de *Cabrera (1958)*. La primera se extiende desde Campo Quijano hasta El Alisal y desde allí hacia el norte, la Prepuna. Los suelos de la región poseen severas limitaciones para la agricultura por lo que son excluidas de los programas de desarrollo, mejoramiento y recuperación.

En la región de Selva y Bosque Montano, los suelos son poco desarrollados (A-AC-C), de textura gruesa, moderada materia orgánica y excesivo drenaje; son comunes el laurel, nogal y pacará; el piso generalmente está cubierto por pastizales y helechos. En los alrededores de El Alisal se destacan la tipa blanca, ceibo, guarán, lecherón, y los bosques de pinos y alisos; y en la llanura del río se preservan algunos ejemplares de sauce criollo que se encuentran parcialmente cubierto por las acumulaciones fluviales.

En la región de Prepuna, los suelos presentan escaso a nulo desarrollo (A-C), son de textura mediana a gruesa, bien drenados y con muy bajo contenido en materia orgánica; predominan los cardonales de *Trichocereus atacamensis* (cardón del cerro) asociados con arbustos espinosos de escasa altura y bromeliáceas en roseta.

GEOLOGÍA

La Quebrada del Toro se ubica en la provincia geológica Cordillera Oriental (*Turner 1972*) (Figura 1a); en esta región afloran rocas del Precámbrico, Cámbrico, Ordovícico, Cretácico Superior, Paleógeno, Neógeno y Cuaternario. Los bloques montañosos están afectados por fallas inversas de alto ángulo, de rumbo N-S y de vergencia tanto al este como al oeste (Figura 5).

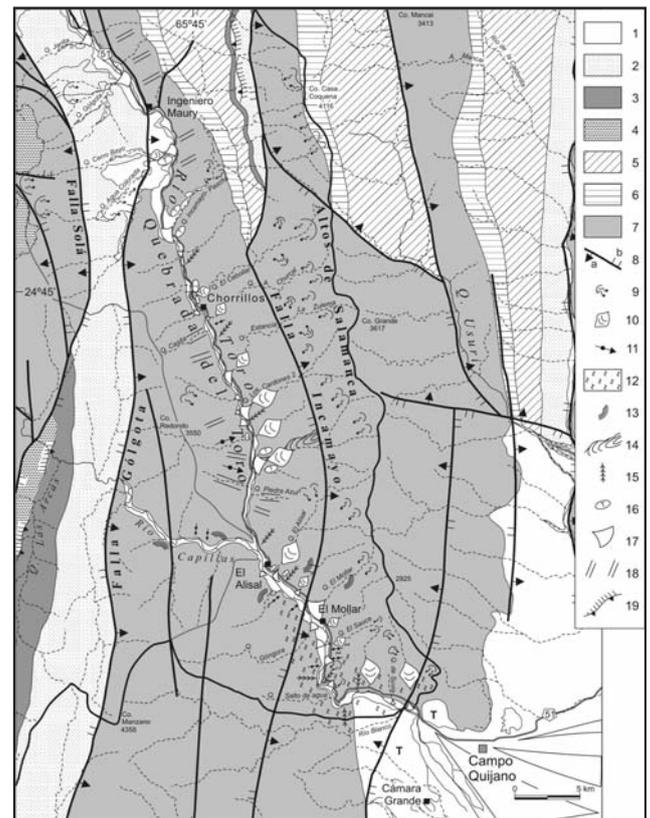


Figura 5. Geología y geomorfología del tramo inferior de la Quebrada del Toro y comarcas adyacentes.

1. Cuaternario 2. Neógeno 3. Paleógeno 4. Cretácico Superior
5. Ordovícico 6. Cámbrico 7. Precámbrico 8. Falla
9. Deslizamiento 10. Flujo denso 11. Caída de roca 12. Reptación
13. Vuelco 14. Antiguos flujos densos 15. Cárcava 16. Terraza
17. Abanico aluvial 18. Pendiente cubierta por mantos de detrito
19. Relieve en cuesta.

Estratigrafía

El Precámbrico está representado por la Formación Puncoviscana que cubre una amplia superficie, conforma bloques montañosos de rumbo submeridional, de marcada pendiente, generalmente mayor a 30°; está compuesta por pizarra, filita y grauvaca verdes, gris-verdosas y gris-violáceas. Las pizarras y filitas se presentan en niveles finamente estratificados (1 a 2 mm), en cambio los bancos tabulares de grauvaca tienen 10-20 cm de espesor promedio, aunque algunos estratos alcanzan hasta 60 cm de potencia; estas rocas fueron afectadas por sucesivos eventos de deformación intensa que han generado pliegues tipo chevron estirados, con marcado bandeamiento tectónico por clivaje; además una densa red de diaclasas perpendiculares y oblicuas cruzan los afloramientos.

Los depósitos del Cámbrico (Grupo Mesón) están caracterizados por bancos tabulares, resistentes de arenisca cuarzosa de color gris blanquecino, rosado y verde-amarillento. Los depósitos ordovícicos (Grupo Santa Victoria) están compuestos por pelitas verde-grisáceas y gris-oscuras con intercalaciones de arenisca cuarzosa de igual color.

Los sedimentos cretácicos se los reconoce en la quebrada de las Arcas y en el cerro Bayo; están caracterizados por calizas amarillas (Formación Yacoraite) que resaltan en el paisaje por el color y expresión topográfica. También en esta quebrada afloran las areniscas y pelitas rojas del Paleógeno (Subgrupo Santa Bárbara).

Los sedimentos del Neógeno son de naturaleza clástica y volcanoclástica, de color pardo-rojizo; están compuesto por bancos de 0,20 a 0,50 m de conglomerado con intercalaciones delgadas (015 m de espesor promedio) de arenisca de granulometría variada.

Los depósitos cuaternarios tienen una amplia distribución areal en todo el ámbito de la Quebrada del Toro; en el tramo inferior se identifican niveles de terrazas, abanicos aluviales, depósitos de canal y de llanura de inundación y barras del río principal -río Toro- y de sus afluentes.

Los depósitos de terrazas se componen de niveles de conglomerado mediano gris, compuesto por clastos subangulosos a subredondeados, inmersos en una matriz areno-arcillosa. Las alturas de las terrazas con respecto al lecho del río oscilan entre 80 y 10 metros; generalmente los niveles de terrazas más bajas son utilizados por los lugareños como áreas de cultivos. En la desembocadura del río Toro a la latitud de Campo Quijano, se diferencian dos niveles de terrazas de 250 m y 50 m con respecto al cauce del río Toro; cubren una superficie aproximada de 15 km², están suavemente inclinadas hacia el sur; forman dos niveles escalonados cuyos frentes se reconocen fácilmente por la ausencia de vegetación (Figura 5). Los abanicos aluviales constituyen morfologías que resaltan del paisaje por sus considerables dimensiones, generalmente cubiertos por cardones; están integrados por una sucesión de depósitos de flujos densos (coladas de detritos y de fango) e hiperconcentrados.

Tectónica

En el área de trabajo, las fallas son las estructuras predominantes, son regionales, de tipo inverso y de rumbo aproximado N-S. La Falla Gólgota produce el ascenso del bloque precámbrico y pone en contacto la Formación Puncoviscana con el Subgrupo Jujuy (Lucena 2007).

La falla Solá en inmediaciones de Ingeniero Maury sufre una desviación hacia el NO, coincidiendo con el rumbo del

lineamiento continental El Toro. La falla Incamayo, en la porción norte del área de estudio, relaciona a la Formación Puncoviscana, en el bloque colgante, con los afloramientos cámbricos y ordovícicos en el bloque yacente. Desde la quebrada El Cebollar hacia el sur afecta solamente a la Formación Puncoviscana.

Existen evidencias acerca de la actividad reciente de estas fallas; en el bloque oriental, las cabeceras de una serie de deslizamientos están alineadas a lo largo de la falla Incamayo, desde Chorrillos hacia el sur; la falla al norte del área de trabajo corta conglomerados cuaternarios y travertinos posteriores a los 0,98 Ma (Marret y Strecker 2000).

GEOMORFOLOGÍA

En el tramo inferior de la Quebrada del Toro, de acuerdo con las características geológicas, de pendientes, condiciones climáticas, desarrollo de suelo y vegetación, y actividad antrópica ocurren una serie de procesos gravitacionales (deslizamientos, caída, flujos, reptación) que no solamente inciden en la evolución morfológica del paisaje sino que afectan a la infraestructura vial y ferroviaria, y ocasionalmente a viviendas y áreas de cultivo (Figura 4).

Las rocas precámbricas de la Formación Puncoviscana, ante las condiciones climáticas semiáridas -como las existentes en el área de estudio- producen por meteorización física y en algunas situaciones por alteración biológica o química, una intensa alteración y producción de fragmentos y bloques con disposición a autotransportarse pendiente abajo. De allí que los flancos de los bloques montañosos del tramo inferior de la Quebrada del Toro están cubiertos por mantos de detritos (canchales) de diferentes granulometrías que se encuentran en equilibrio precario sobre las pendientes abruptas. Además cuando los planos de estratificación de las grauvacas coinciden con la dirección de la pendiente, son frecuentes los deslizamientos traslacionales. En las áreas donde la Formación Puncoviscana está formada por rocas de grano fino, el producto de la meteorización es arcilloso, poco consolidado y puede desplazarse a lo largo de las pendientes como avalanchas de tierra. Por estas características, la Formación Puncoviscana es una de las principales proveedora de material a los flujos de detritos o de barro los que participan activamente en la evolución de los abanicos aluviales, algunos de los cuales suelen provocar el represamiento del río Toro (Sánchez et al. 2008).

Por la naturaleza litológica de las cuarcitas del Cámbrico y de las calizas del Cretácico Superior conforman resaltos topográficos conspicuos; en estos se reconocen sistemas de diaclasas perpendiculares u oblicuas entre sí. Además al estar afectados por meteorización física generan bloques irregulares que debido a las pendientes muy empinadas son propensos a caída libre, salto y/o rodamiento particularmente aquellos de dimensiones considerables. Las caídas de bloques son comunes en el tramo Campo Quijano-El Alisal, por esta razón en este tramo del ferrocarril son frecuentes los cobertizos para proteger las vías.

En la evolución de las pendientes de los bloques montañosos formados por depósitos de terrazas cuaternarias, son frecuentes las acanaladuras (rills) formadas por la concentración de aguas pluviales que fluyen acorde a la pendiente; el material arrastrado es depositado en la base del talud formando conos de deyección (o conos de talud).

Deslizamientos

Los deslizamientos traslacionales son frecuentes en los macizos rocosos precámbricos de la margen izquierda de la Quebrada del Toro, especialmente donde las pendientes son superiores al 20°, como así también en los depósitos de terrazas cuaternarias. Los bloques rocosos precámbricos se desplazan pendiente abajo a lo largo de planos definidos tales como planos de diaclasas, de falla o de estratificación; la parte superior de la masa deslizada se mantiene intacta ya que allí el movimiento interno de los materiales es prácticamente nulo, no así en el lóbulo frontal. La Figura 6 muestra un ejemplo de deslizamiento traslacional el que ocurrió el 12 de marzo de 2010 en el paraje Virrey Toledo, 3 km al norte de Campo Quijano; el frente del deslizamiento tiene una longitud aproximada de 40 m; las rocas de la Formación Puncoviscana exhiben un color ocre-amarillento a consecuencia de la intensa alteración química.

A pesar de que los macizos rocosos que limitan a la Quebrada del Toro están compuestos por el mismo tipo de roca, los deslizamientos son más frecuentes y de mayor intensidad en las subcuencas de la margen izquierda porque allí concurren una serie de factores que favorecen su ocurrencia; estos son: 1) Tectónicos: las cabeceras de los deslizamientos exhiben cierta lineación con respecto a la traza de la falla Incamayo de rumbo norte-sur; 2) Geológicos: los planos de estratificación de las rocas precámbricas buzan acorde a la pendiente lo que favorece

el desplazamiento del material; 3) Topográficos: las pendientes de los bloques montañosos son abruptas, del 30 al 40%; y 4) Antrópico: el trazado de la ruta nacional N° 51 y del FF.CC se encuentran sobre esta margen.

Flujos densos

Los flujos densos (debris y mud flow) son frecuentes durante el verano, especialmente de enero a marzo; involucran toneladas de material y generan situaciones de riesgo en las vías de comunicación y en la población. Son comunes en las quebradas ubicadas en la margen izquierda del tramo inferior de la Quebrada del Toro (de los Ríos, El Sauce, Los Cardones 1 y 2, El Churcal, El Cebollar, Incamayo-Pascha (Figuras 5 y 7). En cambio de la margen derecha, solamente en la quebrada Aguas Coloradas ocurren estos procesos, cuya ocurrencia está relacionada con los tipos litológicos, traza de la falla El Gólgota y trazados de la ruta y las vías férreas.

Los depósitos de conos aluviales formados durante el pasado reciente por sucesivos eventos de flujos densos (por ejemplo en El Candado, El Tuscal), son retrabajados y erosionados por las corrientes actuales, y redepositados.

Los movimientos en masa se inician en el tramo superior de las quebradas laterales como deslizamientos y avalanchas de roca sobre pendientes abruptas carentes de vegetación. Después



Figura 6. Deslizamiento de roca y suelo (Marzo/2010) sobre la margen izquierda del río Toro, 3km al norte de Campo Quijano que interrumpió la ruta nacional N° 51 (la topadora está detenida sobre la ruta). Las rocas de la Formación Puncoviscana están intensamente alteradas por meteorización química (esquina inferior derecha). 1. Zona de arranque. 2. Dirección y sentido del movimiento. 3. Volumen de material movilizado

de un periodo seco, las lluvias estivales saturan el depósito y facilitan su movimiento pendiente abajo a través de cauces angostos como una violenta y densa corriente con capacidad de movilizar grandes bloques (de hasta 2 m³). La granulometría del flujo es variada, los bloques de dimensiones extraordinarias generalmente se depositan en los tramos medios. El material más fino es desplazado fácilmente hasta el colector principal como flujo de barro (*mud flow*) y/o flujo de detritos (*debris flow*) o simplemente como flujo hiperconcentrado, y allí forman amplios y espesos conos aluviales asimétricos. El volumen del material acumulado en la desembocadura de los afluentes supera la capacidad de transporte del río Toro, cuyo perfil longitudinal en el tramo Campo Quijano-Chorrillos presenta una cur-



Figura 7. Flujos de detritos (*debris flows*) generados en las quebradas tributarias del río Toro que forman amplios y espesos abanicos aluviales. a) Quebrada Los Cardones (Febrero/2005). b) Quebrada El Cebollar (Enero/2006). c) Detalle del flujo de El Cebollar: bloques irregulares y angulosos de grauwaca de la Formación Puncoviscana que interrumpieron la ruta N° 51

va cóncava normal, con una pendiente media de 2,3% (Viera *et al.* 2008). A causa de esta situación se produce el endicamiento temporal del río Toro por varios días, incluso semanas (Figura 8).



Figura 8. Flujo de detritos en la Quebrada de Pascha-Incamayo (Febrero/2005), que originó el endicamiento del río Toro durante una semana

Reptación

Es un proceso común en el tramo Campo Quijano-El Alisal, donde ocurre el mayor volumen de precipitaciones del área de estudio. Este tipo de movimiento es lento, afecta extensas áreas; se manifiesta como deslizamientos escalonados evidenciados por la inclinación de los árboles en las laderas que poseen una cobertura superficial de rocas no compactas. La morfología resultante son escalones discontinuos, de escasa altura (dm).

Geoformas

Geoformas y depósitos debidos a la acción fluvial

La Quebrada del Toro se extiende desde el cerro El Rosado al norte hasta Campo Quijano al sur y es transversalmente asimétrico. El valle del río Toro es paralelo a la estructura principal, mientras que los valles de los afluentes son transversales, de orientación casi este-oeste.

A lo largo del tramo inferior de la Quebrada del Toro se observan diferentes niveles de terrazas cuyas alturas varían entre 100 y 80 m con respecto al cauce, originadas por el colector principal. Sobre las dos márgenes de las desembocaduras de algunos tributarios del río Toro (Incamayo-Pascha, Quebrada Colorada y de los Ríos) se reconocen niveles de terrazas. Por otro lado, en casi todos los tributarios del río Toro se desarrollan abanicos aluviales.

Las terrazas se disponen sobre rocas precámbricas; se componen de niveles de conglomerado mediano gris, compuesto por clastos subangulosos de 5 a 25 cm de diámetro inmersos en una matriz areno-arcillosa. Los clastos tienen origen diverso pero predominan (80%) los precámbricos; intercalan delgados niveles lenticulares de limo y arcilla. En la quebrada Incamayo-Pascha se reconocen dos niveles de terrazas, que se encuentran 100 y 80 m de altura con respecto al cauce del río. La superficie de la terraza más antigua esta suavemente inclinada hacia el sur y cubierta por un manto de detrito. En la quebrada Aguas Coloradas se reconoce un nivel de terraza sobre la margen derecha, posee un espesor de 50 metros.

Los colectores principales de las subcuencas durante una crecida excavan el lecho una cierta cantidad y se rellena aproximadamente con la misma cantidad durante el descenso de la avenida y sugieren un estado de equilibrio dinámico. Gran parte del material transportado es depositado en la intersección con el río Toro formando abanicos aluviales (Figura 7).

Los abanicos aluviales están compuestos por sucesiones fluviales y aluviales; las primeras son más frecuentes en las porciones inferiores y medias de estos cuerpos debido a las condiciones climáticas imperantes en el pasado reciente. Los abanicos generalmente presentan un frente escarpado de 100 m de altura con respecto al cauce del río Toro. Es posible diferenciar al menos dos generaciones de abanicos, que dan lugar a una morfología escalonada denominada abanicos telescópicos (*telescopic-like alluvial fan*; Colombo 2005).

Los abanicos aluviales son amplios, asimétricos, con pendientes que varían entre 5° y 10° y de perfil transversal convexo. El espesor del depósito varía entre 10 y 15 m según la topografía preexistente. Está compuesto por grava mediana a gruesa, mal seleccionada, con clastos angulares a subangulares de metamorfitas precámbricas inmersos en una matriz esarenosa-pelítica. La superficie de algunos de estos abanicos aluviales es recorrida por canales longitudinales, generalmente angostos y profundos, y actúan como canales de descarga durante las lluvias estivales.

Los abanicos pueden ser funcionales o infuncionales; los primeros afectan el comportamiento del río Toro debido al volumen de sedimento aportado y modifican el nivel de base regional. Los abanicos infuncionales son estables, generalmente son utilizados como áreas de cultivo; en algunos de ellos se edificaron escuelas y casas (por ejemplo El Mollar). Los antiguos abanicos aterrizados exhiben un grado avanzado de cárcavamiento (*badlands*).

La mayoría de los abanicos de la margen izquierda de la Quebrada del Toro son funcionales; poseen grandes dimensiones; a modo de ejemplo, las superficies de los abanicos de El Candado es de 0,21 km², de la Estancia La Zulema es de 0,11 km² y el de Incamayo-Pascha de 0,38 km². En cambio los abanicos de la margen derecha son infuncionales y de menores dimensiones, sus superficies no superan los 0,04 kilómetros cuadrados.

El río Toro, en su desembocadura en Campo Quijano, forma un amplio abanico aluvial de 400 km² aproximadamente; a partir de esta localidad, el curso fluvial es conocido como río Rosario hasta su intersección con el río Arenales que drena hacia el dique Cabra Corral. Los materiales que forman el ápice del abanico aluvial son gruesos y mal seleccionados; la granulometría disminuye en sentido de la pendiente, de tal manera que los sedimentos finos distales son disectados por el río Arenales.

Geoformas debidas a erosión

Los cursos fluviales de primer orden generan una actividad erosiva sobre las cabeceras de las subcuencas donde son comunes los escarpes por el arranque de deslizamientos y las cicatrices por el desprendimiento de bloques (Figura 2).

Uno de los rasgos llamativos de los cursos fluviales es la modificación de sus secciones durante las crecidas que suelen ser espectaculares, con importantes excavaciones de los canales y de las márgenes, y rápidas acreciones. Por la profundización, los canales pueden prolongarse y aumentar la pendiente aguas

arriba originando el retroceso de las cabeceras; estos canales también pueden ensancharse por erosión de sus márgenes, por socavación basal y desprendimientos, o por remoción en masa.

Geoformas debidas a erosión-sedimentación

En el área de trabajo son comunes los conos de deyección, talud y mantos de detritos. El material resultante de la meteorización física es fácilmente erosionado y transportado pendiente abajo por efecto de la gravedad, depositándose en el pie de los bloques montañosos precámbricos y en algunos casos invaden la ruta y las vías del ferrocarril. La unión de varios conos forma un talud de detrito.

Es común que las laderas de los bloques montañosos precámbricos estén parcialmente cubiertos por mantos de detritos (*canchales*) compuestos por clastos angulosos, especialmente, de pizarras que se encuentran en equilibrio precario sobre las pendientes empinadas; de modo que ante un mínimo movimiento que lo estimule -un fuerte viento o vibración producida por el paso de un camión o del tren- pierde su estabilidad y se produce su deslizamiento. En algunas situaciones, estas laderas están afectadas por un intenso cárcavamiento, especialmente cuando el sustrato es pizarroso.

Incidencia de la actividad antrópica

En el tramo inferior de la Quebrada del Toro, la incidencia de los procesos geológicos en el paisaje son intensificados por la acción del hombre por la construcción de obras viales y ferroviarias, deforestación, extracción de áridos y sobrepastoreo.

El trazado de la ruta nacional N° 51 y del ramal C-14 originó la desestabilización de las laderas de los bloques montañosos precámbricos que constituyen el flanco este de la Quebrada; las laderas tienden a retornar a sus perfiles de equilibrio, en consecuencia el desplazamiento sistemático de materiales pendiente abajo es diario ante el paso de los grandes camiones, colectivos y el tren.

Las escasas especies vegetales son utilizadas en la construcción de las viviendas y como combustible, lo que genera una considerable pérdida de la cubierta protectora del suelo. En las cercanías de los puestos o asentamientos urbanos es evidente la aceleración del proceso natural de erosión.

