

# Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



**Desarrollo de una herramienta numérica de análisis para losas de hormigón armado sometidas a aceleraciones verticales sísmicas**

Development of a numerical tool for the analysis of reinforced concrete slabs under seismic vertical accelerations

D. Herrera

**Simulación numérica de la interconexión de corte de vigas mixtas de acero de alta resistencia y hormigón UHPC**

Numerical simulation of the interconnection of high strength steel composite beams and UHPC concrete

A. Panés

**Daños estructurales en construcciones patrimoniales de la Iglesia Católica en la Arquidiócesis de Concepción producto del sismo del 27 de febrero 2010**

Structural damages in the Catholic Church heritage constructions of the Concepción Archdiocese due to the earthquake of 27 February 2010

G. Bustamante y R. Aránguiz

**An overview on field and experimental evidences concerning seismic liquefaction induced settlement of buildings with shallow foundations**

Revisión de las evidencias de terreno y experimentales de asentamientos de edificios con fundaciones superficiales inducidos por licuación sísmica

D. Bertalot

**Stability of slopes in residual soils**

Estabilidad de taludes en suelos residuales

L. Wesley

**Modeling the effects of agricultural management practices on groundwater in Shelton, USA**

Modelación de los efectos de prácticas de manejo agrícola en el agua subterránea en Shelton, EEUU

J.L. Arumí, D. Martín y D.Watts

**Planificación de recursos hídricos en zonas de secano usando un modelo de optimización no lineal**

Planning water resources in dry lands using a non-linear optimization model

A.Villavicencio, J.L. Arumí y E. Holzapfel



UNIVERSIDAD CATOLICA  
DE LA SANTISIMA CONCEPCION  
FACULTAD DE INGENIERIA  
Departamento de Ingeniería Civil



Scientific Electronic Library Online

www.oyp.ucsc.cl  
oyp@ucsc.cl





- MUY BUEN DESEMPEÑO EN TODA LA ZONA AFECTADA POR 27/F
- MURO BLOQUE SISTEMA MESA
- MURO FACHADA VEGETAL SISTEMA SIERRA



Edición 10, Primavera 2011  
Revista Obras y Proyectos

Universidad Católica de la Santísima Concepción  
Facultad de Ingeniería  
Departamento de Ingeniería Civil  
Alonso de Ribera 2850, Campus San Andrés  
Concepción, Chile

Director

Profesor Dr. Hubert Mennickent  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Editor

Dr. Felipe Villalobos  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Arsenio Negro  
Bureau de Projotos e Consultoria Ltda., Sao Paulo, Brasil  
Dr. Giang Nguyen  
The University of Sydney, Australia  
Dr. Ricardo Nicolau  
JRI Ingeniería, Santiago, Chile  
Ing. Mauro Poblete  
Universidad de Karlsruhe, Alemania  
Ing. Mauricio Villagrán  
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado  
EDAFOS, Atenas, Grecia  
Dr. Rodrigo Cienfuegos  
Pontificia Universidad Católica, Santiago, Chile  
Dra. Luisa Equihua  
Petróleos Mexicanos, Ciudad del Carmen, México  
Dr. Wagner Fleming  
Universidad de Kassel, Alemania  
Dr. David Muría  
Instituto de Ingeniería, UNAM, México  
Dr. Efraín Ovando  
Instituto de Ingeniería, UNAM, México  
Dr. Iván Salazar  
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile  
Dra. Alejandra Stehr  
EULA, Universidad de Concepción, Chile  
Dr. Ramón Verdugo  
Universidad de Chile, Santiago, Chile  
Dr. Ingo Weidlich  
AGFW e.V., Frankfurt/Main, Alemania  
Dr. Torsten Wichtmann  
Universidad de Karlsruhe, Alemania

Diseño y diagramación

VCR Publicidad  
vcrpublicidad@gmail.com  
888 23187

Asesoría comercial

Sra. Maritza Jara  
maritzajara@ucsc.cl  
56 41 234 53 05

Contacto y envío de artículos

Email: oyp@ucsc.cl  
Web: www.oyp.ucsc.cl

Suscripciones

Sra. Mariella García  
mariellagarcia@ucsc.cl - fono: 56 41 234 53 03  
\$8.000 anual (US\$20, €14, £12)  
Estudiantes \$5.000 (US\$12, €10, £8)  
Valor ejemplar \$4.500 (US\$12, €8, £5)