En el cauce del río Toro-Rosario la extracción de áridos es intensa y planificada según la información proporcionada por la Secretaría de Minería de la Provincia de Salta (2008). En el tramo comprendido entre El Mollar y Campo Quijano existen 19 canteras de áridos cuyas superficies varían entre 60.000 a 100.000 m² pero no se cuenta con información respecto al volumen explotado en cada una de ellas; los áridos extraídos son de media a mala calidad (*Caba 2008*). Las actividades de extracción desequilibran el normal escurrimiento por la remoción y el retiro de arena y grava, en consecuencia se modifica el cauce, cambia su pendiente, y se aceleran los procesos de erosión en determinados sitios.

En todo el ámbito de la cuenca del río Toro, con frecuencia se observa en las laderas empinadas una morfología particular conocida como "pie de ganado" como consecuencia del desarrollo de prácticas no controladas en la cría de ganado caprino y ovino; estas prácticas impactan negativamente en la conservación de las pasturas y del suelo por "sobrepastoreo". El ganado caprino se alimenta de las ramas bajas de los arbustos pero también de la corteza de los árboles, lo que genera pérdida de biodiversidad y reducción de producción. Una consecuencia

del sobrepastoreo es la compactación del suelo, lo que produce la reducción de la infiltración, aumenta de la escorrentía superficial y favorece la formación de cárcavas.

RIESGOS GEOLÓGICOS

Se entiende por riesgo geológico a potenciales condiciones geológicas, procesos o sucesos naturales que pueden poner en peligro la salud, seguridad o bienes de las personas, o bien que pudieran afectar las funciones o las economías de una comunidad (IUGS Unión Internacional del Servicio Geológico, 2008).

La ruta nacional N° 51 diariamente es transitada por grandes camiones que transportan mineral desde la Puna y productos diversos desde y hacia el norte de Chile, por colectivos internacionales y por distintos tipos de vehículos de turismo y particulares, de modo que es primordial que se encuentre en buenas condiciones durante todo el año. Pero durante el verano son frecuentes las interrupciones del tránsito a causa del material acumulado por los flujos densos en la desembocadura de algunos tributarios con el río Toro, o por caída de bloques, o deslizamientos, o por avalanchas de roca que invaden la ruta y las vías del ferrocarril. Además como consecuencia de estos procesos se produce la elevación del nivel de base del río Toro, y en consecuencia las inundaciones son frecuentes en los barrios periféricos de Campo Quijano y en Villa Río Blanco. Asimismo, en la localidad de Rosario de Lerma son susceptibles de ser afectados por las inundaciones, los pobladores ubicados en las proximidades de las riberas del río Rosario.

Esta situación afecta la economía de la región que en parte está sustentada el turismo: por el ramal C14 circula el "Tren a las Nubes" de interés internacional y a lo largo de la Quebrada del Toro se encuentran ruinas arqueológicas, las "Ruinas de Tastil" son las más conocidas. Por otra parte, al ser la producción agrícola-ganadera de subsistencia, los frecuentes fenómenos de remoción en masa e inundaciones que afectan las parcelas de cultivo generan pérdidas económicas cuantiosas para los habitantes de la región.

Los riesgos geológicos son el resultado de las características naturales del área de estudio (geología, geomorfología, tectónica, topografía y clima) y de la actividad antrópica. En la Figura 9 se identifican las áreas susceptibles a ser afectadas por riesgo de caída, de deslizamiento, de flujo denso, de erosión y de inundación.

Riesgo de caída y deslizamiento

En el presente trabajo, la valoración de la susceptibilidad a los movimientos en masa y el reconocimiento de las zonas potencialmente inestables se basó en la información obtenida a partir del análisis de la pendiente, la litología y los antecedentes históricos (especialmente información periodística). La relación de estos factores permitió definir que el grado de inestabilidad o susceptibilidad a los procesos de remoción en masa en el tramo inferior de la Quebrada del Toro es media a alta porque: 1) las pendientes están comprendidas entre el 20 y 40%; 2) la resistencia mecánica de las rocas es muy baja (grauvaca, pizarra y lutita intensamente diaclasadas y fracturadas) y moderada (caliza, arenisca y conglomerado).

Riesgo de erosión

A fin de valorizar la susceptibilidad a la erosión de una unidad litológica, se analizaron los siguientes parámetros:

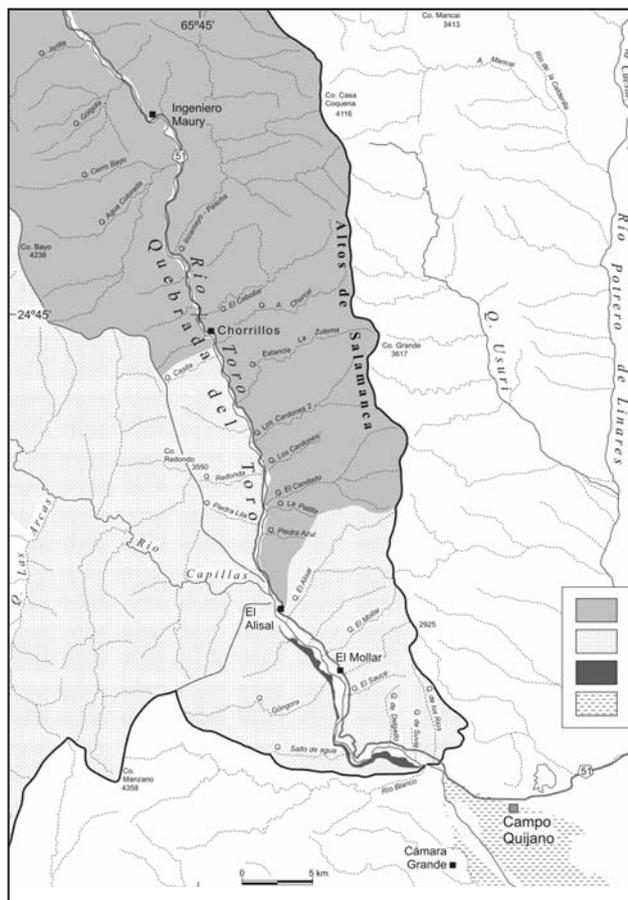


Figura 9. Mapa de riesgo del tramo inferior de la Quebrada del Toro. 1. Áreas con posibilidad de deslizamiento, avalancha de roca y flujo denso 2. Áreas susceptibles a las caídas de bloques. 3. Áreas con riesgo de erosión fluvial. 4. Áreas con riesgo de inundación

pendiente, vegetación y suelo, uso del suelo, clima y las obras civiles realizadas con el fin de disminuir los efectos de la erosión. El análisis de estos parámetros han permitido definir en el área de trabajo, los siguientes grados de erosión: 1) muy alto a alto en las zonas con cárcavas ubicadas en las cabeceras de los tributarios especialmente de las ubicadas en el bloque montañoso de la margen oriental de la Quebrada del Toro; 2) moderado a débil en los conos aluviales y terrazas fluviales; 3) débil en el cauce y barrancas del colector principal, y en algunos abanicos aluviales de la margen derecha del río Toro.

Riesgo de inundación

La valoración del riesgo de inundación de una determinada región está relacionada con criterios hidrológicos y geomorfológicos. De acuerdo con estos criterios se han diferenciado tres clases de riesgo: 1) alto que incluye las zonas bajas de las localidades de Campo Quijano y Rosario de Lerma ubicadas en el abanico aluvial del río Toro-Rosario cuya pendiente es inferior a 2 grado; 2) medio a bajo que abarca al cauce y llanura de inundación del río Toro.

CONCLUSIONES

El tramo inferior de la Quebrada del Toro es una región con moderado a elevado riesgo geológico por la ocurrencia de

procesos gravitacionales (deslizamientos, flujos densos, caída y avalanchas de roca), erosión y sedimentación.

La ocurrencia de estos procesos es consecuencia de la combinación de una serie de factores: 1) La naturaleza litológica de los macizos rocosos: están compuestos por rocas de grano fino muy alteradas y deformadas, fácilmente disgregable y vulnerable a los procesos de erosión y meteorización. 2) El clima de la región: semiárido con las precipitaciones de tipo torrencial que no superan los 200 mm anuales. 3) Las laderas son abruptas: sus pendientes promedios varían entre 30 y 40°; durante las lluvias intensas, la escorrentía superficial arrastra gran cantidad de material que luego forma parte de los flujos densos. 4) Las laderas prácticamente carecen de cobertura vegetal ya que los suelos poseen escaso a nulo desarrollo pedológico. 5) El intenso tránsito vehicular por la ruta nacional N° 51 y en menor medida el paso del ferrocarril. 6) La explotación desordenada y prácticamente carente de planificación de los áridos en el cauce del río Toro, con la consiguiente acumulación de material en sitios inadecuados provoca la desviación de las corrientes y elevan el nivel de base local. 7) La práctica de crianza del ganado (caprino y ovino) asociado a la escasez de recurso vegetales produce el sobrepastoreo con la consiguiente compactación de los suelos favoreciendo el escurrimiento laminar en detrimento de la infiltración.

El control de los deslizamientos, flujos densos, erosión y su incidencia en las obras de infraestructura vial y ferroviaria, en las viviendas y campos de cultivos requiere de la comprensión de los procesos de erosión y sedimentación que tienen lugar cuando aquellos ocurren, como así también de la aplicación de los principios de la ingeniería para controlar y/o mitigar los impactos.

La combinación del análisis geomorfológico e ingenieril incrementa la posibilidad de aplicar medidas para reducir la cantidad de material movilizado por los flujos densos, que constituyen el principal problema en el tránsito de la ruta nacional N° 51 y el ramal C-14; se considera que la construcción de obras de ingeniería de control y contención de material en algunos tributarios de la margen izquierda del río Toro (de los Ríos, de Delgado, El Sauce, El Alisal, Los Cardones I y II, estancia La Zulema, El Churcal, El Cebollar y Aguas Coloradas) es primordial.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo ha sido solventado con fondos del subsidio PICT 2150 otorgado por la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica de la República Argentina.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

- BIANCHI, A.R., 1996
Temperaturas medias estimadas para la región noroeste de Argentina.
Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, 50 pp. Salta.
- BIANCHI, A.R. Y YAÑEZ, C.E., 1992
Las precipitaciones en el Noroeste Argentino.
Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, 383 pp. Salta.
- CABA, R.E., 2008
Geología Ambiental del tramo inferior de la quebrada del Toro, provincia de Salta.
Tesis Profesional Universidad Nacional de Salta, 107 pp. Salta
- CABRERA, A. L., 1958
Fitogeografía. La Argentina: Suma de Geografía.
Tomo III. Capítulo II. Buenos Aires.
- CHAIN, M., 1999
El modelado de laderas en el río Toro, Salta.
Actas del XIV Congreso Geológico Argentino, Volumen II: 39-41. Salta.
- IGARZÁBAL, A.P., 1971
Remoción en masa en la quebrada del Toro, Salta.
Revista Opera Lilloana de la Universidad Nacional de Tucumán, Volumen XXI, 60 pp. San Miguel de Tucumán.
- LUCENA, L.L., 2007
Geología de la cuenca del Toro, Salta.
Tesis Profesional, Universidad Nacional de Salta, 61pp. Salta
- MARRET, R. Y STRECKER, M.R., 2000
Response of intracontinental deformation in the Central Andes to Late Cenozoic reorganization of South American Plate motions.
Tectonic, Volumen 19: 452-467.
- RIVELLI, F.R. Y TOLABA, S., 2005
Geomorfología de la Quebrada del Toro, departamento Rosario de Lerma – provincia de Salta.
Actas del XVI Congreso Geológico Argentino, Volumen III: 767-772. La Plata.
- SANCHEZ, M.C., LUCENA, L.L., RIVELLI, F.R. Y SALFITY, J.A., 2005
Geología y geomorfología de la cuenca del río Pascha-Incamayo, Quebrada del Toro, Salta.
Actas del XVI Congreso Geológico Argentino. Volumen III: 529-536. La Plata.

- SANCHEZ, M. C., RIVELLI, F. R. Y SALFITY, J. A., 2006.
Los flujos densos en el tramo inferior de la Quebrada del Toro, Salta.
Actas de Trabajos del III Congreso Argentino de Cuaternario y Geomorfología, Tomo I: 437-446. Córdoba.
- SANCHEZ, M. C., CABA, R. E., RIVELLI, F. R. Y SALFITY, J. A., 2008
Los procesos gravitacionales en la evolución de conos aluviales: tramo inferior de la Quebrada del Toro, Cordillera Oriental.
Actas del XVII Congreso Geológico Argentino, Volumen I: 315. San Salvador de Jujuy.
- SCHWAB, K. Y SCHÄFER, A., 1976
Sedimentation and Tecktonik in mittlere Anschnitt des Rio Toro des Ostkordillere NW-Argentinien.
Geologische Rundschau, Volumen 65: 175-196
- TURNER, J. C. M., 1972
Cordillera Oriental.
En Leanza, A. (ed.), Geología Regional Argentina, 117-142. Academia Nacional de Ciencias, Córdoba.
- VIERA, V. O., BRANDÁN, E. M. Y PAREDES, C. R., 2008
Perfil longitudinal del río Toro-Rosario, Salta, Argentina.
Actas del XVII Congreso Geológico Argentino, Volumen I: 322-323. San Salvador de Jujuy.
- VILELA, C. R., 1956
Descripción geológica de la Hoja Geológica 7d, Rosario de Lerma (Provincia de Salta).
Dirección de Minas y Geología, Boletín N° 84, 61 pp. Buenos Aires.



Un caso de autocolapso de suelos loessicos inducido por infiltración de efluentes

Terzariol, R. E. ¹ ✉ - Zeballos M. E. - Rocca, R. J.

Recibido: 15 de octubre de 2009 • Aceptado: 22 de noviembre de 2010

Resumen

La ciudad de Córdoba presenta distintos tipos de suelos loessicos. Estos suelos, debido a su estructura interna, presentan diferentes potenciales de asentamientos cuando se produce un incremento en su humedad. La mayoría de estos suelos necesita de carga externa para que se produzca el asentamiento. Aproximadamente el 15% del área de la ciudad tiene suelos autocolapsables bajo su propio peso. Cuando se ubica sobre estos suelos alguna construcción, el problema se agudiza considerablemente.

Recientemente, se han construido en Córdoba algunas escuelas que se fundaron en suelos autocolapsables. En el caso particular de este trabajo, se presentan los estudios realizados en una de ellas, en donde un pozo de infiltración profundo generó un aumento localizado del nivel freático produciendo el colapso en profundidad. Los asentamientos se propagaron a la superficie, generando un cráter que alcanzó las construcciones aledañas.

A los fines del estudio, se efectuaron nivelaciones en superficie y perforaciones en la zona de influencia. Para la interpretación se empleó el modelo de asentamientos producido por el avance de la saturación. El modelo empleado se basa en la caracterización del colapso relativo de los suelos. Este modelo, tiene una forma sencilla, aunque sólo permite la reproducción de procesos de asentamientos unidimensionales y generados por efectos de incrementos en el contenido de humedad.

Se comparan los resultados entre el caso real y los ensayos de prototipos previamente descriptos.

Palabras clave: *Loess, asentamientos, autocolapso, modelo.*

Abstract

The city of Cordoba has several types of loessic soils, with differences in the settlements due to the collapse of the internal structure during wetting. Most of these soils require external load for collapsing, but approximately 15% of the area contains a kind of self-subsiding. When these soils are loaded with any constructions, the problem gets worse.

Recently, some schools have been founded in collapsible soils. One of them has a deep septic well whose infiltration caused a localized increase in the groundwater level leading to a deep collapse around it. The settlements were propagated to the surface, creating a crater that reached the nearby constructions.

For the purposes of this study, surface leveling and drilling in the area of influence were carried out there. The interpretation of the pattern of settlement produced by the advance of saturation was done with a model. The model used is based on the characterization of relative collapse of the soil. The mentioned model has a simple form, but it only allows the representation of one dimensional settlement, generated by increases in the moisture content.

A comparison is made between this real case and the results of the model previously described.

Keywords: *Loess, Córdoba, self-subsiding, settlement.*

¹ FCEF. Universidad Nacional de Córdoba

✉ reterzariol@gmail.com

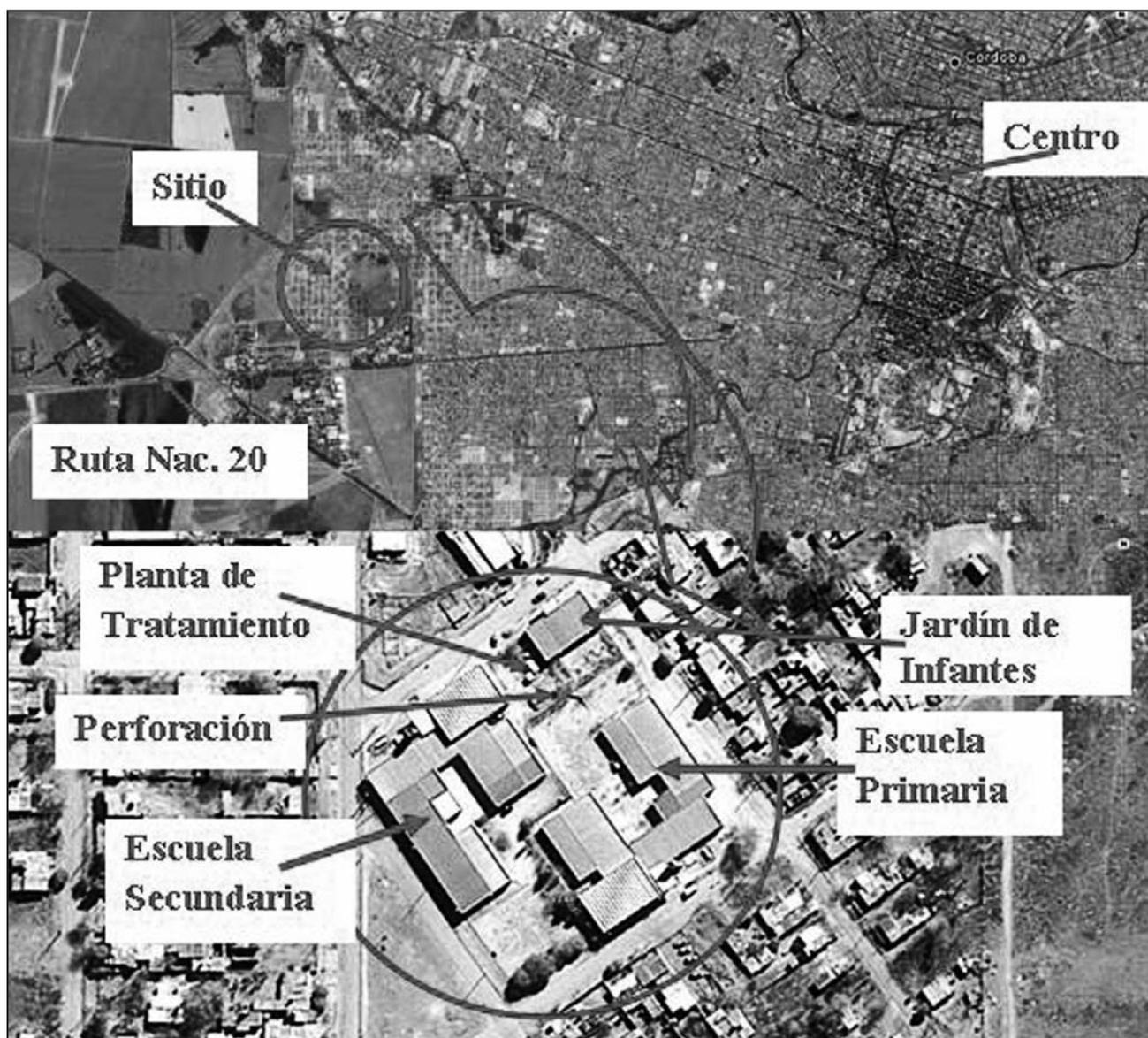


Figura 1. Ubicación del Complejo Educacional y de los Edificios Escolares

INTRODUCCIÓN

Los suelos limosos de origen eólico con estructura metaestable frente a los incrementos en su contenido de humedad ocupan una parte importante de la región semiárida central de la República Argentina, afectando especialmente las provincias de Córdoba, Santiago del Estero, La Rioja, Catamarca y parte de la provincia de Santa Fe.

Particularmente, la provincia de Córdoba presenta espesores importantes de este tipo de suelos, generando problemas en las obras de ingeniería fundadas sobre ellos o que atraviesan los mismos.

La ciudad de Córdoba presenta distintos tipos de suelos loessicos, con diferencias en los asentamientos debido al colapso de la estructura interna, cuando el suelo se humedece. La mayoría de estos suelos requieren de carga externa para que el fenómeno se produzca y aproximadamente, en el 15% del área, son autocolapsables bajo su propio peso, sin necesidad de mediar carga externa alguna (Rocca et al. 2006). Cuando estos suelos están cargados por alguna construcción, el problema se agudiza considerablemente.

Como un antecedente de aplicación a la situación tratada en este estudio, puede mencionarse que en la década de 1970 se efectuaron ensayos de fundaciones en prototipos de viviendas situados en la ciudad Universitaria (Moll y Reginatto, 1972). Se construyeron cinco casillas con distintos tipos de fundación y se efectuó un ensayo de humedecimiento de larga duración. Las casillas tenían tanques sifónicos que arrojaban agua en forma intermitente a un sistema de cañerías con defectos constructivos que confluían a un pozo absorbente central. El ensayo duro más de dos años, y se efectuaron nivelaciones periódicas durante todo ese tiempo. A los 100 días se observó la presencia de un cráter concéntrico con el pozo absorbente.

Para estudiar estos comportamientos y tipificarlos, existen ensayos específicos, tanto de laboratorio (Rocca et al. 1992) como in-situ (Terzariol et al 1999).

En el caso específico del fenómeno tratado en esta publicación, en el año 2000 en los suburbios ubicados al Oeste de la ciudad de Córdoba se construyó un complejo escolar constituido por un jardín de infantes, una escuela primaria y un colegio secundario.

El estudio de suelos llevado a cabo para el proyecto de los edificios escolares mostró que el sector presenta espesores superiores a los 30 metros de suelos limo-arenosos de características autocolapsables.

Los antecedentes geotécnicos previos, condensados en mapas de colapsabilidad indican que el área tiene un potencial de asentamientos del orden de 0,45 metros, en caso de saturación de los primeros doce metros.

Los edificios se construyeron mediante columnas, vigas y paneles prefabricados de Hormigón Armado (H^oA^o), simplemente apoyados entre sí o unidos mediante insertos soldados. Al no existir un manto franco de apoyo para las fundaciones, las estructuras se cimentaron mediante pilotes friccionales de 15 metros de longitud aproximadamente.

Los líquidos cloacales del complejo se vuelcan al terreno mediante una perforación de, al menos, 30 metros de profundidad luego de haber sido tratados en una planta compacta ubicada en el mismo predio donde se encuentran los edificios. La perforación se ubicó en proximidades de un playón polideportivo que sirve de patio central a todo el complejo. En la Figura 1 se pueden apreciar las instalaciones descriptas.

A lo largo de los años 2007 y 2008 comenzaron a apreciarse movimientos en las estructuras prefabricadas que denotaban algún tipo de asentamiento diferencial, lo que provocó la apertura de las juntas constructivas y el daño de algunas instalaciones, en particular las de gas en el jardín de infantes. Esta situación llevó a que se procediera al cierre preventivo del jardín de infantes y a la realización de una evaluación geotécnica y estructural previo a su reapertura.

A los fines del estudio de interpretación de los fenómenos ocurridos, se efectuó un conjunto de acciones, tanto de carácter experimental, como de tipo teóricas. Dentro de los trabajos de experimentales se realizaron nivelaciones en superficie y perforaciones en la zona de influencia. En función de la caracterización del perfil afectado y su comparación con la situación previa al proceso de filtraciones, se contó con información suficiente para el empleo de un modelo numérico de cálculo de asentamientos producido por el avance de la saturación (Terzariol et al., 2003; Zeballos et al., 2007). Este modelo ha permitido efectuar comparaciones entre los resultados de campo y los obtenidos en la simulación, validando la capacidad del mismo en la explicación de los fenómenos representados.

CARACTERIZACION DE PERFIL DE SUELO

A los efectos de analizar la situación planteada, modelar el problema y estimar las soluciones a aplicar se procedió a relevar la situación existente.

Para ello se efectuó una inspección ocular del predio, se realizaron dos sondeos con toma de muestras alteradas y se ejecutó una topografía superficial de todo el predio.

Mediante la inspección ocular se pudo comprobar que las máximas distorsiones entre los paneles prefabricados, en el jardín de infantes, eran de alrededor de 0,10 metros con asentamientos relativos del mismo orden de magnitud. Esto llevó a movimientos de las vigas respecto de las columnas e incluso a la rotura de algunas soldaduras entre insertos metálicos. Observando los otros edificios se pudo apreciar que estos también mostraban asentamientos pero con distorsiones angulares de menor magnitud, en especial porque los hundimientos eran mayores en los Salones de Usos Múltiples formados por vigas y paneles de grandes. Todos estos asentamientos convergían hacia el centro del

predio, lo que quedaba de manifiesto por las dislocaciones del orden de 0,10 a 0,20 metros, apreciables entre las losas del piso del playón polideportivo. En este mismo playón se detectó una acumulación de agua de lluvia en un desnivel ubicado hacia el norte del mismo en proximidades de la perforación de drenaje de los líquidos cloacales.

La topografía superficial relevada confirmó las apreciaciones de la inspección inicial, tal como se ve en la Figura 2. En la misma se observan asentamientos relativos máximos entre el perímetro y el centro del predio del orden de 0,40 a 0,50 metros, resultando máximos en proximidades de la perforación drenante. Las curvas de nivel de los asentamientos muestran una subsidencia notablemente simétrica de todo el terreno hacia el foco de ingreso de agua subterránea.

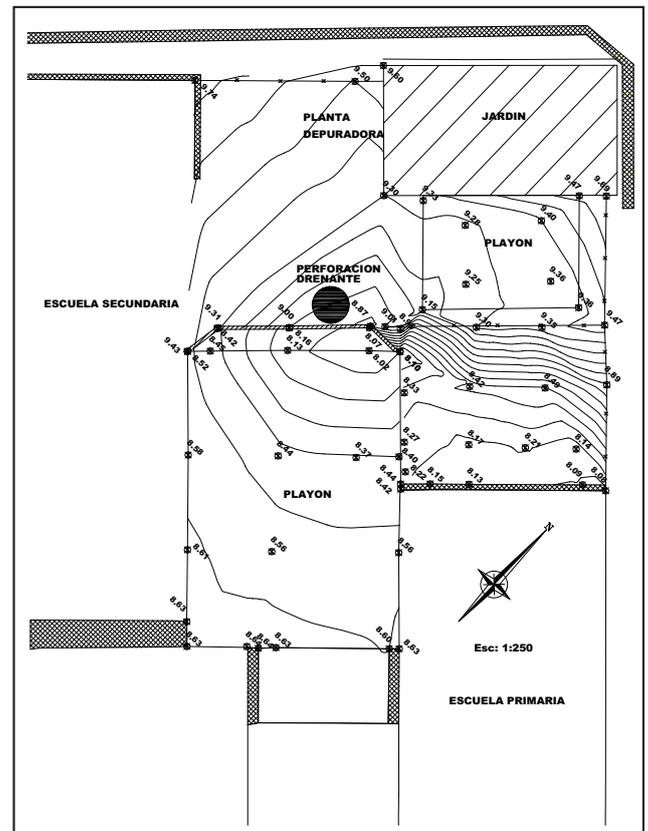


Figura 2. Topografía del predio luego de los hundimientos

Cabe destacar que estos asentamientos pueden ser comparados con los obtenidos en los estudios realizados en la década del setenta, (Moll y Reginatto, antes citado). En los dos casos se generó una depresión concéntrica, pero la infiltración del ensayo de ciudad Universitaria tuvo una infiltración desde la superficie, mientras que en las escuelas tuvieron una saturación desde estratos inferiores hacia arriba. Las diferencias de deformaciones medidas que son aproximadamente 2,5 veces mayor en Villa Unión reflejan un mayor espesor de suelo involucrado y una mayor colapsabilidad relativa de las formaciones loessicas.

Para confirmar el perfil descrito en el estudio original y determinar los cambios de humedad en diferentes profundidades, se realizaron dos sondeos geotécnicos. Uno de los sondeos (S1) se ejecutó en proximidades de la perforación de drenaje, a unos 5 metros, y el otro (S2), fuera del predio, aproximadamente

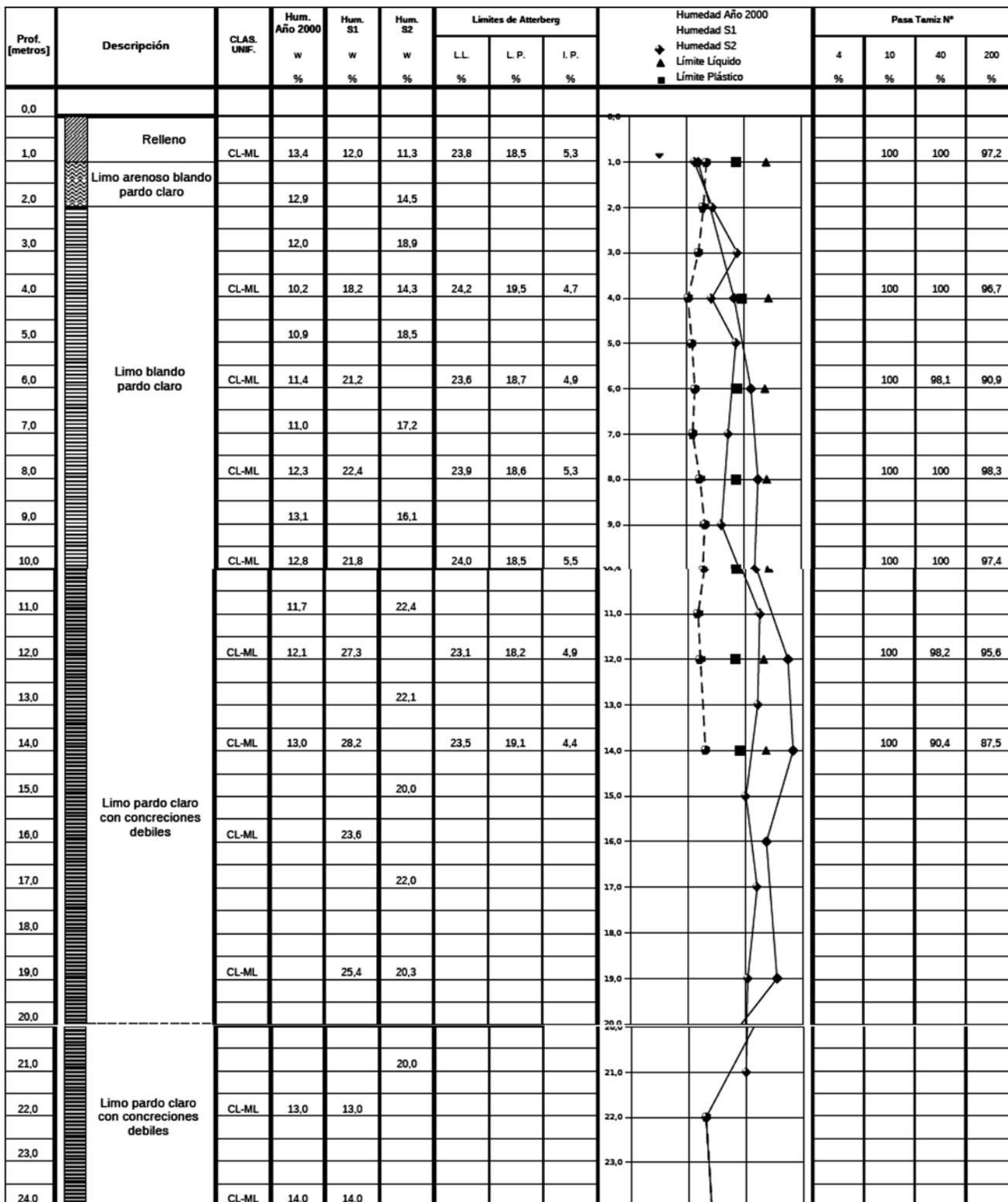


Figura 3. Perfil estratigráfico relevado y comparación entre valores de humedades

30 metros al norte del primer sondeo. En la Figura 3 se muestra el perfil geotécnico relevado y la comparación entre las humedades detectadas en el estudio y original y las encontradas en esta campaña de estudios.

Como referencia puede decirse que para este tipo de suelos es común encontrar relaciones de vacíos (e) cercanas a 1, con gravedades específicas (Gs) del orden de 2,7 y pesos unitarios secos (γ_d) de entre 12 a 13 kN/m³. Con estos los parámetros

anteriores, la presencia de suelos con humedades de entre 27% y 32%, implica que su grado de saturación (S) es cercano al 100%. Las humedades actualmente medidas son significativamente superiores a las detectadas en el estudio de suelos realizado previamente a la construcción del Complejo Escolar. A su vez los valores de humedad registrados en el sondeo cercano a la perforación drenante muestran valores cercanos a la saturación a profundidades menores que las detectadas en el sondeo ubicado fuera del predio.

MODELACION DEL COMPORTAMIENTO

La predicción de cambio volumétrico asociado con suelos colapsables puede realizarse mediante el empleo de modelos tenso-deformacionales. En estos problemas, las propiedades del suelo son, por lo general, no lineales. Sin embargo, algunos casos pueden ser tratados empleando modelos con parámetros de incrementos lineales, o pueden resolverse mediante el empleo de modelos elastoplásticos. En el caso particular de suelos colapsables, el cambio volumétrico se asocia comúnmente con cambios en la succión de suelo y la rotura de vínculos cementados. Debido a esto, resulta necesario combinar análisis de infiltraciones y análisis de tensiones, de manera acoplada o desacoplada, para resolver el problema (Fredlund, 2006). Estos modelos tenso-deformacionales presentan diversos grados de complejidad, haciendo que su uso sea recomendado en función de los caminos de tensiones generales en cada problema. Se pueden plantear dos alternativas de tratamiento:

- Para situaciones en las cuales los caminos de tensión muestran mayor complejidad desarrollando, por ejemplo, variaciones de la humedad en procesos alternativos de humedecimiento y desecación, resultan de aplicación los modelos constitutivos elastoplásticos, como el propuesto por Alonso *et al.* (1990). Este modelo demanda la identificación de un importante número de parámetros constitutivos, no siendo empleado en este análisis.
- El modelo de colapso relativo (Redolfi, 1990) constituye una alternativa de análisis simplificado del problema, siendo de aplicación especialmente en los casos en los que el suelo sufre incrementos continuos en el contenido de humedad.

El método de colapso relativo, se basa en la identificación de una "función de colapso". Esta función asocia los asentamientos observados en el suelo a consecuencia de incrementos en la presión externa aplicada y en el contenido de humedad del suelo. En tal sentido, permite la construcción de una superficie de estado en el espacio de las presiones totales (σ), la humedad (w) y el asentamiento relativo de colapso (δ). Esto colapso relativo se expresa como:

$$\delta_i = \alpha (w - w_o) \cdot (\sigma_{i,f} - \sigma_{i,o})^{\beta(w)} \quad (1)$$

Donde, δ_i , es el colapso relativo ocurrido en el elemento i del perfil geotécnico originalmente dividido en n elementos; $\delta_{i,f}$ y $\delta_{i,o}$, son las presiones finales e iniciales externas a las que se encuentra sometido el elemento i , $\alpha(w-w_o)$ y $\beta(w)$, son funciones dependientes de la humedad del suelo.

Finalmente, el asentamiento se calcula mediante la sumatoria, a lo largo del perfil de suelo, del producto entre el colapso relativo y la altura del estrato para la cual se considera de aplicación dicho colapso (Mustafaeu y Sadedtova, 1983; Redolfi, 1990). En consecuencia, el asentamiento total (Δ) producido por los colapsos relativos derivados de los cambios de humedad en el perfil geotécnico considerado es calculado como:

$$\Delta = \sum_{i=1}^n \Delta_i = \sum_{i=1}^n \delta_i \cdot H_i \quad (2)$$

donde Δ_i , es el asentamiento producido en el elemento i ; H_i es el espesor del estrato.

Para determinar los parámetros involucrados en el cálculo de asentamiento es posible realizar ensayos de laboratorio que permitan la valoración de los colapsos experimentados por la estructura del suelo, ante las variaciones en la humedad y las presiones externas. Los estudios que se presentan en este caso han tomado como referencia los resultados de ensayos de compresión confinada ejecutados sobre muestras inalteradas de limos arcillosos y limos arenosos, correspondientes a la formación loésica de la ciudad de Córdoba (Aiassa *et al.*, 2008).

En el conjunto de ensayos de caracterización realizados se ha identificado una condición inicial de humedad, la misma ha sido considerada como una humedad de referencia a los fines de la valoración de los asentamientos sufridos por la muestra ante similares condiciones de presiones externas y valores superiores de humedad. La humedad inicial considerada ha sido fijada en 16,0%, obteniendo la curva deformaciones verticales relativas (ϵ), en función de la presión externa aplicada. La variación entre estas deformaciones y las ocurridas para otras condiciones de humedad definen los colapsos relativos entre el estado inicial y el correspondiente a la humedad considerada en cada caso.

Los resultados obtenidos muestran un comportamiento no lineal entre las variables involucradas. En función de estas respuestas es posible identificar dos sectores diferenciados. Un primer sector, con un crecimiento exponencial del colapso relativo. Esta condición se mantiene en forma constante hasta un valor de presión externa a partir del cual, los colapsos se mantienen constantes, o tiende a producir un ligero descenso. Para el primer sector, se identificaron las constantes α y β , considerando válidas las ecuaciones hasta una presión externa media de 100 kPa. Los resultados obtenidos en los ensayos realizados, junto con la reproducción de los mismos a través del modelo de simulación han sido representados en la Figura 4.

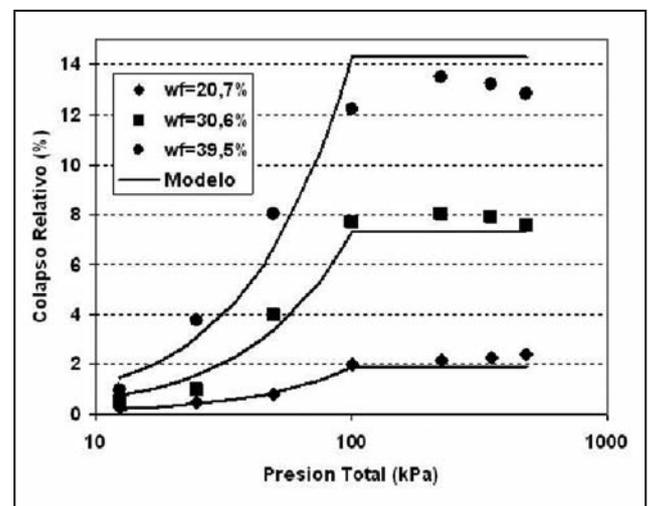


Figura 4. Resultados experimentales de los estudios de colapso relativo y modelo de colapso relativo. Fuente: a partir de Aiassa, 2008

En el sector exponencial de comportamiento de colapso, el parámetro β es, aproximadamente, constante, e igual a 1,10. El parámetro α , ha sido relacionado con el cambio en el contenido de humedad ($\Delta w = w - w_o$), en relación con la humedad de referencia. La ecuación cuadrática utilizada para su cálculo es del tipo:

$$\alpha = 7,31 \times 10^{-5} \cdot \Delta w^2 + 2,10 \times 10^{-3} \cdot \Delta w \quad (3)$$

ANÁLISIS REALIZADO

La modelación realizada ha consistido en la evaluación de los asentamientos esperados a consecuencia de la modificación en el contenido de humedad del perfil de suelo.

Para este análisis se han considerado dos estados de humedad diferenciados. El escenario inicial, se ha caracterizado a través de los estudios realizados en forma preliminar a la ejecución de la construcción. Durante estos reconocimientos se identificó el tipo de suelo afectado, el peso unitario seco y su estado de humedad natural. El escenario final ha sido caracterizado a través de los resultados de los reconocimientos efectuados a través de sondeos de investigación realizados con posterioridad a la observación de los fenómenos de asentamiento. En esta oportunidad se identificaron los nuevos estados de humedad del perfil en distintas profundidades.

Para el desarrollo del análisis numérico se han aplicado las siguientes hipótesis de cálculo:

- Los asentamientos observados se producen con total dependencia de un proceso de modificación del contenido de humedad del suelo, entre el escenario inicial y final.
- Estos procesos de asentamiento se desarrollan en un área suficientemente extensa como para considerar dominante el fenómeno unidimensional. En consecuencia, los efectos generados por tensiones de corte, ocasionadas a consecuencia de asentamientos diferenciales, resulta de poca importancia.
- La ecuación de colapso relativo tiene un valor de máximo asentamiento para estados de presión geostática vertical aplicada igual a 100 kPa. Para valores superiores al considerado se asume que el material produce una respuesta similar a la obtenida para el valor antes indicado.

Los pasos seguidos en la modelación han sido los siguientes:

- Identificación de las variables indicativas del escenario inicial, en particular es de interés el estado de humedad del perfil de terreno, y la definición de las presiones totales iniciales. Estos valores son indicados en la Tabla 1.
- Definición de las condiciones de humedad observadas en los sondeos ubicados a 5 y a 30 metros del centro de la zona de infiltración. En cada uno de estos perfiles se valora, tanto el nuevo valor de presión total actuantes, modificado por la variación de humedad, como el propio incremento en el contenido

de humedad. Según este incremento, en relación con la humedad de referencia, se evalúa el coeficiente α de aplicación en cada nivel del perfil considerado. Los estados de humedad considerados, en la condición inicial, así como en el estado final en las dos posiciones indicadas se presentan en la Figura 5 y en la Tabla 2.

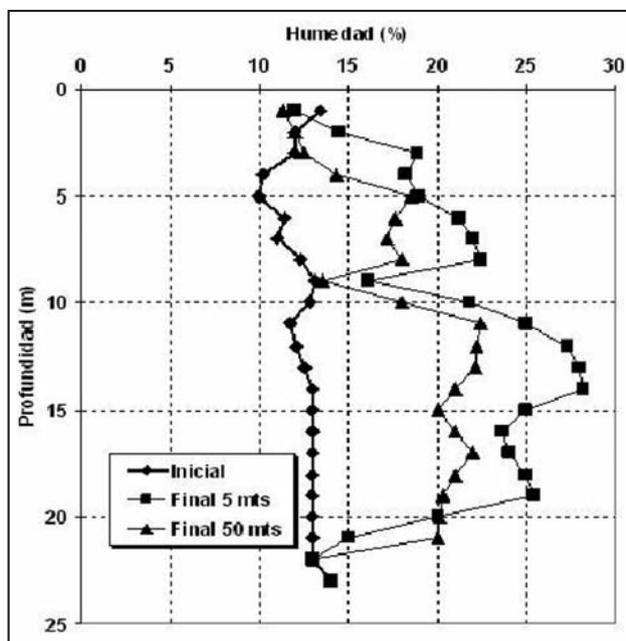


Figura 5. Perfil de humedades en los estados inicial y final

El colapso relativo se define en función de la presión externa total actuante en cada nivel del perfil, así como en función de la variación de humedad producida. Estos colapsos son transformados en asentamientos relativos, en función de la altura de afectación de cada nivel, y posteriormente integrados para la totalidad del perfil considerado. La Figura 6 muestra los asentamientos acumulados desde el punto de mayor profundidad en el perfil hasta la superficie. Se aprecian asentamientos absolutos del orden de los 0,50 metros en la proximidad del punto de filtración, mientras que los asentamientos relativos entre los puntos de ejecución de los sondeos son del orden de los 0,20 metros. Se aprecia una muy buena consistencia entre los valores medidos en los resultados de la modelación numérica. La Tabla 3 muestra los parámetros aplicadas en algunas de las profundidades del perfil analizado.