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.cl

 www.latindex.org  www.dialnet.unirioja.es

### Definición de la Revista

Obras y Proyectos es una revista de Ingeniería Civil cuya misión es divulgar, promover e incentivar la investigación, aportando al intercambio del conocimiento entre los profesionales del área de la Ingeniería Civil. Para ello se consideran trabajos originales de carácter científico, además de notas técnicas principalmente orientadas a exponer y discutir relevantes obras y proyectos. También se presentan trabajos técnicos que expongan innovaciones y aplicaciones utilizadas principalmente por empresas y consultoras relacionadas con la Ingeniería Civil. De esta manera se desarrollan los temas clásicos de la Ingeniería Civil, como son: Estructuras, Hidráulica, Geotecnia, Transporte y Construcción. Además otros temas relacionados y aplicados a la Ingeniería Civil son considerados, tales como Energía, Ambiente, Geología, Minería, Informática y Tecnología. De esta forma Obras y Proyectos busca la participación de un grupo amplio que abarca desde el mundo universitario, organismos públicos y el mundo empresarial.

### Revisión de artículos por pares evaluadores externos

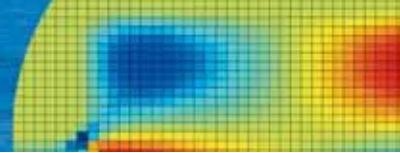
Al recibir un artículo el editor junto con miembros del comité asesor comprueban que el artículo corresponda o esté relacionado con Ingeniería Civil. Además se verifica que el artículo esté bien escrito, que no haya sido publicado anteriormente y que constituya un aporte a la Ingeniería Civil. De no ser así el artículo es devuelto. Luego, si el artículo es aceptado para su revisión, el editor envía el artículo a al menos dos especialistas en el tema que cubre el artículo. Los especialistas son evaluadores externos al Departamento de Ingeniería Civil de la UCSC y no son miembros del comité editorial. A partir de las observaciones de los evaluadores externos, el artículo puede ser aceptado, aceptado con observaciones o rechazado. En el segundo caso se pide la incorporación de cambios que satisfagan los requerimientos planteados por los revisores externos. En cualquiera de los tres casos se informa al o los autores del resultado de la revisión y de los cambios a realizar. Los autores no saben quienes revisaron sus artículos y no hay contacto entre autores y revisores. Antes de editar la revista el comité editorial la revisa en una versión en línea. Finalmente, el editor envía la versión final a imprimir para luego aprobar la prueba de impresión.



## Contenidos

- 4** **Desarrollo de una herramienta numérica de análisis para losas de hormigón armado sometidas a aceleraciones verticales sísmicas**  
Development of a numerical tool for the analysis of reinforced concrete slabs under seismic vertical accelerations  
D. Herrera
- 17** **Simulación numérica de la interconexión de corte de vigas mixtas de acero de alta resistencia y hormigón UHPC**  
Numerical simulation of the interconnection of high strength steel composite beams and UHPC concrete  
A. Panés
- 28** **Daños estructurales en construcciones patrimoniales de la Iglesia Católica en la Arquidiócesis de Concepción producto del sismo del 27 de febrero 2010**  
Structural damages in the Catholic Church heritage constructions of the Concepción Archdiocese due to the earthquake of 27 February 2010  
G. Bustamante y R. Aránguiz
- 37** **An overview on field and experimental evidences concerning seismic liquefaction induced settlement of buildings with shallow foundations**  
Revisión de las evidencias de terreno y experimentales de asentamientos de edificios con fundaciones superficiales inducidos por licuación sísmica  
D. Bertalot
- 48** **Stability of slopes in residual soils**  
Estabilidad de taludes en suelos residuales  
L. Wesley
- 63** **Modeling the effects of agricultural management practices on groundwater in Shelton, USA**  
Modelación de los efectos de prácticas de manejo agrícola en el agua subterránea en Shelton, EEUU  
J.L. Arumí, D. Martin y D. Watts
- 75** **Planificación de recursos hídricos en zonas de secano usando un modelo de optimización no lineal**  
Planning water resources in dry lands using a non-linear optimization model  
A. Villavicencio, J.L. Arumí y E. Holzapfel





# Desarrollo de una herramienta numérica de análisis para losas de hormigón armado sometidas a aceleraciones verticales sísmicas

Development of a numerical tool for the analysis of reinforced concrete slabs under seismic vertical accelerations

Fecha de entrega: 25 de agosto 2011

Fecha de aceptación: 22 de noviembre 2011

Deni Herrera

Constructora El Sauce, Av. General Borgoño 934, oficina 301, Antofagasta, Chile, dherrera@elsauce.cl

*Durante el terremoto en el centro sur de Chile del 27 de febrero del 2010 muchas estructuras fueron solicitadas fuertemente debido a aceleraciones horizontales considerables, sin embargo, la componente vertical de aceleración también fue importante. Esta característica ha motivado este trabajo, donde se estudia el efecto que produce la componente vertical de aceleración sobre losas de hormigón armado, teniendo en cuenta que la aceleración se aplica sobre el borde de la losa. La metodología utilizada contempló la elaboración de un programa computacional escrito en lenguaje MATLAB. Este programa utiliza el MEF y permite calcular tanto las tensiones como deformaciones en la losa. Inicialmente se realizó un análisis estático consistente en obtener las distribuciones de tensiones que genera una carga estática uniformemente distribuida de acuerdo a la norma NCh 1537.Of86. Luego, se realizó un análisis sísmico consistente en obtener las envolventes de tensiones que genera la aplicación del registro vertical de aceleraciones de San Pedro de la Paz del terremoto del 27/02/2010. Se presenta el contexto teórico, la formulación del MEF y la validación numérica de los resultados. Posteriormente se analizan 2 losas de distinta geometría con el propósito de obtener las distribuciones de tensiones para el caso estático y envolventes de tensiones para el caso sísmico; al igual que las frecuencias y periodos naturales de cada losa. Los resultados revelan que las tensiones inducidas por las cargas estáticas son mayores a las inducidas por las cargas sísmicas para la losa con un periodo fundamental de 0.031 s. Mientras que para la losa con un periodo fundamental de 0.104 s resultó lo contrario.*

*During the Chile Centre-South 27<sup>th</sup> February 2010 earthquake, many structures were strongly shaken due to considerable horizontal accelerations; however, the vertical acceleration component was important too. This feature has motivated this work, where the vertical acceleration component effect on reinforced concrete slabs is studied, when this acceleration acts on the slab edges. The methodology contemplated a computer software written in MATLAB code. This program uses the FEM and allows the calculation of stresses and strains in the slab. Initially a static analysis was carried out, which consisted of calculating the stress distributions generated by a uniformly distributed static load according to the norm NCh 1537Of.86. Subsequently, the seismic analysis consisted of obtaining the stress envelopes caused by the vertical acceleration recording of San Pedro de la Paz for the 27/02/2010 earthquake. The theoretical framework, the FEM formulation and the numerical validation of the results are presented. Then, two slabs with different geometry are analysed with the purpose of estimating the stress distributions for the static case and the stress envelopes for the seismic case; as well as the natural frequencies and periods for each slab. The results reveal that stresses induced by the static loads are higher than the induced by the seismic loading for the slab with a fundamental period of 0.031 s, whilst the contrary resulted for the slab with a fundamental period of 0.104 s.*

*Keywords: vertical accelerations, MZC and DKT finite elements, reinforced concrete slabs, plates, discretization*

*Palabras clave: aceleraciones verticales, elementos finitos MZC y DKT, losas de hormigón armado, placas, discretización*