Tabla 1. Parámetros iniciales del problema

Prof	Descripción	Humedad		Peso Unit (kN/m³)	P. Vertical	
		Tipo	(%)		Seco	Húmedo
1	Relleno	CL-ML	13,4	1,35	1,53	15,31
2	Limo arenoso pardo claro		12,0	1,35	1,51	30,43
5	Limo blando pardo claro		10,0	1,30	1,43	73,62
10	Limo blando pardo claro	CL-ML	12,8	1,30	1,47	146,49
15	Limo arenoso pardo claro		13,0	1,35	1,53	225,22
20	Limo arenoso pardo claro		13,0	1,35	1,53	301,50

Tabla 2. Parámetros considerados en el escenario final

		Estado a 5 metros del centro de asentamiento			Estado a 30 metros del centro de asentamiento			
Prof	Descripción	Humedad Tipo	Peso Unit (%)	Pres Vert kN/m ³	Humedad (kPa)	Peso Unit (%)	Pres Vert kN/m ³	(kPa)
1	Relleno	CL-ML	12,0	1,51	15,12	11,3	1,50	15,03
2	Limo arenoso pardo claro		14,5	1,55	30,58	12,0	1,51	30,15
5	Limo blando pardo claro		19,0	1,55	76,87	18,5	1,54	75,03
10	Limo blando pardo claro	CL-ML	21,8	1,58	155,33	18,0	1,53	151,01
15	Limo arenoso pardo claro		25,0	1,69	244,06	20,0	1,62	236,09
20	Limo arenoso pardo claro		20,0	1,62	327,49	20,1	1,62	317,68

Tabla 3. Resultados del cálculo de asentamientos

Prof	Descripción	Tipo	Asentamientos a 5 metros			Asentamientos a 30 metros		
			α	Asentamiento (m)		α	Asentamiento (m)	
				Parcial	Acumulado		Parcial	Acumulado
1	Relleno	CL-ML	0,0020	0,000	0,48	0,0020	0,000	0,21
2	Limo arenoso pardo claro		0,0020	0,001	0,48	0,0020	0,001	0,21
3	Limo blando pardo claro		0,0043	0,003	0,48	0,0020	0,001	0,21
4	Limo blando pardo claro	CL-ML	0,0025	0,002	0,47	0,0020	0,002	0,21
5	Limo blando pardo claro		0,0045	0,005	0,47	0,0032	0,004	0,21
6	Limo blando pardo claro	CL-ML	0,0107	0,016	0,47	0,0010	0,001	0,20
7	Limo blando pardo claro		0,0131	0,021	0,45	0,0000	0,000	0,20
8	Limo blando pardo claro	CL-ML	0,0144	0,023	0,43	0,0020	0,003	0,20
9	Limo blando pardo claro		-0,0025	-0,004	0,41	0,0020	0,003	0,20
10	Limo blando pardo claro	CL-ML	0,0125	0,020	0,41	0,0020	0,003	0,20
11	Limo arenoso pardo claro		0,0230	0,036	0,39	0,0144	0,023	0,19
12	Limo pardo con concreciones	CL-ML	0,0315	0,050	0,36	0,0137	0,022	0,17
13	Limo pardo con concreciones		0,0342	0,054	0,31	0,0134	0,021	0,15
14	Limo pardo con concreciones	CL-ML	0,0350	0,055	0,25	0,0101	0,016	0,13
15	Limo arenoso pardo claro		0,0230	0,036	0,20	0,0073	0,011	0,11
16	Limo arenoso pardo claro	CL-ML	0,0182	0,029	0,16	0,0101	0,016	0,10
17	Limo arenoso pardo claro		0,0196	0,031	0,13	0,0131	0,021	0,08
18	Limo arenoso pardo claro		0,0230	0,036	0,10	0,0101	0,016	0,06
19	Limo arenoso pardo claro	CL-ML	0,0244	0,039	0,06	0,0081	0,013	0,05
20	Limo arenoso pardo claro		0,0073	0,011	0,02	0,0075	0,012	0,03
21	Limo arenoso pardo claro		0,0020	0,003	0,01	0,0073	0,011	0,02
22	Limo arenoso pardo claro	CL-ML	0,0020	0,003	0,01	0,0020	0,003	0,01
23	Limo arenoso pardo claro		0,0020	0,003	0,01	0,0020	0,003	0,01
24	Limo arenoso pardo claro		0,0020	0,003	0,00	0,0020	0,003	0,00

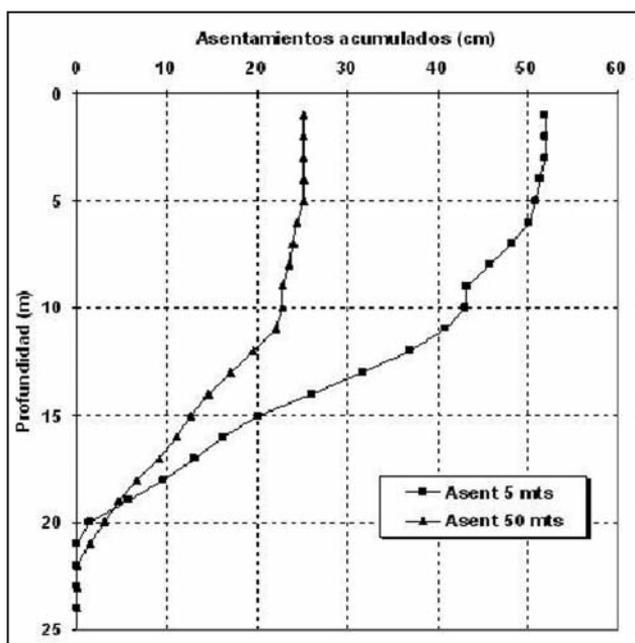


Figura 6. Asentamientos acumulados calculados para el escenario final

CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

A modo de observaciones conclusivas puede decirse que:

- El ingreso de agua proveniente de la perforación drenante ha producido la saturación de los estratos inferiores del suelo con el consiguiente colapso del mismo y el asentamiento de las estructuras próximas.
- Este asentamiento del estrato de suelos colapsables ha arrastrado las fundaciones profundas flotantes que se hallaban inmersas en el mismo.
- Los incrementos de humedad registrados en los sondeos efectuados actualmente respecto de los registrados originalmente, confirman las hipótesis anteriores.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

- AIASSA, G.M., 2008
Caracterización de procesos de infiltración en estado no saturado sobre suelos limosos compactados.
Tesis doctoral. Universidad Nacional de Córdoba. Argentina.
- AIASSA, G., M.E. ZEBALLOS, P. ARRUA Y R.E. TERZARIOL, 2008
Infiltración en suelos limosos compactados.
XIX CAMSIG, La Plata.
- ALONSO, E.E., A.GENS, A. Y A. JOSA, 1990
A constitutive model for partially saturated soils.
Geotechnique. 40(3): 405-430.
- FREDLUND D.G., 2006
Unsaturated soil mechanics in engineering practice.
Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol.132(3): 286-321.
- MOLL L.L. Y A. REGINATTO 1972
Investigación de Fundaciones en Suelos Colapsables.
III RAMSIF Vol I.: 25-35, Bahía Blanca.
- MUSTAFAEV A.A. AND E.M. SADETOVA, 1983
Prediction of collapse with time in bases of structures.
Osnovaniya, Fundamenty I Mekhanika Gruntov, 3:14-17.

- El colapso de los suelos ha provocado la subsidencia general de todo el predio con valores máximos en cercanías de la perforación de drenaje de efluentes cloacales.
- Los valores de hundimientos medidos topográficamente son del mismo orden de magnitud que los calculados por los modelos numéricos propuestos para analizar este tipo de casos y empleados en esta investigación.
- Se ha observado un cráter tal como se generó en el ensayo de prototipos de fundaciones en suelos loésicos de la Ciudad Universitaria (*Moll y Reginatto, 1972*), aunque en este caso la saturación se produjo por aumento del nivel freático y no por saturación desde la superficie como en aquel. Los tamaños de asentamientos reflejan el espesor afectado y la colapsabilidad mayor en el caso estudiado.
- El modelo de colapso relativo empleado, si bien se caracteriza por su sencillez, demanda la definición de un conjunto de parámetros de calibración, que pueden sufrir modificaciones cuando se altera la sensibilidad estructural del limo loésico sobre el cual se pretende aplicar. Sin embargo, es su misma sencillez la que posibilita la ejecución de calibraciones adecuadas a la variedad de suelos considerada, sobre la base de un conjunto de ensayos clásicos.
- El empleo de este tipo de modelos puede ser una herramienta muy importante para la caracterización general de zonas de suelos colapsables y permite la confección de mapas de riesgo que resultan de interés para planificar urbanizaciones o evaluar impactos ambientales de obras civiles.

A modo de consideración final, cabe recordar que el modelo empleado tiene como limitante de aplicación el hecho de poder reproducir fenómenos en los cuales se evidencien procesos de incremento del grado de saturación y de las presiones externas. Para caminos de tensiones de mayor complejidad el modelo ve limitada su aplicabilidad, siendo aconsejable el empleo de formas elastoplásticas con inclusión expresa de la succión matricial como variable del problema.

- REDOLFI, E., 1990
Comportamiento de pilotes en suelos colapsables.
Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- ROCCA, R. J., 2005
Método simplificado para el cálculo del asentamiento por colapso en suelos loessicos de Córdoba.
Academia Nacional de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, tomo 57: 137-146.
- ROCCA R.J., A. REGINATTO AND E.R. REDOLFI, 1992
Determination of collapse potential of soils.
Proc. 7th Intl. Conf. on Expansive Soils. Vol I: 73-78.
- ROCCA R.J., E.R. REDOLFI Y R.E. TERZARIOL R.E. 2006
Características Geotécnicas de los Loess de Argentina.
Rev. Intl. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6: 149-166.
- TERZARIOL R.E. Y P.V. ABBONA, 1999
Determinación del Potencial de colapso mediante ensayos in-situ.
Proc. XI. PanAm. Cong. Soil Mech. Geot. Eng. Vol. I: 201, 1999.
- TERZARIOL R., E.R. REDOLFI, R.J.ROCCA AND M.E. ZEBALLOS, 2003
Modelo de flujo no saturado aplicado a suelos loessicos.
XII Pan Am. Conf. Soil Mech. Geotech. Engng. Boston. Vol 2: 1317-1322.
- ZEBALLOS, M. E., G. AIASSA Y R.E. TERZARIOL, 2007
Modelos constitutivos acoplados aplicados a limos no saturados.
Mecánica Computacional. AMCA.. Vol. 26: 2891-2908.



New trends in static and seismic landslides analysis

Sêco e Pinto, Pedro Simão

Resumo

Nesta faz-se uma introdução sobre as casualidades. São discutidos os mecanismos geradores dos deslizamentos dos taludes. Faz-se uma referência à análise de estabilidade dos taludes sob ações estáticas e sísmicas. São discutidos os métodos de prevenção, mitigação e reabilitação. Aborda-se a análise de risco. Apresenta-se e discute-se um caso de obra. São apresentados alguns tópicos para discussão e considerações finais.

Palavras chave: Deslizamentos, mecanismos, análise, prevenção, risco.

Abstract

In this paper an introduction to hazards is presented. The triggered mechanisms of landslides are discussed. Analysis of landslides stability under static and seismic conditions is referred. Prevention, mitigation and rehabilitation methods are discussed. Risk analysis is addressed. A case study is presented and discussed. Some topics for discussions and final considerations are presented.

Keywords: Landslides, mechanisms, analysis, prevention, risk.

Nature to be commanded
Must be obeyed
Francis Bacon Novum Organum, 1920

INTRODUCTION TO HAZARDS

Landslides are among the most existent hazards causing billions of dollars in damage and thousands of deaths and injuries each year. A comparison of casualties for

different natural hazards in the world following the Centre for Research on the Epidemiology of Disasters (CRED) is shown in Figure 1.

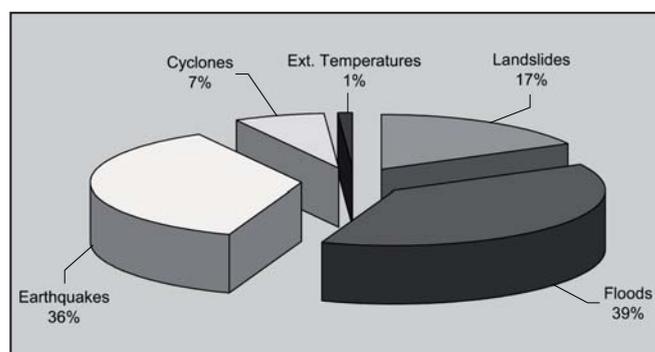


Figure 1. Comparison of casualties for different natural sources (source CRED)

Disertación presentada en la CONFERENCIA SOBRE DESLIZAMIENTOS DE TERRENO Y PELIGROS ASOCIADOS desarrollada en la Ciudad de Córdoba, República Argentina, del 25 al 27 de agosto de 2010.

Professor of Geotechnical Engineering, University of Coimbra, Portugal

Specialist Engineer in Geotechnique, National Laboratory of Civil Engineering (LNEC)

✉ pspinto@lneec.pt

In Table 1 the several types of natural disasters are classified following CRED.

The regional distribution of damage by the geodisasters during the period of 1990-2005, is shown in Figure 2.

Table 1. Classification of Natural Disasters by CRED

Drought
Earthquake
Epidemic
Famine
Extreme Temperature
Flood
Insect infestation
Slide
Volcano
Wave/Surge
Wild fires
Wind storm

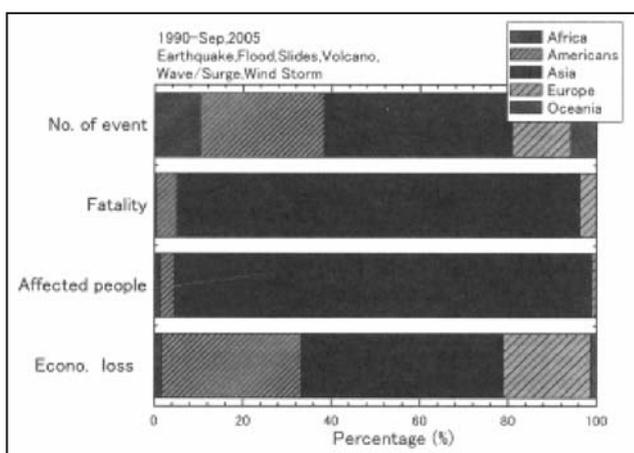


Figure 2 Regional percentages of geodisasters in recent 15 years (1990-2005) (source CRED)

Following *Kokusho (2005)* extreme events in natural hazards are supposed to occur very scarcely but far exceed more frequent ones in devastation of human lives and social and economical impacts. The 2004 Indian Ocean Tsunami with more than 240 thousands lives can be considered an extreme event. Also the Bhola cyclone in November 1970 with winds of 190 km/h in Bay of Bengal with a death toll of 500 000 and 100 000 people missing can be categorized as an extreme event.

The volcano of Tambora (Indonesia) with a violent eruption killed 92 000 people due pyroclastic flows and subsequent starvation and disease.

Due 1923 Great Kanto earthquake more than 140 000 people were killed in and around Tokyo.

The 1976 Tangshan earthquake (M7.8) in China claimed 242 000 lives and is a typical extreme event.

The most recent Pakistan earthquake (M7.6) on October 8, 2005 killed more than 75000 people.

TRIGGERING MECHANISMS

The landslide triggering events is shown in Figure 3 (*GEOTECHNET, 2006*).

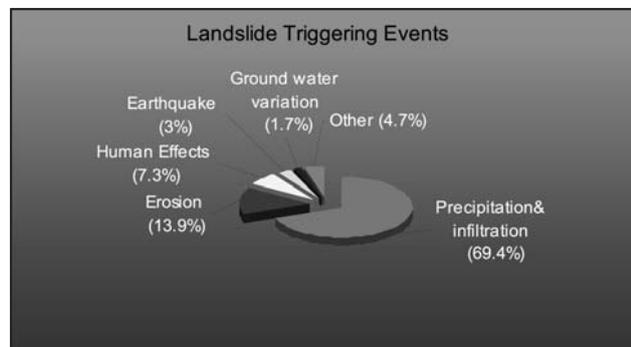


Figure 3. Landslide trigger mechanisms (reference AVI Database)

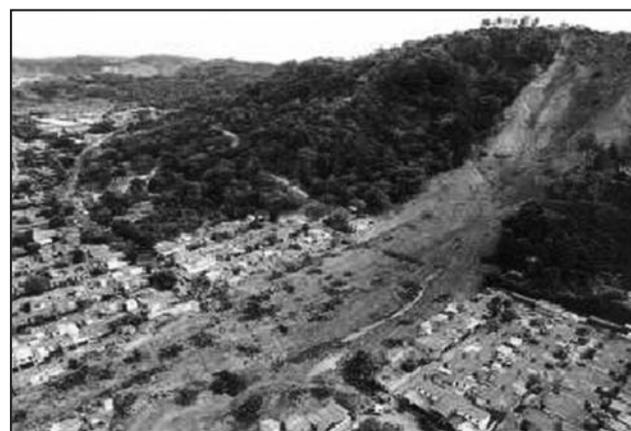


Figure 4. El Salvador slope

Earthquakes

The Haiyuan 8.5 earthquake in 1920 induced dense landslides in loess deposits which buried several villages and around 234 000 people died (*Wang et al., 1998*).

On 13 January 2001 a 7.6 earthquake occurred off-shore in El Salvador causing major damage including the loss of human lives, mainly due to the landslide shown in Figure 4 covering hundred of houses and shelters and killing more than 600 people.

A submarine coastal slide (Figure 5) has occurred during Alaska earthquake slopes in Valdez and Seward port cities in Alaska- Valdez provoking a great loss of human lives and properties (*Coulter et al., 1966*).

A submarine failure has occurred during 1999 Kocaeli earthquake along the southern coast of the Izmit bay in Turkey (*The Japanese Geotechnical Society, 2000*) and the slope of the sea- bed composed of coarse sand and gravel was about 10.

An offshore submarine slide has occurred 60 km off the California Coast during 1980 medium earthquake. The flow failure was due liquefaction sand boils (*Field, et al., 1982*).



Figure 5. Alaska earthquake, 1964



Figure 6. Italy-Val Pola 1987 (after GEOTECHNET, 2005)

Heavy rains

Heavy rainfall is the main triggers for mudflows, the deadliest and most destructive of all landslides.

Figure 6 shows a major landslide of 35 million m³ occurred in Val Pola (Italy) in 1987.

The effects of a destructive landslide occurred in Switzerland in 2003 is shown in Figure 7.

The Shum Wan Road landslide occurred in August, 1995 in Hong Kong, due heavy rains (Figure 8), highlighted the importance of the maintenance of roadside drains affecting slopes.

Global warming

Due to global warming, glacial lakes are retreating and expanding vast moraine lakes in high altitude regions, triggering gigantic debris flows. The city of Almaty, in Kazakhstan, is crossed by two rivers running from the mountain through the city. A debris flow in 1921 carried 3 million cubic meters of rock and mud devastated several houses and killed 20% of the population. To protect the city from debris flow the construction of 110 m high retention dams by explosive techniques were initiated in 1960 (*Kazakhstan Geotechnical Association, 2004*).

In July a debris flow due the breach of a moraine lake with a volume of 5.5 million m³ has overtopped the dam. Due to this occurrence the dam was raised to 150m. The catastrophic debris flows with a total volume of 6 million m³ occurred in 1977 were successfully stopped by the retention dams.

Human interference

Landslides can be triggered by human activities. Figure 9 shows a triggered landslide with a volume 5 to 6 millions m³ affecting an area of 333000 m² due a farmer intervention to extend his lawn.



Figure 7. Switzerland houses and road swept away (after GEOTECHNET, 2005)



Figure 8. Shum Wan road landslide –August 1995– Hong Kong



Figure 9. Landslide in Rissa, Norway (1978)

Human intervention triggered landslides in Varna, Romania in 1997 due the rise of ground water 2-5m as a result of inadequate management water supply and sewerage systems (Figure 10).

The three main ingredients of landslides related material strength properties, water pressure and topography slope are summarized in Figure 11 (*GEOTECHNET, 2006*). Also the influence of natural factors and human factors are addressed.



Figure 10. Landslide in Varna (Romania)

Socio and Economic Impact

The number of people killed from landslides distributed by different continents is shown in Figure 12. However the total number of people affected by landslides is 50 times larger.

ANALYSIS OF LANDSLIDES STABILITY

Introduction

The experimental and mathematical models to analyse landslides stability are described.

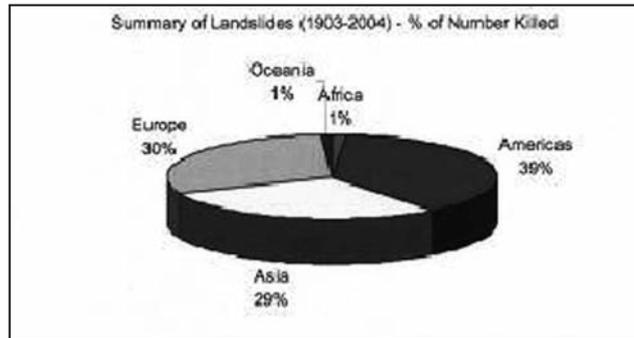


Figure 12. Loss of life from landslides

Experimental Models

Experimental methods are used to test predictive theories and to verify mathematical models. Nevertheless some limitations they are useful for physical modeling in geotechnique (Portugal, 1999).

The most popular techniques for embankment dams are shaking table and centrifuge models.

The existent equipments in LNEC are shown in Figures 13 and 14.

Mathematical Models

Static analysis

Slope stability analyses can be performed by analytical methods and numerical methods.

Seismic analysis

The following dynamic analyses are used (Sêco e Pinto et al, 1995):

- i) pseudo-static analyses;
- ii) simplified procedures to assess deformations;
- iii) dynamic analysis.

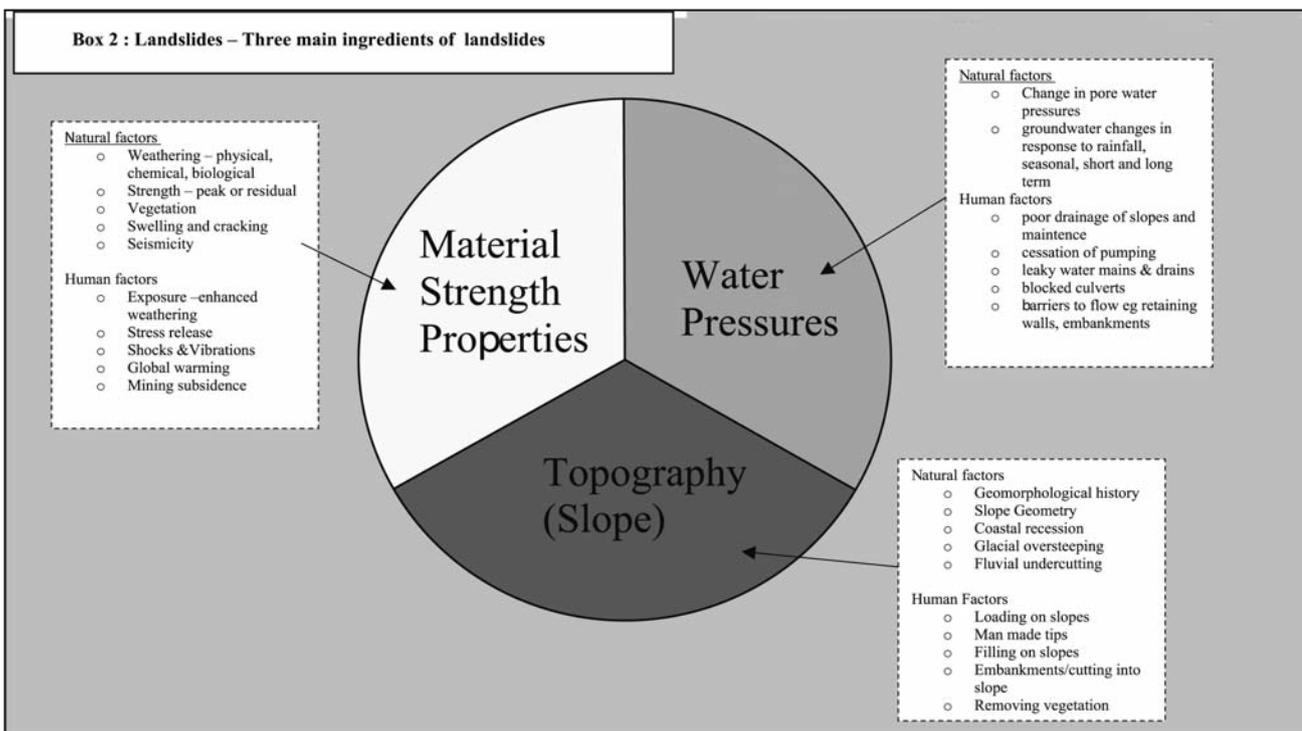


Figure 11. Landslides-Three main ingredients. GEOTECHNET (2005)

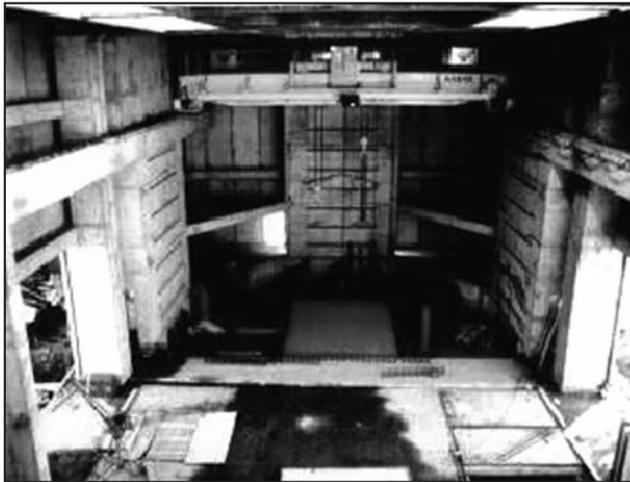


Figure 13. Shaking Table



Figure 14. Centrifuge Equipment

The pseudo-static analyses assume a rigid or elastic behavior for the material (Ambraseys, 1960) and have the limitation that the seismic coefficient acts in one direction for an infinite time.

Simplified procedures to assess deformations were proposed by *Newmark (1965)*, *Sarma (1975)* and *Makdisi and Seed (1977)* and have given reasonable answers in areas of low to medium seismicity.

Newmark's original sliding block model considering only the longitudinal component was extended to include the lateral and vertical components of earthquake motion by *Elms (2000)*.

A modified Newmark model to compute displacements of natural slopes that includes pore pressure generation, time interval, computation of cycles involved in the cycle degradation and the computed degradation path of the slope critical acceleration was proposed by *Biondi and Maugeri, 2006*.

ISSMGE TC4 Manual (1999) presents methods for rock slopes stability based on the hardness of rock and characteristics of faults proposed by Kanagawa Prefectural Government (Japan) and Mora and Vahrson.

The use of dynamic pore pressure coefficients along with limit equilibrium and sliding block approaches for assessment of stability of earth structures during earthquakes was demonstrated by *Sarma and Chowdhury (1996)*.

Several finite element computer programs assuming an equivalent linear model in total stress have been developed for 1D (*Schanabel et al., 1972*), 2D (*Idriss et al., 1973; Lysmer et al., 1974*) and pseudo 3D (*Lysmer et al., 1975*).

Since these models are essentially elastic the permanent deformations cannot be computed by this type of analysis and are estimated from static and seismic stresses with the aid of strain data from laboratory tests (cyclic triaxial tests or cyclic simple shear tests) (*Séco e Pinto, 1999*).

To overcome these limitations, nonlinear hysteretic models with pore water pressure generation and dissipation have been developed using incremental elastic or plasticity theory.

The incremental elastic models have assumed a nonlinear and hysteretic behavior for soil and the unloading-reloading has been modeled using the Masing criterion and incorporate the effect of both transient and residual pore-water pressures generated by seismic loading (*Lee and Finn, 1978; Finn, 1987*).

For the models based on the theory of plasticity two particular formulations appear to have a great potential for multi-dimensional analysis: the multi-yield surface model (*Prevost, 1993*) and the two-surface model (*Mröz et al., 1979*).

Endochronic models have been refined by the inclusion of jump-kinematics hardening to satisfy Drucker's postulate and achieve closure of the hysteresis loops.

A modified cam-clay model for cyclic loading taking into account that when saturated clay is unloaded and then reloaded the permanent strains occur earlier than predicted by the cam-clay model was proposed by *Carter et al. (1982)*. The predictions exhibit many of the same trends that have been observed in laboratory tests involving the repeated loading of saturated clays.

Eurocode 8

For the natural or artificial slopes a verification of ground stability to ensure safety or serviceability under the design earthquake should be performed.

The following methods of analysis: (i) dynamic analysis, using finite elements; (ii) rigid block models; and (iii) simplified pseudo – static methods can be used.

For the pseudo–static analyses the following design seismic inertia forces can be taken:

$$F_H = 0,5 \alpha_{gr} \gamma_f SW/g \text{ for the horizontal direction} \quad (1)$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H \text{ when the ratio } \alpha_{vg}/\alpha_{gr} \text{ is greater than } 0.6 \quad (2)$$

$$F_V = \pm 0,33 F_H \text{ otherwise} \quad (3)$$

where α_{vg} is the applicable design ground acceleration in the vertical direction, α_{gr} is the reference peak ground acceleration for class A ground ratio, γ_f is the importance factor of the structure, S is the soil parameter and W is the weight of the sliding mass.

Pseudo-static method shall not be used for soils that develop high pore water pressure or significant degradation of stiffness under cyclic loading.

The serviceability limit state condition may be checked using simplified analyses with a rigid block sliding for the computation of the permanent displacement.

For saturated soils in zones where $\alpha_{gr}\gamma_f S > 0.15$ it is important to incorporate the strength degradation and pore pressure increase due to cyclic loading.

Dense sands with strong dilatant effects do not exhibit reduction of shear strength.

Selection of Design Earthquakes

In Eurocode 8 the hazard is described in terms of a single parameter, i.e. the value a_g of the effective peak ground acceleration in rock or firm soil called “design ground acceleration” expressed in terms of: i) the reference seismic action associated with a probability of exceeding (PNCR) of 10 % in 50 years; or ii) a reference return period (TNCR)= 475 (Seco e Pinto, 2006).

These recommended values may be changed by the National Annex of each country (e.g. in UBC (1997) the annual probability of exceedance is 2% in 50 years, or an annual probability of 1/2475).



Figure 15. Anchor pull test



Figure 17. Free fall of a 9,6 tf block p16-Geobrug



Figure 16. Rock barrier type RX

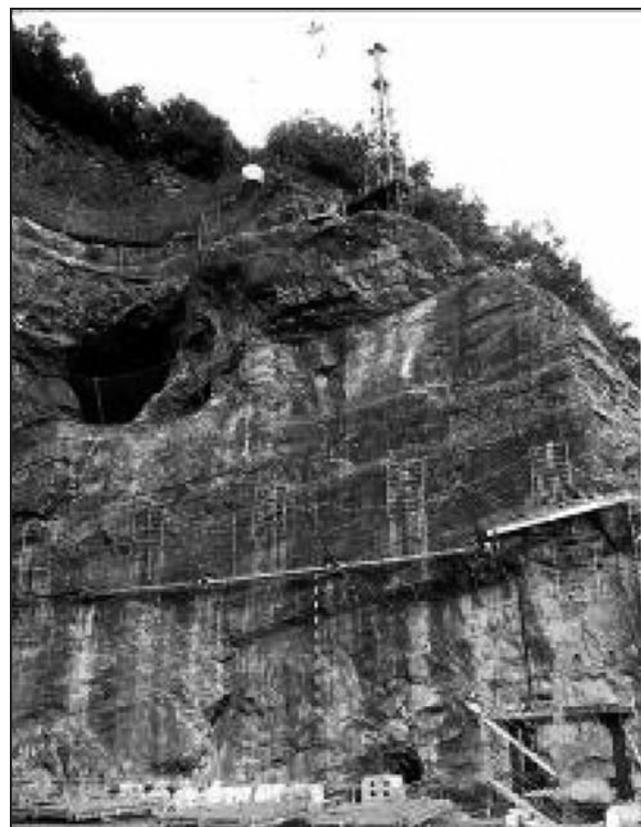


Figure 18. Block fall

The earthquake motion in EC 8 is represented by the elastic response spectrum defined by 3 components.

It is recommended the use of two types of spectra: type 1 if the earthquake has a surface wave magnitude M_s greater than 5.5 and type 2 in other cases.

PREVENTION AND MITIGATION METHODS

Schwizer et. al. (2007) have simulated rock trajectories of boulders using the software rockfall G.1. Three lines of barriers with heights of 7.5m for the top and bottom and 5.0m for the middle section and energy capacity of 3000 Kj with an expected lifespan of 60 years were designed. In regard corrosion protection the high tensile ring nets and the ropes are matt-coated with GEO-Brugg SUPERCOATING (an alloy of 95% zinc + 5% aluminium) which results in 4 to 6 times long lifespan under normal conditions than common hot-dip galvanization and is less obstruction in sunlight. For the latter reason all HEB posts are black and not galvanized.

Figures 15 and 16 show anchor pull test to verify service load and rock barrier type RX-300 height 7.5m.

A successful certification test cube 1.9m released from a height of 32m and impact velocity of 90 km/h is shown in Figures 17 and 18.

Two mitigation methods namely anchors and soft layers were applied to study the case of Aegion slope. The following conclusions were obtained (*Stamatopoulos, 2005*):

- (i) With the use of anchors the whole body connected with anchors will move with less total and differential acceleration.

There is a need to optimize the anchors inclination and length.

- (ii) The use of soft barrier will allow a decrease of acceleration and consequently a reduction of displacement.

The following measures to prevent loess landslides disasters to cave dwellings were proposed by *Deng (2005)*: i) the excavation should start from top and then gradually towards bottom; (ii) vegetable protection over the slopes and back of cave dwellings; (iii) drainage system shall include hidden cutting channels to cut infiltration and hidden drainage channels to discharge penetrated water in potential landslide areas.

Figure 20 shows an example of use of climber planting in pockets to cover and screen wall surface.



Figure 19. Shatin Road (Hong Kong)

The use of planting growing through wire mesh is shown in Figure 19.

An example of use of a grillage structure to allow establishment of vegetation is given in Figure 20.



Figure 20. Use of climber planting in pockets

The use of colour pigment added to cement for sprayed concrete surfaces in addition to drainage system is presented in Figure 21.



Figure 21. Sai Sha Road



Figure 22. Construction to limit debris flow in Norway

To mitigate the impact of landslides on people constructions to reduce the speed of the debris flow and the run-out distance were implemented as shown in Figure 22.

It is well accepted that vegetation influences slope stability through hydrological effects and mechanical effects. (Chok *et al.*, 2003) incorporating in the finite element slope stability analysis apparent root cohesion and depth of root zone have concluded that that vegetation plays an important role in stabilising shallow-seated failure of slopes.

The expert systems are used by integrating the knowledgebase of stabilization methods from expert opinions, the past failures cases and theoretical considerations. The schematical diagram for analysing the suitable inference rule of stabilization method by failure case is shown in Figure 23 (Chearnkiatpradab, 2005). Mitigation requires a clear understanding of the process that causes the slope movements. The different approaches associated with the factors provided by geotechnical characterization are summarised in Table 6 (Leroueil and Locat, 1998).

RISK ANALYSIS

The quantitative assessment of the safety for each scenario can be done by: (i) methods with a global safety factor; (ii) methods with a partial safety factor; and (iii) probabilistic methods.

For methods with a global safety factor, e.g. for analysing slope stability by limit equilibrium methods, the safety is quantified by a global safety factor that represents the value used to minimize the resisting forces in order to be equal to the forces that tend to cause sliding (Casagrande, 1965).

The Eurocodes introduce the concept of design by calculation with the verification by the partial factor method and the limit states (ultimate and serviceability).

When considering ultimate limit states of the ground or of a structure it shall be verified (Eurocode, 1997):

$$E_{d,u} < R_{d,u} \quad (4)$$

where $E_{d,u}$ is the design effect of actions in the ultimate limit state and $R_{d,u}$ is the corresponding design resistance.

The design values of action F_d shall be derived by the equation:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k \quad (5)$$

where F_k is the characteristic value of the action and γ_f is the partial factor.

The design values of ground properties X_d shall be derived by the equation:

$$X_d = X_k / \gamma_f \quad (6)$$

where X_k is the characteristic value of a material property and γ_f is the partial factor.

The characteristic value is a cautious estimate of the mean value and may be a lower value, which is less than the most probable value or an upper value, which is greater.

This method allows the incorporation of the uncertainty in the method of analysis, the role of safety is defined in a more logic way, but the definition of characteristic values raise some problems.

The probabilistic methods aim the quantification of the probability of survival of the structures by comparing the probability of the resistance (R) with the probability of loads (S) (Ferry Borges and Castanheta, 1983).

There are 3 levels on the probabilistic safety factor: semi-probabilistic, probabilistic approximate and exact probabilistic and the levels 2 and 3 are in the research level (JCSS, 1981).

The design codes are based in global safety factor or impartial safety factors. It is also recognize that the difficulties to compute the probability of failure. In the design for extreme events related to natural hazards there is a need to incorporate reliability and consequences (Lo, 2005).

The uncertainties related with the definition of actions and particularly with water pressures and seismic actions deserve careful consideration.

Three major sources of soil uncertainties can be identified (Vanmark, 1977): (i) heterogeneity or in situ variability related with stress history and fluctuations in moisture content; (ii) limited number of soil samples for field or laboratory tests; (iii) errors related with sample disturbance, test imperfections and human factors.

Nawari and Hartmann (1998) have stressed that in geotechnical engineering data and associated rules are connected with fuzzy and so the use of fuzzy logic provides a technique to estimate the uncertainties in geotechnical structural analysis. It means that within the limit states design the risk of failure is not a crisp failure event but rather a fuzzy failure event.

In the calculation models the uncertainties of the method of analysis and the systematic errors associated with the method of analysis shall be incorporated.

The uncertainties can be divided in two categories:

- (i) objective related with the statistical measurements and probabilistic information; and (ii) subjective related with the lack of information and defined by judgement.
- The risk methods, reliability and decision analysis can help the engineers by:
- i) taking into consideration the information related with past failures, frequency of the failure factors, efficiency of different strategies related with the reduction of the probability of failure;
 - (ii) clarifying the role of the designer, owner, contractor related with the existing risk in each step of the project. The recognition of the existing risk will allow a better distribution of the risk by the different actors.

The purpose of event trees is to answer two questions: (i) what are the scenarios to be incorporated in the design; (ii) what are the actions to be taken during hazard events (Whitman, 1984).

The risk assessment for slopes involves the following steps (CSED, 1983): (i) identification the loading conditions with the potential to cause slope failure and the estimative of the frequency of occurrence of these events; (ii) identification of the potential modes of failure that would be the most likely result of adverse loading events; (iii) evaluation of the likelihood that a particular mode of slope failure will occur for a particular range of loading; (iv) determination of the consequences of failure for each potential failure mode; and (v) determination of the risk cost by summing the product of the likelihood of load level, the likelihood of a slope failure mode and the cost of the damages resulting from that failure mode.

- quantitative: different alternative solutions are studied and the costs and benefits are analysed.

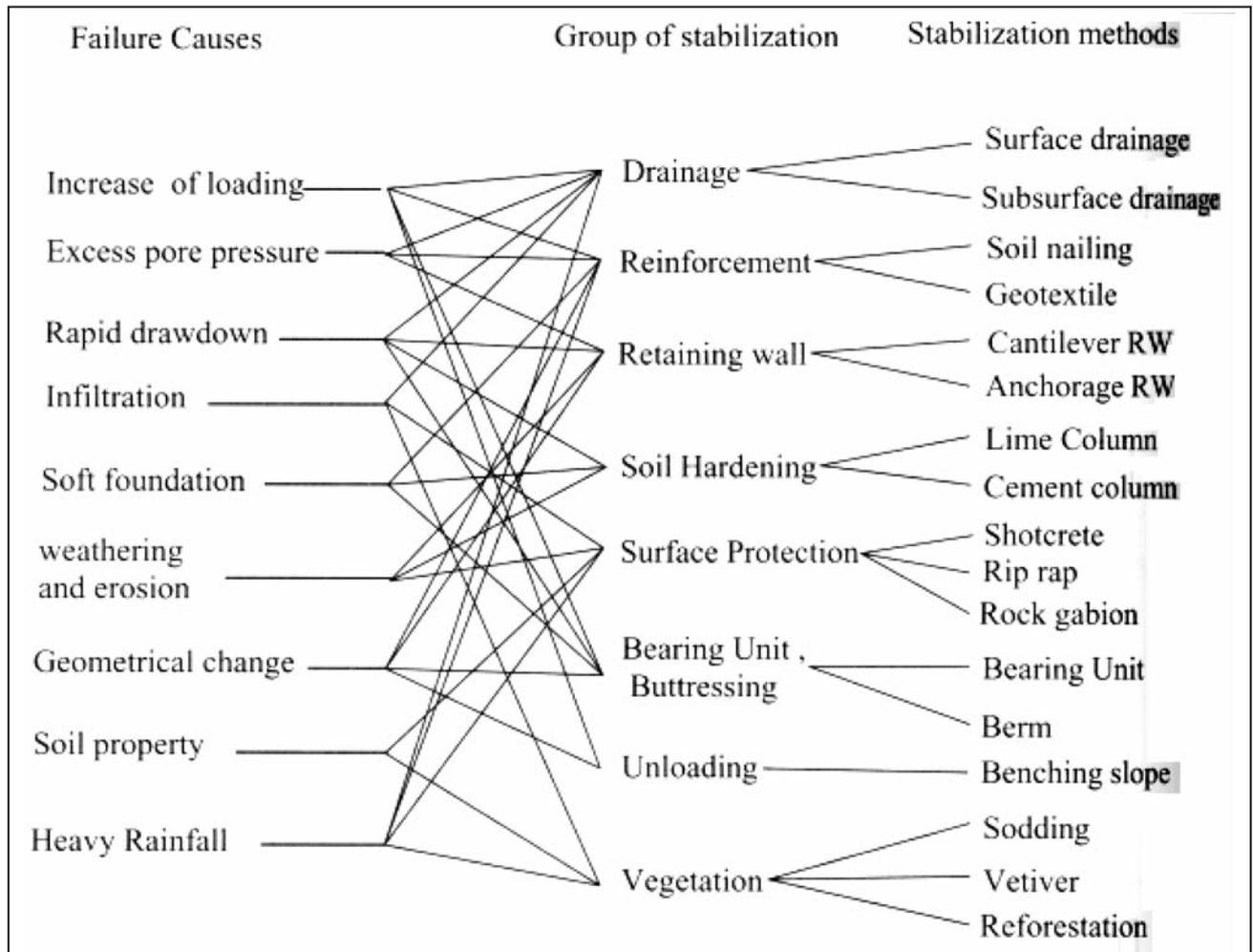


Figure 23. Schematic diagram for analyzed the suitable rules

The results of a risk analysis can be used to guide future investigations and studies, and to supplement conventional analyses in making decisions on slope safety improvements. With increasing confidence in the results of risk analyses, the level of risk could become the basis of safety decisions (Harr, 1984).

Salmon and Hartford (1995) have pointed that a probabilistic risk assessment addresses three fundamental questions: (i) what can go wrong? (ii) how likely is it? (iii) what damage will it do?

For a better understanding of the hazard, consequences and risks Moon and Wilson (2003) recommend to search the answers for the following questions: (i) what you know? (ii) what you do not know; (iii) what you need to know; (iv) what you cannot know.

The risk-based decision analysis has the purpose to provide the decision makers with an objective and comprehensive evaluation of alternative courses of action related with the hazard risks and consequences and the economic consequences of the different alternatives.

- The probabilistic analysis should be performed with great care analyzing in a critical way the conclusions of each step and should be used in addition to deterministic analysis.

- The probabilistic analysis increases our confidence on the results, allows an optimization of the project considering the risks of failure, can lead to a better cost-effective design and construction, satisfy our personal needs providing a better insight of the different factors of the design and give more confidence to our decisions (Seco e Pinto, 2002).

Risk management comprises the estimation of the level of risk and exercising adequate control measures to reduce the risk when the level is not tolerable (Caldeira et al, 2005). The essence of risk management and the role of quantitative risk assessment (QRA) within the context of risk management are shown in Figure 24 (Ho et al., 2000).

There is a rich discussion related Failure Modes and Effect Analysis (FMEA), Failure Mode, Effects and Critically Analysis (FMECA), Event Tree Analysis (ETA), Fault Tree Analysis (FTA).

Structural Reliability Methods permit the calculation of failure probabilities of the mechanisms. Probabilities are calculated using the methods of the modern reliability theory such as Level III Monte Carlo, Bayesian theory, Level II advanced first order second moment calculations.

It is important to stress that a higher factor of safety may not correspond to a lower probability of failure because it is important to take into account the degree of uncertainty of the parameters (Lacasse and Nadim, 1998).

Table 6. Approaches for mitigation slope movements and their consequences

	Eliminates the problem or reduces the consequences	Decreases driving forces	Increases resisting forces
Intervention on:			
<ul style="list-style-type: none"> • Material, controlling laws and parameters <ul style="list-style-type: none"> • Removal of unstable material • Total or partial substitution of the sliding mass with material with better mechanical and drainage characteristics • Electro-osmosis • Soil treatment with lime, cement or other additives • Thermal treatment • Etc. • Predisposition factors <ul style="list-style-type: none"> • Nailing, piling, anchoring, bolting • Earthworks for decreasing driving forces • Buttress or counterweight fills • Etc. • Trigerring or aggravating factors <ul style="list-style-type: none"> • Surface drainage • Subsurface drainage (trenches, subhorizontal drains, drainage wells, etc.) • Protection against erosion • Etc. • Movement consequences <ul style="list-style-type: none"> • Protection against falling or sliding materials (catch nets and walls, sheds, tunnels, etc.) • Dykes for containing mudflows, debris flows, etc. • Etc. 			

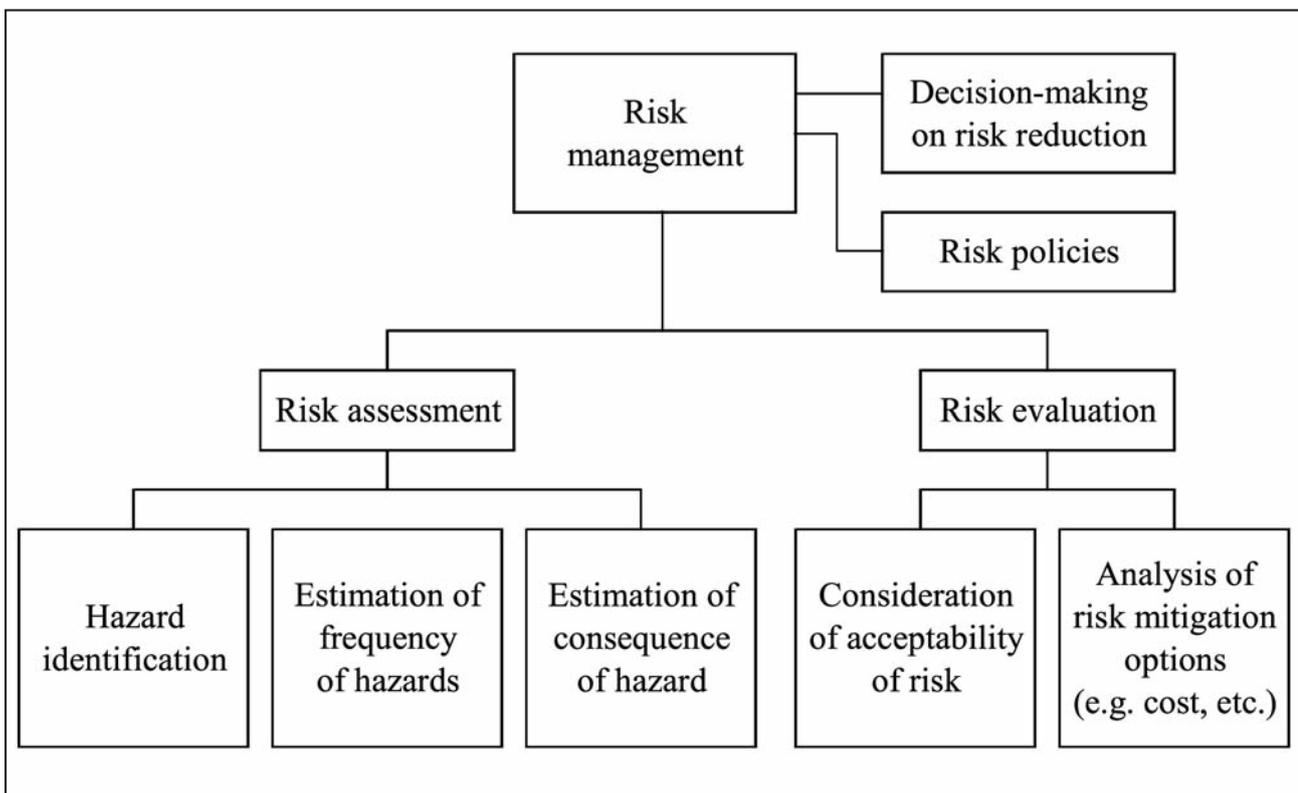


Figure 24. Framework for risk management (after Ho et al, 2000)

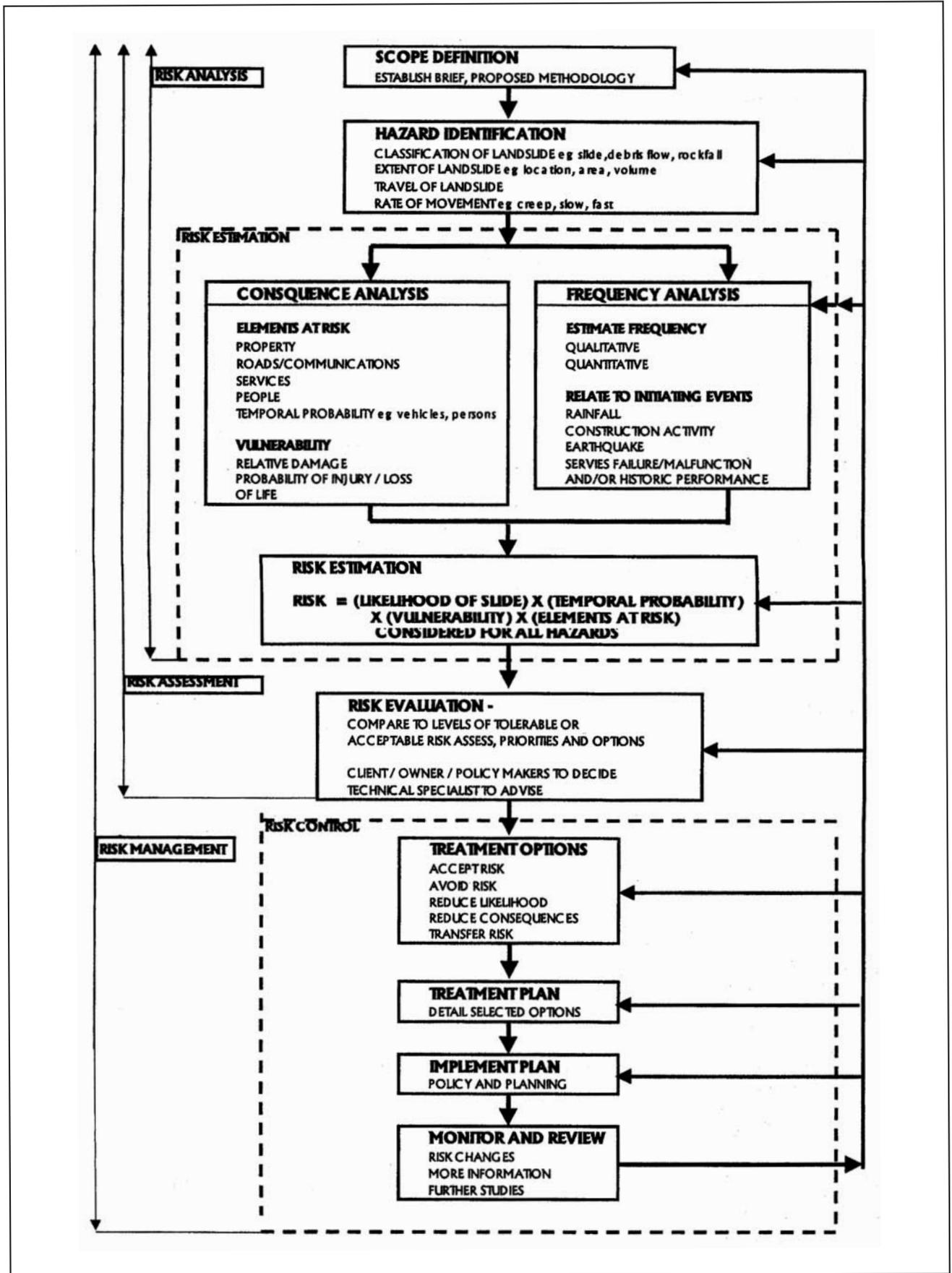


Figure 25. Risk management framework (Australian Geomechanics Society, 2000)

As quantitative risk analysis (QRA) for landslides is more problematic to model than other geohazards, due to lack of accurate data related to spatial extent, *Uzielli and Lacasse (2007)* have proposed a quantitative landslide intensity parameter which is composite (i.e. considering the kinetic and spatial characteristics of a landslide) and uncertainty-based (i.e. relying on second moment probabilistic modeling).

The slope stability analysis needs to quantify the potential post-failure deformations and linked with the consequences of failure allowing a better management of risks (*Fell et al., 2000*).

First order methods such as the First Order Second Moment (FOSM) and the First Order Reliability Method (FORM) have received significant exposure (e.g. *Low, 1997, Nadim, 2002, Duncan, 2000, Baecher and Christian, 2003*) in recent years as relatively simple methods for estimating the probability of events occurring in geotechnical analysis.

The basic objective is as follows: given statistical data (mean and standard deviation) for key geotechnical input parameters (e.g. strength parameters c' and \tan , seepage parameters k , settlement parameters E) what are the statistics (mean and standard deviation) of the key output quantities (e.g. factor of safety FS , flow rate Q , settlement d) (*Kulhawy, 1992*).

In the case of the output parameter, if these statistics are combined with an assumed probability density function, the probability of events such as slope failure, excessive flow rates, excessive settlements, etc. can be estimated (*Christian et al., 1994*).

While these methods are relatively easy to implement and give useful qualitative and sensitivity information about the input and output parameters, they are based on an underlying assumption of a Taylor Series.

The procedure adopted in Australia for risk management is shown in Figure 25.

Hungr (1981) suggested that velocity is the most important measure of hazard intensity and has proposed Figure 26 to group landslide velocities.

Figure 27 shows a correlation between hazard reduction and cost of intervention truncated after the linear terms—hence first order.

Warning systems

For warning systems there are two possibilities: direct and indirect monitoring.

For example in the direct approach a potential sliding area is monitored by simple displacement instrumentation and when a predicted threshold value of displacement is exceeded the people of the valley is evacuated.

An example of indirect warning system is the city of Hong Kong (Figure 28) where an early warning system has been used for over 15 years and people were educated to recognize report landslide symptoms (cracking, reactivation of spring lines, surface runoff, etc).

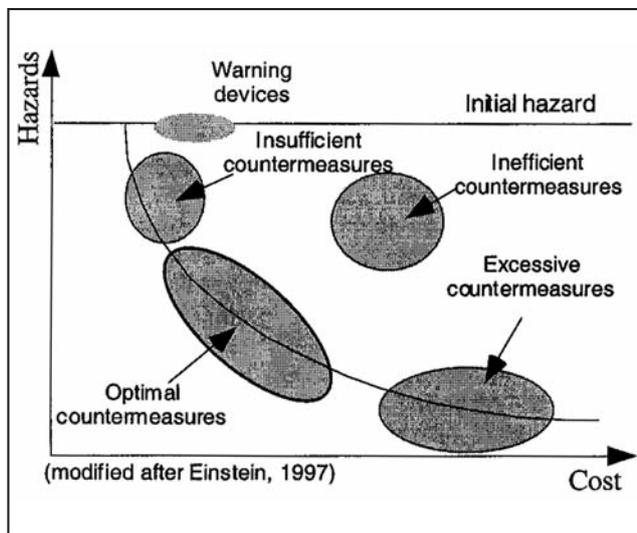


Figure 27. Hazard reduction-cost of intervention analysis

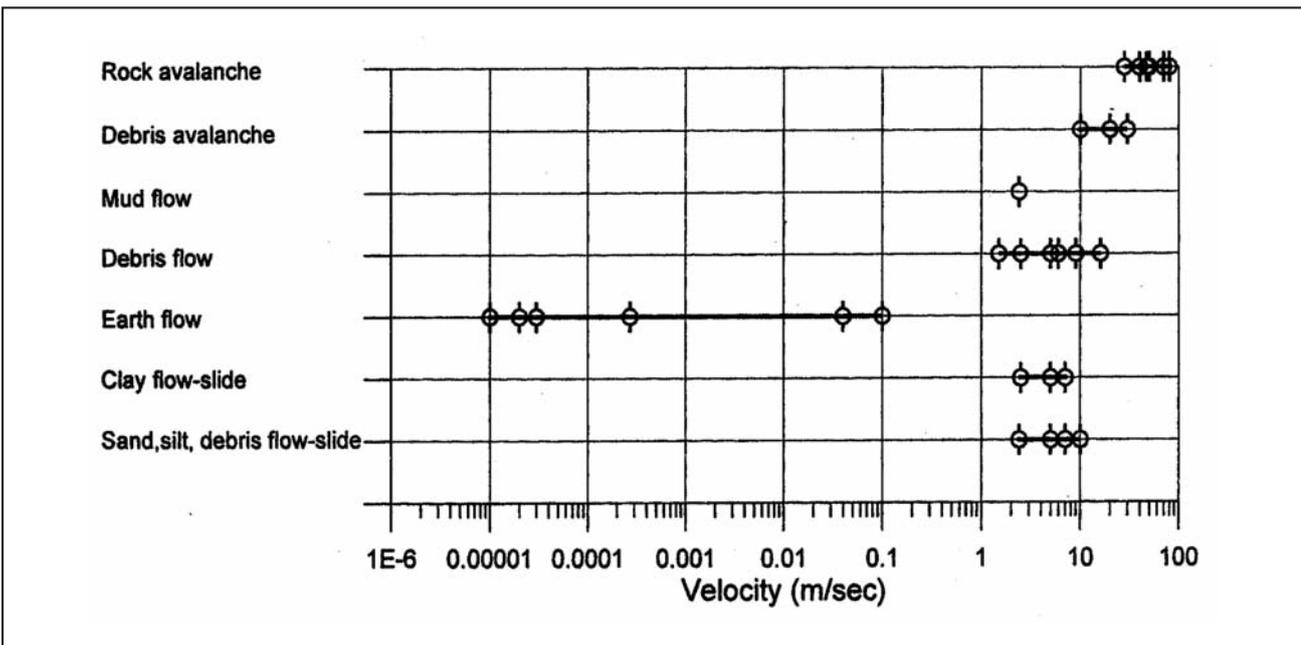


Figure 26. Collection of flow-like landslide velocity values (*Hungr et al., 2000*)

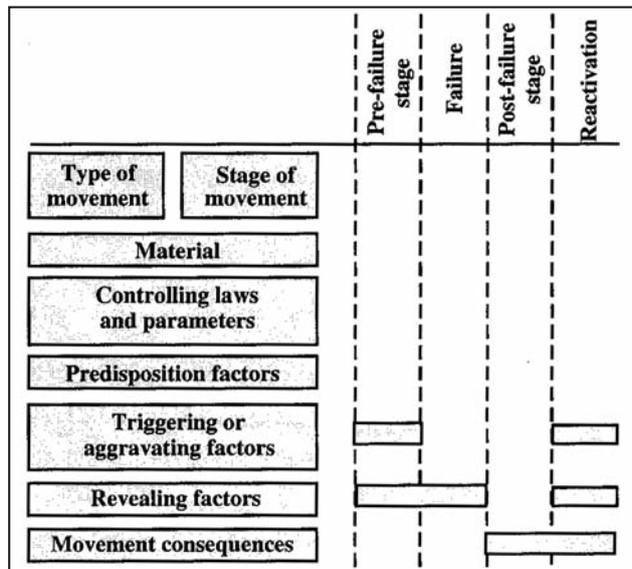


Figure 28. Possible avenues for warning systems

CASE STUDY

Background

The slope of Alfange incorporates at the crest a medieval wall of historical value, at mid slope an access road and at its toe a small stream. Since 1883 there are records of Alfange slope instability with significant landslides in 1912, 1916 and the period of 1937 to 1941. The implemented actions have shown insufficient with further landslides in 1966, 1969 and 1979. The slope is composed by sandy layers intercalated by clay and marl layers with vegetation cover at the crest (Figure 29).

In general the slope is 25 to 30° (Figure 30), with the exception of some sections with higher values of inclination.

The water concentration in the interfaces associated with the susceptibility of these materials are factors that have contributed for the clay softening and consequently have triggered landslides. In addition these clay materials are submitted to dry and wet cycles that will provoke new cracks. These factors are provoking a decrease of strength of clay materials. Some evidences of these occurrences are illustrated in Figures 30 to 31. Due to these situations strong rehabilitation actions were implemented in the period 1986-1987 (first phase) and during 1992-1994 (second phase) with the construction of concrete

retaining walls founded on vertical anchored piles and also an intermediate anchorage retaining wall and internal drainage (Figure 32).

Due to the severe winter of 2000/2001 a new landslide has occurred in January 2001 (Figure 33).

The implemented actions have shown to be still insufficient and there is a need to implement a global solution to assure the slope stability.

Geotechnical characteristics

A site investigation program was implemented for a better characterization and definition of geological and geotechnical properties (LNEC, 2002).

Within this framework 12 boreholes were performed with SPT tests 1,5m apart.

The laboratory tests have integrated identification tests (sieve analysis and Atterberg limits), and triaxial tests.

The following results were obtained (Table 7).

Implemented actions

After the failures that occurred in January 2001, the design of the stabilization works namely the design of retaining walls and slopes considered several hazards scenarios in order to minimize the occurrence of incidents and accidents during their expected life period, taking into consideration the necessary durability and reduction of maintenance costs (DGEMN-LNEC, 2004a; 2004b).

The following codes were taken into account: Eurocode 0-Basis of Design, Eurocode 1 Actions, Eurocode 7- *Geotechnical Design* (1997), Eurocode 8- *Seismic Design of Structures* (1998) and RSA - "Regulamento de Segurança e Acções".

Within this framework the following actions were considered:

- 1) For the slope stability an approach that integrates (LNEC, 2003) was implemented:
 - the maximum design phreatic surface.
 - the bearing resistance of the soil;
 - the failure by sliding at the toe;
 - the failure by toppling;
 - the global stability analysis.

Table 7. Summary of geotechnical parameters

Unit	Cohesion (kPa)	Friction angle (ϕ')	Elasticity modulus (MPa)
Fills (a_1)	0	28° to 30°	8 to 10
Slope Deposits (a_2)	0	28° to 30°	8 to 10
Alluvial deposits (b_1)	0	32° to 34°	12 to 20
Sandy clay material (c_2)	0 to 10	25°	15 to 20
Silty clay with marls (c_4)	0	32°	18 to 25
Calcareous rock (c_1)	100 to 150	40° to 44°	50 to 100
Marls with clays (c_1)	0 to 5	32° to 34°	20 to 25
Sandy materials (c_3)	0	28° to 30°	12 to 15
Coarse sands	0	38°	35 to 50

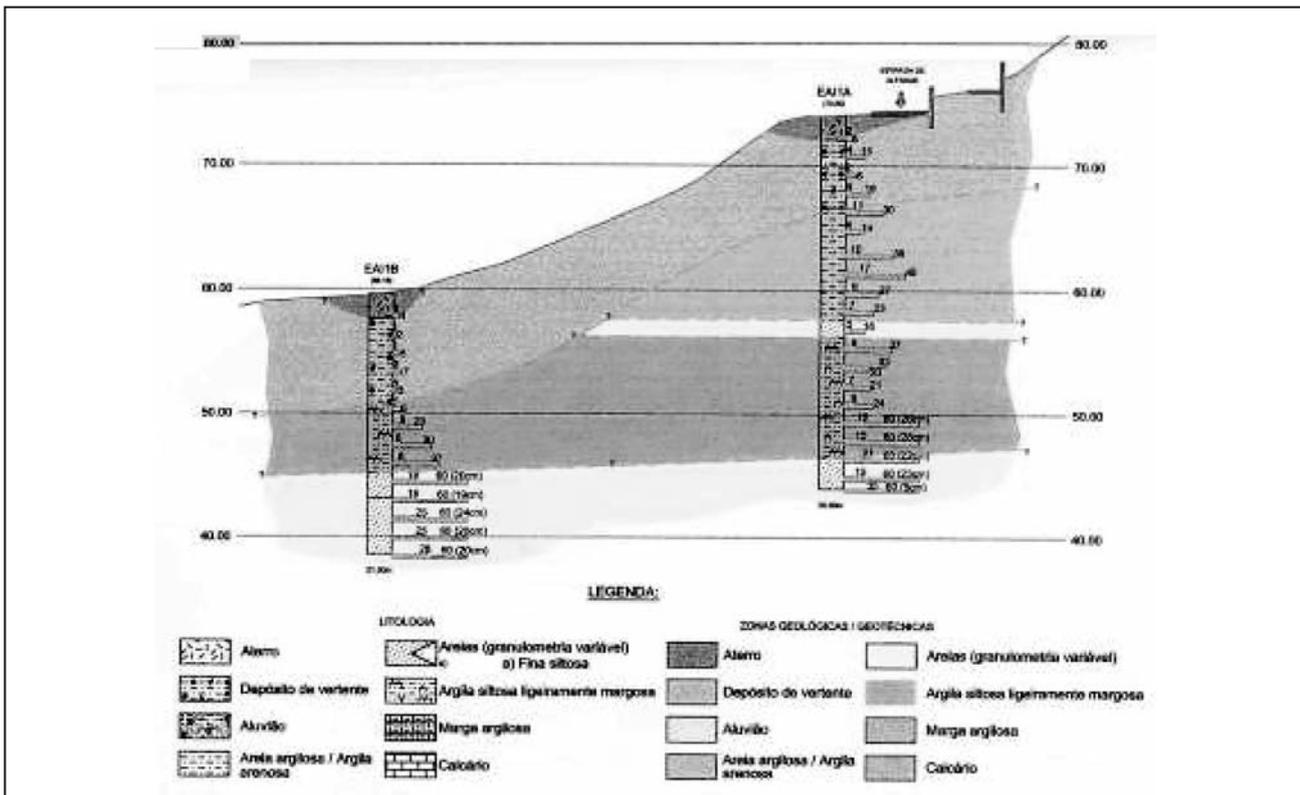


Figure 29. Geological Profile (adopted from LNEC, 2002)



Figure 30 Inclination of the slope



Figure 31. Landslide view

Where ground or embankment material was relatively homogeneous and isotropic, circular failure surfaces were normally assumed.

For slopes in layered soils with considerable variations of shear strength, special attention was paid to the layers with lower shear strength and non-circular failure surfaces were analysed. The minimum obtained safety factor was 1,52.

In order to assure a better internal drainage with the use of geodrains.

2) For the retaining walls the following design situations were considered (*Eurocode 7, 1997*):

- failure by rotation or translation of the wall or parts thereof;
- failure by lack of vertical equilibrium.

In cases where a combined failure of structural members and the ground could occur, ground-structure interaction was considered by allowing for the difference in their relative stiffness. Such cases include failure surfaces intersecting structural members such as piles and flexible walls.

The retaining wall with a thickness of 0.35m and prestressed anchorages of 500 kN, and 4 m apart, was founded on piles with 0.8m of diameter and 20 m long (*Tecnasol, 2001*).

The construction phase has incorporated the following steps:

- i) Execution of the platform and construction of micropiles;

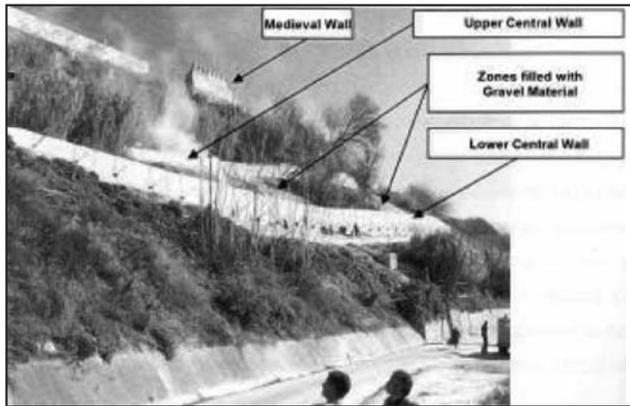


Figure 32. View of the retaining wall



Figure 33. View of the occurred failure

- ii) Execution of the first section of the wall and partial pre-stressed of lower level of anchorages;
- iii) Construction of the wall, execution of the 2nd level of anchorages and application of anchors load of 500 kN for the anchorages of the upper level and application of 300kN load for the lower level of anchorages;
- iv) Execution of the intermediate level of anchorages and application of pre-stressed of 500 kN.

The details of the construction phasing are shown in Figure 34.

The slope view after the reinforcement works is shown in Figure 35.

The results of the anchorages tests performed by LNEC to calibrate the design values are shown in Figures 36 and 37.

- 3) The stability of the bottom of an excavation was checked in relation to the design pore-water pressure in the ground and hydraulic failure. Heave of the bottom of deep excavations due to unloading was considered.
- 4) Deviation of the river, filling of the banks with rock fill material placed on geotextile and placement of geosynthetic material near the left bank abutment. Cleaning of solid wastes transported by the river.
- 5) Design and works near the river bank in order to avoid the regressive erosions of the slopes (LNEC, 2004).

Due the space limitations, for the initial section 20 m long gabion retaining wall founded on Reno mattress was adopted and in the other sections a trapezoidal section with Reno mattress with 0.30m \varnothing thick and founded on a geotextile material was used.

For the definition of maximum flow flood 3 methodologies were used, namely Giandotti, Rational formulation and Mockus formulation. Considering a return period of 100 years the average obtained flow value was 4.55 m³/s (INAG, 2004).

A superficial drainage system was also implemented.

For a better dissipation of the water energy 44 steps were adopted.

A view of the works that were executed at the toe slope is shown in Figure 38.

- 6) Due the existence of archaeological vestiges adequate treatment of zones of excavation.
- 7) The implemented rehabilitation solution has taken into account an adequate paisagist integration.
- 8) For a better understanding of the triggered mechanisms the installed monitoring equipments including namely bench marks, inclinometers, piezometers, clinometers and anchor load cells were measured with adequate frequency considering higher frequency during the winter time.
- 9) Regular visual inspections, in order to detect the instability zones, unexpected settlements, occurrence of cracks, with the purpose to implement in due time of mitigation actions.
- 10) Cleaning and maintenance of the superficial drainage system.
- 11) Adequate maintenance of the slope vegetation cover.
- 12) Emergency actions to evacuate the people if the interpretation of the monitoring instruments would show an increase of the instability rate or in case of other severe detrimental evidences detected by the visual inspections (CSOPT, 2003).

Instrumentation

The following devices were installed in 8 profiles (LNEC, 2005): 12 bench marks, 22 inclinometers, 10 piezometers, 28 clinometers, 1 crackmeter, and 16 anchorages.

The location of these equipments is given in Figure 39.

The frequency of the readings was defined with more readings during the wet season.

Although there were no signs of instability of the landslide some punctual situations were detected: (i) some instrumented anchor load cells have shown loss tension values around 15%; (ii) also for EAI2C inclinometer it was noticed the occurrence of a local sliding for depths higher than a 7,5m.

Conclusions

The following conclusions can be drawn:

- i) As the implemented actions to stabilize Alfange slope have shown to be insufficient a global solution to assure the slope stability was developed
- ii) The different hazard scenarios were incorporated in the slope stability analyses and retaining wall design.

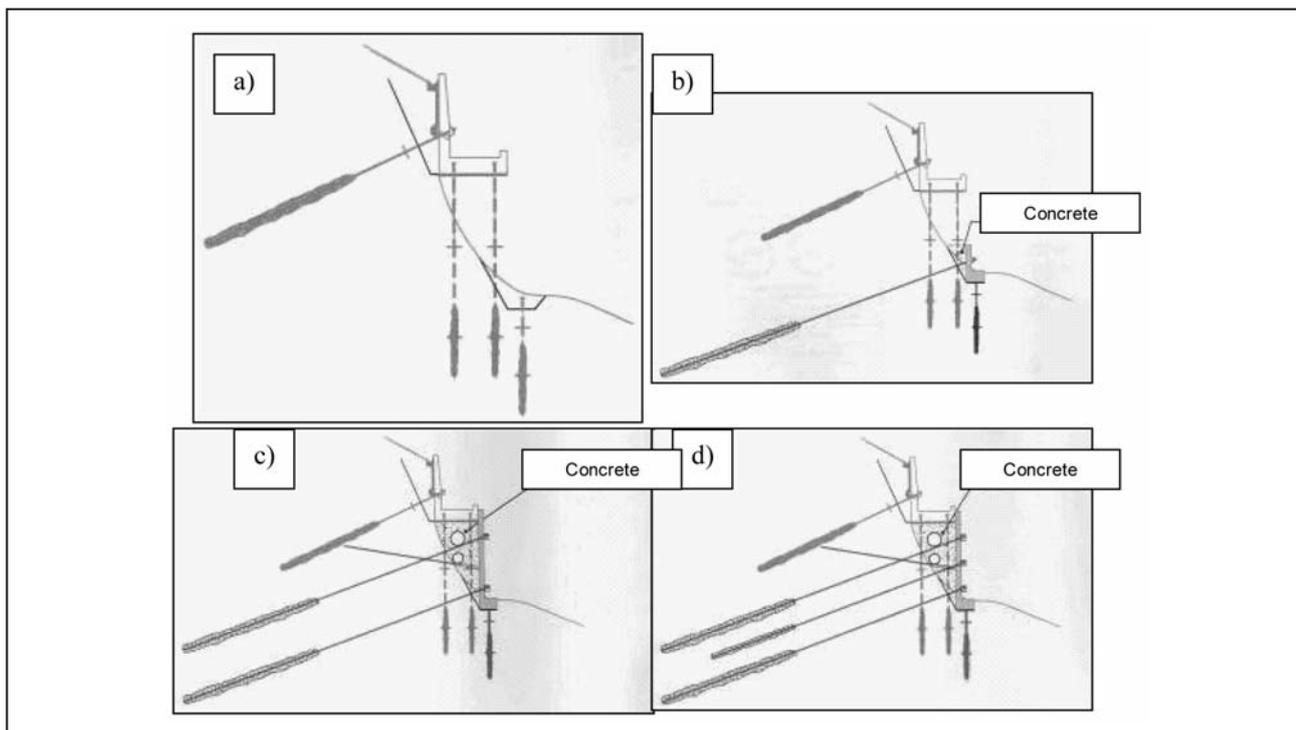


Figure 34. Construction Phasing (adopted from Tecanasol, 2001)

- iii) To avoid regressive erosions of the slopes, modification of the river geometry and reinforcement works of its banks were performed.
- iv) To calibrate the design values, anchorages tests were performed.
- v) To assess the slope stability and retaining walls behavior a monitoring plan was established.

FUTURE DEVELOPMENTS

In spite of the impressive progress that has been made in the last years to understand landslides mechanisms during static and seismic conditions there is still space for questions that remain without a definitive answer. Some questions that deserve further discussion are outlined below.

The floor discussions that we hope lively will give us the unique opportunity to share our experience and will also contribute to the advancement of the knowledge

A better understanding of the following topics is needed:

- i) Creep process and development of appropriate models;
- ii) Assessment of shear strength of fissured clays;
- iii) Development of models for a better simulation of infiltration of rainfall and snow;
- iv) Development of computer programs to calculate travel distance of debris, velocity and energy profiles;
- v) Development of a data collection correlating landslides with trigger mechanisms;
- vi) Improve understanding of the relationship between rainfall and landslide occurrence;
- vii) Advantages and difficulties of risk analyses for the basis of safety decisions;
- viii) Use of available early warning systems;

- ix) What are the advantages and limitations of automatic system with teletransmission during exceptional events such as earthquakes and intensive rains?
- x) Preparedness of evacuation plans.

FINAL REMARKS

Due to the very fast developments on geotechnical engineering and particularly of landslides triggered factors continuing education is highly recommended.

In dealing with these topics we should never forget the memorable lines of Francis Bacon:

“If a man will begin with certainties, he shall end in doubts; but if he will be content to begin with doubts, he shall end in certainties”.

(Advancement of Learning)

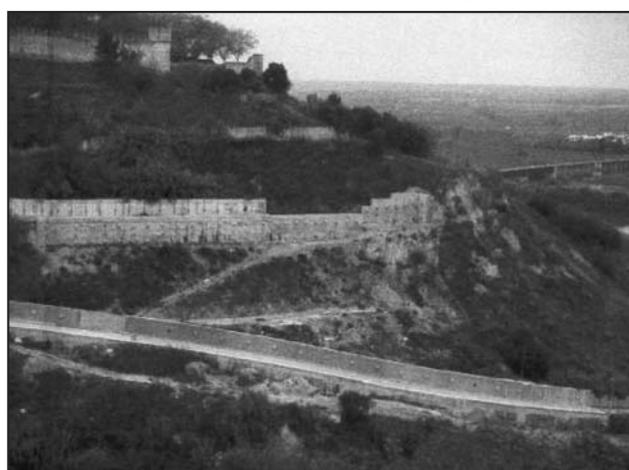


Figure 35. Actual view of the slope

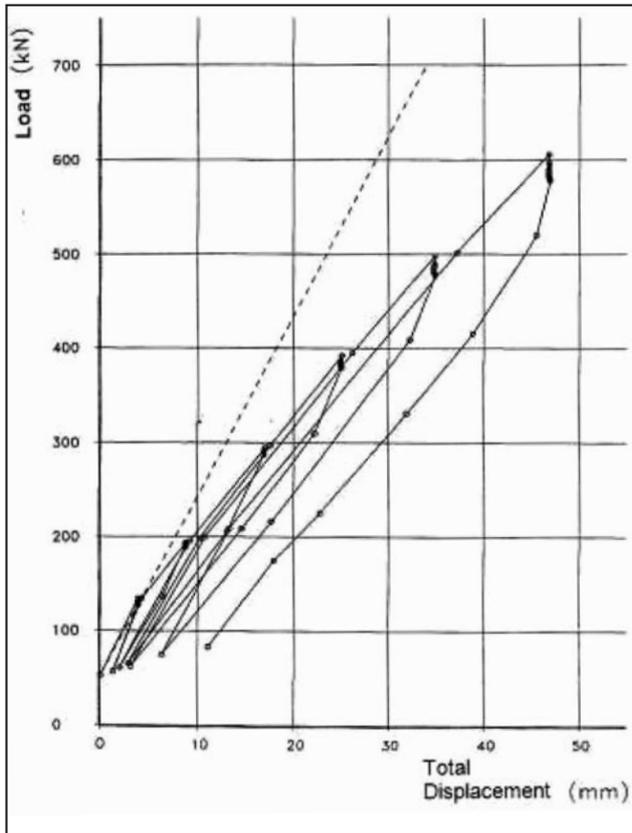


Figure 36. Anchorage detailed tests

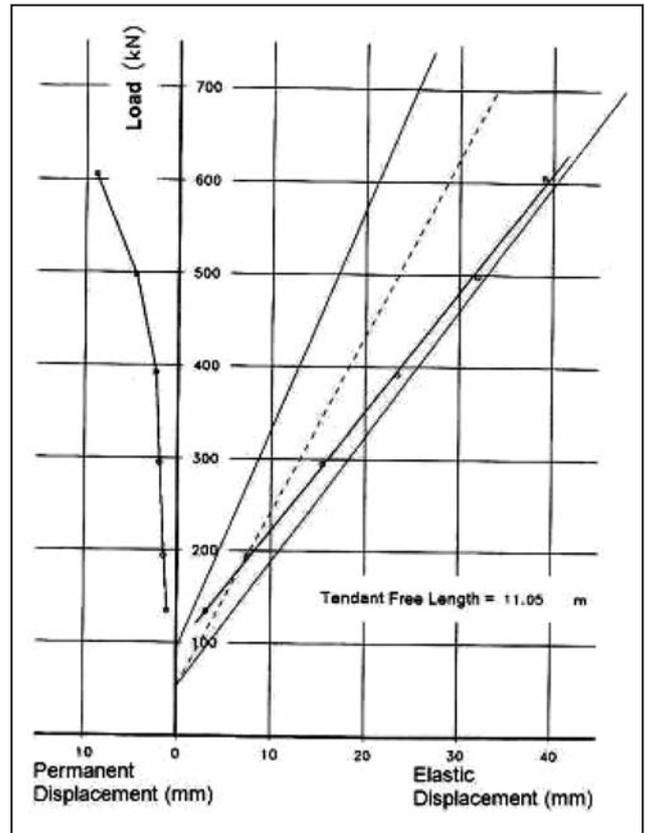


Figure 37. Anchorage detailed tests



Figure 38. Works performed at the slope toe

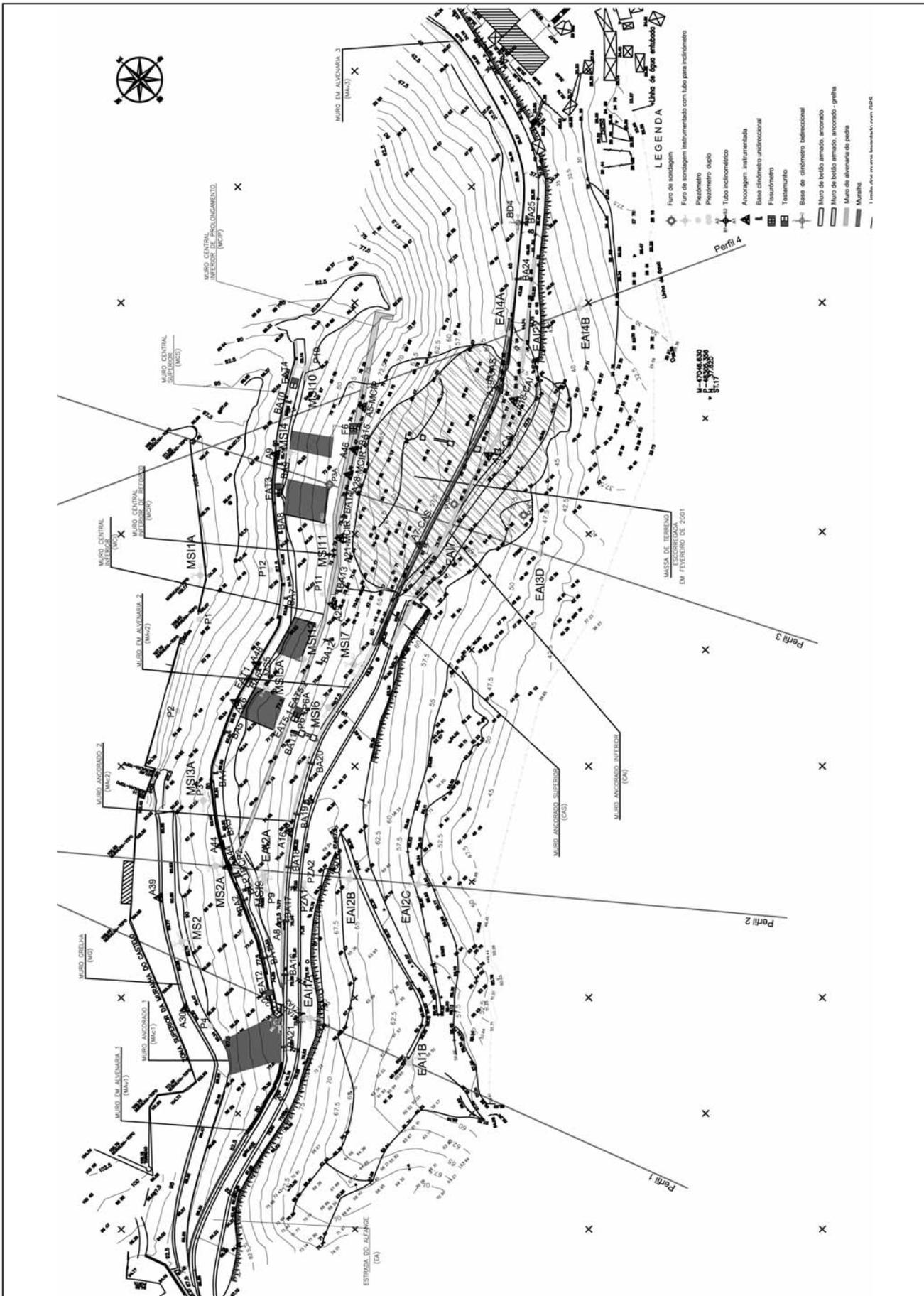


Figure 39. Plan of instrumentation devices (adopted from LNEC, 2005)

REFERENCES

- AMBRASEYS, N.N., 1960
 “The Seismic stability of earth dams”.
Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Vol.II, pp. 331-336.
- AUSTRALIA GEOMECHANICS SOCIETY, 2000
 “Landslide Risk Management Concept and Guidelines”. Australia Geomechanics Society.
 Sub-Committee on Landslide Risk Management.
Australia Geomechanics, Vol.35, Nº1, pp.49-92.
- BAECKER, C.B. AND CHRISTIAN, J., 2003
 “Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering”.
 John Wiley & Sons, New York
- BAZANT, Z.P., R.J., ZRIZEK, 1976
 “Endochronic constitutive law for liquefaction of sand”.
 JEMD, ASCE, Vol. 102, EM2, pp. 225-238.
- CALDEIRA, L., PIMENTA, L. AND SILVA GOMES, A., 2005
 “Framework of Risk Analysis and their Application to Embankment Dams” (in portuguese).
Seminar on Dams- Technology, Safety and Interaction with the Society, Lisbon, pp 569- 585.
- CARTER, J.P., J. R. BOOKER AND C.P. WROTH, 1982
 “A critical state soil model for cyclic loading”. Soil Mechanics Transient and Cyclic Loads.
Constitutive Relations and Numerical Treatment. John Wiley & Sons, pp. 219-252.
- CASAGRANDE, A., 1965
 “Role of the Calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering”.
JSMFD, ASCE, SM4, 1-39.
- CHEARNKIATPRADAB, B., 2005
 “Expert System for Slope Stabilization”
Proc. of Geot. Eng. Conf. for Disaster Mitigation and Rehabilitation, Singapore, pp. 335-340.
- CHOK, Y.H., KAGGWA, W.S., JAKSA, M.B. AND GRIFFITHS, D.V. 2003
 “Modelling the Effects of Vegetation on Stability of Slopes”.
Proc. 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Auckland, pp. 391-397.
- CHRISTIAN, J., T., LADD, C.C AND BAECHER, G.B., 1994
 “Reliability Applied to Slope Stability Analysis”.
J. Geotech. Eng. ASCE, 120(12), 2180-2207.
- COULTER, H.W., AND MIGLIACCIO, R.R. 1966
 “Effects of the Earthquake of March 27, 1964 at Valdez, Alaska”,
Geological Survey Professional Paper 542-C, U.S. Department of the Interior, 36.
- CRED-
<http://w.w.cred.be>
- CSED (Committee on the Safety of Existing Dams 1983)
 “Safety of Existing Dams. Evaluation and Improvement”.
- CSOPT 2003
 “Recuperação e Consolidação das Encostas Amuralhadas de Santarém”.
Relatório, (in portuguese). Outubro.
- DENG, AN 2005
 “Triggering and Prevention of Landslide Disasters to cave dwellings in Loess Region in China”
Proc. of Geot. Eng. Conf. for Disaster Mitigation and Rehabilitation, Singapore, pp. 341-348.
- DGEMN - LNEC 2004a.
 “Termos de Referência para o Projecto Global das Encosta de Santarém”.
Junho.
- DGEMN - LNEC 2004b.
 “Esclarecimentos Relativos aos Termos de Referência para o Projecto Global das Encosta de Santarém”.
Julho.
- ELMS, D. 2000
 “Refinements to the Newmark sliding block model”.
Paper nº 2132. 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
- EUROCODE 7 1997
 “Geotechnical Design”.
Part 1: General Rules.

- EUROCODE 8. 1998
 “Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5 Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects”,
EN1998
- FELL, R., HUNGR, O., LEROUEIL, S. AND RIEMER, W. 2000
 “Geotechnical Engineering of the Stability of Natural Slopes nad Cuts and Fills”.
Keynote Lecture. Proc. Geo Eng 2000, pp.21-120, Melbourne.
- FERRY BORGES, J. AND CASTANHETA, M. 1983
 “Structural Safety”,
Course nº 101, 3rd edition, LNEC, Lisboa.
- FIELD, M.E., GARDNER, J. V., JENNINGS, A.E. AND EDWARDS, B.D. 1982
 “Earthquake-induced Sediment Failures on a 0.25 slope, Klamath River delta, California”,
Geology, v. 10, pp.542-546.
- FINN, W.D.L. 1987
 “Finite Element Handbook - Chapter 3 - Geomechanics”.
Mc. Graw-Hill Editors H. Hardestuncer, .
- GEOTECHNET 2006
 WP6 “Determination of Socio -Economic Impact of Natural Disasters Overview of Landslide Hazards in Europe”.
- HARR, M.E (1984)
 “Reliability-based Design in Civil Engineering”.
Henry M.Shaw Lecture. North Carolina State University.
- HO, K., LEROI, E. AND ROBERDS, B. 2000
 “Quantitative Risk Assessment. Application, Myths and Future Direction”.
GeoEng 2000, Melbourne, Vol. 1, 269-312.
- HUNGR, O., EVANS, S.G., BOVIS. M.J. AND HUTCHINSON, J.N. 2000
 “A review of the Classification of Landslides of the Flow Type.”
Environmental and Engineering Geoscience.
- IDRISS, I. M. (1990)
 “Response of Soft Soil during Soil Earthquakes”.
Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium, pp.273-290.
- IDRISS, I.M., LYSMER,J., HWANG, R E SEED, H.B. 1973.
 “Quad-4. A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Elements.”
Report nº UCB/EERC 73-16. University of California, Berkeley.
- INAG 2004
 “Regularização da Ribeira de Alfange. Santarém. Projecto de Execução”.
- ISSMGE TC4 (1993)
 Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards,
published by the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo
- JCSS (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY) 1981
 “General Principles. General Principles on Quality Assurance for Structures;”
 General Principles on Reliability for Structural Design IABSE; AIPC; IVBH.
- KAZAKHSTAN GEOTECHNICAL ASSOCIATION 2004
 “Mud Protection System of the City of Almaty”.
Handouts fro Field Trip during the Conference fro Geotechnical Problems on Construction of Large-Scale and Unique Projects, Almaty, Kazakhstan.
- KOKUSHO, T. 2005
 “Extreme Events in Geohazards in Asia”.
Proc. of Geot. Eng. Conf. for Disaster Mitigation and Rehabilitation, Singapore, pp. 3-22.
- KULHAWY, F.H. 1992
 “On the Evaluation of Soil Properties”.
ASCE. Geotech. Spec. Pub., Nº 31, 95-115.
- LACASSE, S: AND NADIM, F. 1998
 “Risk and reliability in geotechnical engineering”.
Proceedings of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, pp.1172- 1192

- LEROUIELL, S. AND LOCAT, J. 1998
 “Slope Movements-Geotechnical Characterization Risk Assessment”.
Proc. XI Danube ECSMGE- Geotechnical Hazards, Porec, pp 95-106.
- LNEC 2002
 “Estudo Geológico-Geotécnico no Âmbito das Obras de Estabilização da Encosta do Alfange e da Calçada de Santiago. Relatório final.”
Relatório 338/02-NEGE/INP. Lisboa.
- LNEC 2003
 “Muralhas de Santarém - Actividades Imediatas e a Curto Prazo (Urgentes)”.
- LNEC 2004.
 “Regularização da Ribeira do Alfange. Projecto de Execução”.
Nota Técnica. Junho.
- LNEC 2005
 “Muralhas de Santarém. Resultados das campanhas de observação até Setembro de 2005”.
Nota Técnica 11/2005-DG/NFTOS.
- LO, S.R. 2005
 “Design with Consideration of Reliability and Risk”.
Proc. of Geot. Eng. Conf. for Disaster Mitigation and Rehabilitation, Singapore, pp. 115-130.
- LYSMER, J., T. UDAKA, H.B. SEED AND R. HWANG(1974)
 “LUSH 2- A computer program for complex response analysis of soil-structure systems”.
Report nº UCB/EERC 75-30. University of California, Berkeley.
- LYSMER, J., T. UDAKA, C. TSAI AND H.B. SEED 1975
 “A computer program for approximate 3D analysis of soil-structure interaction problems.”.
Report nº UCB/EERC 74-4. University of California, Berkeley.
- MAKDISI, F. I. AND H. B. SEED 1977
 “A simplified procedure for estimating earthquake induced deformations in dams and embankments”.
Report nº EERC 79-19. University of California, Berkeley.
- MOON, A.T. AND WILSON, R.A, 2003
 “Will it happen?-Quantitative judgements of landslide likelihood”.
Proc. 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Auckland, pp. 754-760.
- MROZ, Z., V.A. NORRIS AND O.C. ZIENKIEWICZ 1979
 “Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils”.
Advanced Topics and New Developments in Finite Element Analysis, Portoroz, pp. 18-22.
- NADIM, F. 2002
 “Probabilistic Methods for Geohazard Problems”.
State-of-the-Art in Probabilistics in Geotechnics: Technical and Economical Risk Estimation. Eds R. Poettler et al. pub VGE Essen. Germany, pp. 333-350.
- NAWARI, N.O AND HARTMANN.R. 1998
 “Fuzzy Logic Concepts in Limit States Analysis of Geotechnical Structures”.
Proc. XI Danube ECSMGE- Geotechnical Hazards, Porec, pp 855-862.
- NEWMARK, N.M. 1965
 “Effects of earthquakes on dams and embankments”.
Geotechnique, Vol 15, nº2, pp. 139-160.
- PORTUGAL, J. C. 1999
 “Physical Modeling by Centrifuge Tests”.
Doctoral Thesis (in portuguese), 274 p.
- PREVOST, J.H. 1993
 “Nonlinear dynamic response analysis of soil and soil-structures interacting systems”.
Proc. of the Seminar on Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering, Lisbon, Sêco e Pinto, Editor. Publisher A. Balkema.”
- SALMON AND HARTFORD “RISK ANALYSIS FOR DAM SAFETY 1995.
 International Water Power&Dam Construction, March, 38-42.
- SARMA, S.H. 1975
 “Seismic stability of earth dams and Embankments”.
Geotechnique, Vol 25, nº 4, pp. 743-76.
- SARMA, S.H., R. CHOWDHURY, 1996
 “Simulation of pore pressure in earth structures during earthquakes”.
11th WCEE, Acapulco, Mexico.

- SCHNABEL, P.B., J. LYSMER AND H.B. SEED 1972
"Shake: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites".
Report nº UCB/EERC 72-12. University of California, Berkeley.
- SCHWIZER, P., DENK, M., STEFANO, R. AND MACACCI 2007
"Protection of Railway Lines Against Natural Hazards"
XIV Pan American Conference, Isla de Margarita, CD Rom.
- SÊCO E PINTO, P.S. 1999
"Slopes and embankments".
General Report. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1059 - 1068. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema, .
- SÊCO E PINTO, P.S. 2002
"Some Reflections about Risk analysis of Geotechnical Structures".
Proc. of 12th Danube- European Conference Geotechnical Engineering , Passau pp. 41-46.
- SÊCO E PINTO , P. 2006
"Interaction Between Eurocode 7 and Eurocode 8. Theme Lecture,"
Proc. of Korean Geotechnical Congress, Seoul.
- SOSA, G., ALAN, M., ELBORG, R. 2007
"Simulación de Zonas de Riesgo Geológico en la Franja Costera del Estado Carabaito, Venezuela"
Conference Pan American, Isla de Margarita. pg.569.
- STAMATOPOULOS, 2005
NEMISREF - "Mitigation Methods to Improve Slopes Stability".
- TECNASOL (2001)
"Murallas de Santarém. Reconstrução e Estabilização da Encosta virada à Calçada do Alfange".
- THE JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY 2000
"Investigations of the 1999 Kocaeli Earthquake".
Reports on the Investigations of the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey and the 1999 Chi Chi Earthquake in Taiwan.
- UZIELLI,M.. AND LACASSE, S. 2007
"Probabilistic Estimation of Vulnerability to Landslide",
13 Pan Am Conference, CD-ROM.
- VANMARCKE, E.H
"Probabilistic Modeling of Soil Properties"
1977 JGED, ASCE, Vol. 103, Nº GT11, 1227-1246.
- WANG, L., ZHANG, X. AND YUAN, Z. 1998
"The Recent Progress in Loess Dynamocs and its Application in Prediction of Earthquake-Induced Disasters in China".
Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering. CD publication.
- WHITMAN, R.V. 1984
"Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering".
JGED, ASCE, Vol. 110, nº GT2, 145-188.

INSTRUCCIONES PARA AUTORES

En atención al procedimiento de arbitraje, se solicita a los autores leer y seguir estrictamente las siguientes instrucciones:

- La versión original deberá ser editada en **Microsoft Word**.
- Las contribuciones deben ser originales.
- Se recibirán trabajos en castellano, inglés o portugués.
- En la primera página se deberá indicar el título del trabajo y los datos de los autores y afiliaciones. En letra Times New Roman normal tamaño 10, centrado debajo del título principal. Los nombres de los autores se deben escribir en letra normal, las afiliaciones y correo electrónicos en letra cursiva. Se deberá identificar con un superíndice al autor que se deba dirigir la correspondencia.
- El título del artículo debe ser conciso, informativo e indicativo del contenido del mismo y escrito sin utilizar abreviaturas en letra Times New Roman punto 12, mayúscula, negrita y centrado, sin subrayar.
- Desde la segunda página comienza el desarrollo del trabajo. Se debe incorporar, en forma consecutiva, el Resumen de hasta 250 palabras; un Abstract, y opcionalmente se podrá incorporar otro en portugués, de hasta 200 palabras y las Palabras Clave en un número entre 3 y 5 y las correspondientes Keywords.
- Todo el texto deberá estar escrito en letra Times New Roman punto 12 a un espacio de interlínea, sin sangrías (ya sea mediante tabulador o espacios) y sin doble espacios entre párrafos. Se conservarán, no obstante, los destacados que el autor considere convenientes, así como los correspondientes a determinados términos científicos o expresiones latinas o extranjeras.

Deberá estar escrito en una sola columna. El tamaño de la hoja es A4 (210 x 297 mm). El área de trabajo será de 170 mm de ancho y 247 mm de altura. Es decir, 20 mm de márgenes derecho e izquierdo y márgenes superior e inferior de 25 mm. Se debe usar justificación completa.
- En el caso que el idioma del trabajo no sea español, la primera sección será el abstract, además de un resumen en el idioma en el que está escrito el trabajo. A continuación el resumen en español y tras ello el desarrollo.
- La extensión no deberá superar las 20 páginas.
- Es obligatorio el uso del sistema métrico decimal.
- Cuando una abreviatura aparezca en el texto por primera vez, deberá ser aclarada en forma completa entre paréntesis.
- No se aceptarán notas de pie de página. La información respectiva deberá incorporarse en el texto normal.
- Las expresiones matemáticas deben ser elaboradas con el procesador de texto y formar parte del mismo. Las ecuaciones deben estar centradas y deben estar separadas por una interlínea. Todas las ecuaciones deben estar numeradas consecutivamente, usando numerales en paréntesis alineados al margen derecho. La secuencia de paréntesis deberá ser la usual en Matemática:}}).
- Las fórmulas deben ser digitadas. Deje un espacio amplio alrededor de la fórmula.
- Los subíndices y superíndices deben ser claros.
- Las letras griegas y otras no latinas deben ser explicados en el margen, donde sean usados por primera vez. Tenga especial cuidado en diferenciar entre cero (0) y la letra "o", y entre uno (1) y la letra "l".
- Proporcione el significado de todos los símbolos inmediatamente después de la ecuación en la que son usados por primera vez.
- Para fracciones simples use el símbolo "/" en lugar de la línea horizontal; por ejemplo: Sy/Xm en lugar de $\frac{Sy}{Xm}$.
- Aquellas ecuaciones explícitamente referenciadas en el texto deben numerarse serialmente al lado derecho, entre paréntesis.
- En las fórmulas químicas deben especificarse la valencia de los iones como, por ejemplo, Ca^{2+} y CO_3^{-2} , no como Ca^{++} o CO_{-3} .
- Los números de isótopos deben anteceder a los símbolos, ejemplo: ^{18}O .
- Donde sea posible, se debe evitar la escritura repetida de fórmulas químicas en el texto; en lugar de ello, se debe dar el nombre completo del compuesto. Se exceptuará aquellos casos de nombres muy largos y frecuentes o de compuestos que son descritos como el producto final de una determinación gravimétrica (ejemplo: fosfato como P_2O_5).
- Se incluirán como figuras todas las ilustraciones, mapas, fotografías, etc., presentes en el texto, las que llevarán numeración arábica correlativa por orden de aparición. Las mismas se ajustarán al tamaño de caja. En el texto se citarán como (Figura), o (Figuras) en plural.
- Se deberá indicar la posición de las figuras en el texto e incluirlas por separado a continuación del mismo. Se deberán limitar, como máximo, a una caja de 15 x 23 cm, debiendo tener en cuenta el espacio ocupado por el epígrafe. No se aceptarán plegables. Las figuras no se deben incluir como parte del archivo de texto. Se deben remitir en un archivo separado formato .tif, .jpg, .dwg o .eps.
- Las ilustraciones deben diseñarse teniendo en cuenta el formato de la página de la revista. Su tamaño original debe permitir una reducción del 50%, sin pérdida de claridad.
- Use la misma clase de letra en todas las ilustraciones y siga el estilo de la revista.
- En el caso que los autores incluyan mapas y/o gráficos que requieran ser plegables para el tamaño de la revista, los costos derivados de su impresión correrán por cuenta de él o los autores.
- Las tablas deben ser remitidas en páginas separadas, indicando su ubicación dentro del texto. Las tablas deberán ser numeradas de acuerdo a su secuencia en el texto, el cual debe incluir referencias a todas ellas.
- La información presentada en las tablas no debe aparecer repetida en las figuras.
- Cada tabla debe tener un título breve y explicativo, en la parte inferior.
- En el caso de mapas, los mismos incluirán las coordenadas geográficas, escala gráfica y norte. Deberán tener referencias adecuadas a los símbolos, rastras, etc. utilizados.
- Las fotografías, incluidas como figuras, deberán ser pancromáticas, de buena resolución y contraste debiendo ser enviadas como archivos .tif o .jpg. No se aceptarán fotografías en color. Las fotografías en color serán reproducidas en escala de grises salvo que el o los autores del trabajo se hagan cargo de la diferencia de costos. Los originales deben ser enviados

con la versión final del trabajo. Todas las figuras llevarán su correspondiente leyenda, inmediatamente después de la misma. Se usará letra punto 12, a un interlineado. La figura y el número irán en negrita, sin subrayar, seguidas por dos puntos. Se recomienda que las leyendas sean cortas y concisas.

- Las referencias bibliográficas serán incluidas bajo el título de TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO. Las mismas deberán estar ordenadas alfabéticamente.
- Cuando el autor cite el trabajo de otro autor o reproduzca una figura, tabla o parte del texto de un libro o un artículo de revista, debe dejar en claro la correspondiente cita
- Aunque en general un autor puede reproducir tablas, fotografías u otras ilustraciones deberá obtener permiso del propietario de los derechos. Si el propietario de los derechos no es el autor del material citado o reproducido, se recomienda obtener también el permiso del autor.
- La cita de trabajos en el texto estará referida a la lista bibliográfica final, indicando apellido de los autores (en mayúsculas) y año de publicación entre paréntesis, por ejemplo: (Camino 1975). En caso de ser más de tres autores se usará et al. (en itálica, no subrayado ni negrita). Cuando se cite más de un trabajo del mismo autor se separarán por una coma, por ejemplo: Camino (1956, 1978). En las citas totalmente entre paréntesis no se usará coma para separar el autor del año

(Camino 1956). En el caso de ubicar varios autores dentro del paréntesis se separarán entre ellos por un punto y coma. Si se citan varios trabajos del mismo autor y del mismo año se agregarán, a continuación del año, letras, de acuerdo al orden de aparición en el texto.

- Las citas bibliográficas estarán justificadas a la izquierda y la segunda línea tendrá una sangría especial francesa de 15 puntos ó 0,75 cm.
- Los artículos en publicaciones periódicas se citarán:
CARRANZA TORRES, C.M., 1991. Cálculo analítico de redes de filtración. Actas de la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería Volumen VI: 250-267.
- Los artículos en textos:
MATEOS RUIZ, R.M. y M. FERRER GIJÓN, 1994. Methodology for landslides hazard map 1:10,000 in the area of Monachil (Granada, Spain). En R. Oliveira, L.F. Rodrigues, A.G. Coelho & A.P. Cunha (eds.) 7th International Congress International Association of Engineering Geology, Volume III: 2059-2064, Rotterdam.
- Los libros de textos:
DEARMAN, W.R., 1991. Engineering geological mapping. Butterworth-Heinemann Ltd, 387 pp. Oxford.

**Revista de Geología
Aplicada a la Ingeniería
y al Ambiente**

FORMULARIO DE SUSCRIPCIÓN O COMPRA

ENVIAR A:

Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería
Maipú 645 - Piso 1° - C1006ACG
Ciudad Autónoma de Buenos Aires - Argentina

(Una vez completado el formulario envíelo a la dirección antes mencionada)

1. Suscripción a la *Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente*, por el corriente año (marcar la siguiente casilla) []

2. Deseo adquirir los números *atrasados*:

_____ []

3. Deseo comprar los artículos:

_____ []

Indique si desea recibir su pedido en formato *papel* (por correo tradicional), o en formato *electrónico en fichero pdf* (por correo electrónico):

FORMA DE PAGO

Adjuntando cheque a nombre de la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería.

Mediante depósito en la Cuenta Corriente N° 20566/5 Sucursal 115 del Banco Santander Río

Mediante transferencia bancaria a la Cuenta Corriente. CUIT: 30 – 67660597 – 1.

CBU 0720 11542 000000 2056654

Solicitud de *factura* para pago mediante transferencia.

PRECIO DE COMPRA (Desde 1-6-2010):

Para Argentina: Gastos de envío incluidos.

- Compra de número vigente: **200** Pesos
- Compra de número atrasado: **160** Pesos
- Compra de artículos sueltos (se enviarán en formato electrónico .pdf): **80** Pesos por artículo

Para el exterior: Gastos de envío no incluidos.

- Compra de número vigente: **200** Pesos
- Compra de número atrasado: **50** Dólares
- Compra de artículos sueltos (se enviarán en formato electrónico .pdf): **25** Dólares por artículo

PRECIOS DE SUSCRIPCIÓN (Desde 1-6-2010):

Para Argentina: Gastos de envío incluidos.

- Suscripción anual: un número.
- Suscripción normal: **145** Pesos
- Suscripción Instituciones: **580** Pesos
- Compra de número atrasado: **160** Pesos
- Compra de artículos sueltos (se enviarán en formato electrónico .pdf): **60** Pesos por artículo

Para el exterior: Gastos de envío no incluidos.

- Suscripción anual: un número.
- Suscripción normal: **37** Dólares
- Suscripción Instituciones: **148** Dólares
- Compra de número atrasado: **40** Dólares
- Compra de artículos sueltos (se enviarán en formato electrónico .pdf): **25** Dólares por artículo **1**

Envíos fuera de Argentina: se añadirán gastos de envío a los precios anteriormente señalados. Ver tarifas de correos en: www.correoargentino.com.ar

Se pueden enviar los números completos de la Revista por correo electrónico en formato .pdf en cuyo caso, no se cobran gastos de envío.

Quienes quieran asociarse a la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería encontrarán información a tal efecto en www.asagai.org.ar

Los Socios de ASAGAI reciben la revista sin cargo alguno.

CURSO “Neotectónica Aplicada a la Ingeniería”

Disertante: Dr. Carlos H. Costa
Córdoba, Junio 2011

Duración: 3 días

Cupo: 40 participantes.

El programa incluye una salida a campaña de un día de duración

Temas

1. Aplicación de los estudios neotectónicos en la evaluación del peligrosismo y en las condiciones ingenieriles de un sitio. Generalidades.
2. Expresión y reconocimiento en el terreno de estructuras neotectónicas.
3. Aspectos morfotectónicos, geométricos y cinemáticos de fallas normales, inversas, transcurrentes y plegamiento asociado. Ejemplos de deformaciones del terreno y efectos secundarios asociados a sismicidad histórica y prehistórica.
4. Implicancias de las estructuras neotectónicas para las condiciones de un sitio o proyecto (Aspectos geomecánicos, reconocimiento de deformaciones recientes en rocas y suelos, rasgos neotectónicos vs. rasgos no tectónicos, heredados, etc, otras implicancias)
5. Criterios para el relevamiento y elaboración de cartografía de estructuras neotectónicas. El concepto de "falla activa" y clasificación del grado de actividad de fallas. Actividad vs. peligro sísmico asociado.
6. Principios de Paleosismología. Metodologías usuales:
 - Criterios para la localización y relevamiento de trincheras.
 - Efectos secundarios u "off-fault": Licuefacción, deslizamientos.
7. Caracterización de parámetros sismogénicos.

10^o Simposio de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente

Villa Carlos Paz. 24 al 26 de octubre de 2012



ASOCIACION ARGENTINA
DE GEOLOGIA APLICADA
A LA INGENIERIA

La Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería (ASAGAI), Grupo Nacional Argentino de la International Association for Engineering Geology and the Environment (IAEG), se complace en invitarle a participar del Simposio que tendrá lugar los días 24, 25 y 26 de octubre de 2012 en la Ciudad de Villa Carlos Paz - Provincia de Córdoba, Argentina.

El mismo permitirá el intercambio de ideas y experiencias así como tomar conocimiento sobre el estado del arte en los diversos temas que se abordarán durante su realización.

Además está prevista la entrega del Premio Horacio V. Rimoldi, máxima distinción otorgada por la Asociación, y la realización de cursos pre-Simposio.

Temario

- Agua subterránea
- Cartografía temática
- Casos de obras
- Contaminación de recursos naturales
- Enseñanza de la geología aplicada a la ingeniería
- Estudios geotécnicos
- Evaluación ambiental de planes, proyectos y obras
- Geoindicadores
- Geología ambiental
- Gestión Integrada de Recursos Hídricos
- Materiales de construcción
- Ordenamiento territorial
- Peligros geológicos
- Problemas geológico ingenieriles en la construcción de obras
- Recuperación de espacios degradados

Dirección de contacto: simposio2012@asagai.org.ar

Copyright
© Editorial ASAGAI. 2010
Printed in Argentina

Se terminó de imprimir en Noviembre de 2010