## Introducción

Debido a la magnitud momento de 8.8 del terremoto que sacudió la zona centro sur de Chile el 27 de febrero del año 2010, muchas estructuras de hormigón armado sufrieron deformaciones que sobrepasaron el límite elástico de

varios de sus elementos estructurales. Deformaciones irreversibles se evidenciaron por medio de la aparición de fisuras, grietas e incluso desprendimiento del hormigón y falla del acero de refuerzo. Esto condujo a la falla de importantes elementos estructurales e incluso el colapso de

algunas estructuras (Betanzo 2010). En general las fallas más importantes suceden en muros, vigas y columnas de hormigón armado, en cambio en las losas los daños son menores. Tal vez debido a esto las losas de hormigón armado son menos estudiadas. Sin embargo, las fotos de la Figura 1 muestran ejemplos de daños en losas ocurridas en el terremoto del 27/02/2010. Por lo tanto, también se hace necesario estudiar el comportamiento sísmico de las losas y en particular el efecto de la componente vertical del movimiento, el cual es aún menos estudiado.

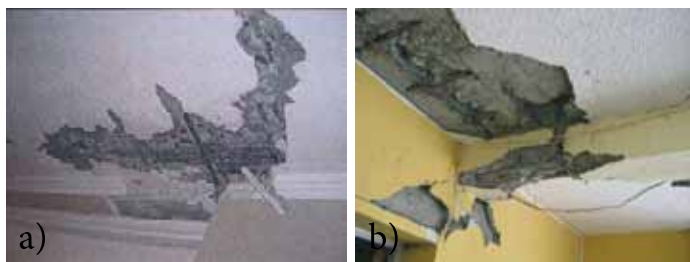


Figura 1: Daños en losa a nivel de esquina de muro a) edificio Don Manuel 21 niveles, Macul (IDIEM 2010) y b) último piso del edificio Palet de 9 niveles, Concepción

El terremoto del 27/02/2010 se caracterizó por presentar altas aceleraciones verticales, alcanzando en algunos registros valores muy similares a las aceleraciones horizontales (Barrientos 2010; Boroschek *et al.* 2010). Sin embargo, la componente vertical de la aceleración es raramente considerada en el diseño sismorresistente de edificios y menos aún en el diseño sismorresistente de losas de hormigón armado.

Estos valores significativos de aceleración vertical merecen un estudio especial respecto a la respuesta que puedan originar en las superestructuras. Uno de los objetivos de este trabajo apunta a poder contribuir a las recomendaciones dadas por los códigos de diseño sismorresistentes respecto a la componente vertical del terremoto de diseño. Por ejemplo, la norma Chilena NCh 433Of96, la cual rige el diseño sismorresistente de edificios, no considera la componente vertical del terremoto de diseño, ya que solo se indica que las sollicitaciones sísmicas relevantes provienen de aceleraciones horizontales.

## Ecuación diferencial de placas

La expresión que permite estimar la deformación vertical de una placa y que puede ser usada para calcular la flecha

de una losa de hormigón a partir de las propiedades geométricas y resistentes de este material y las cargas aplicadas viene dada por (Timoshenko, 1937; Chakraverty 2009):

$$\bar{D}_f \left( \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) + \bar{m} \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = -q \quad (1)$$

La expresión (1) es una ecuación diferencial de cuarto orden que relaciona la flecha  $w$  con la carga repartida  $q$  y las propiedades del material. Donde  $w$  es el desplazamiento vertical o flecha,  $\bar{m}$  es la masa por unidad de superficie y  $q$  es la carga distribuida sobre la losa. El parámetro  $\bar{D}_f$  representa la rigidez flexural de la placa y su expresión está dada por:

$$\bar{D}_f = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (2)$$

donde  $E$  es el módulo de Young o de elasticidad del material,  $\nu$  es la relación de Poisson y  $t$  es el espesor de la losa.

## Discretización de la losa por medio del MEF

Para resolver (1) se ha utilizado el Método de los Elementos Finitos MEF. Para ello se han escogido dos elementos en particular: el elemento rectangular MZC (Melosh 1963, Zienkiewicz y Cheung 1967) y el elemento triangular DKT (Discrete Kirchhoff Triangular, ver Batoz *et al.* 1980). La diferencia que existe entre estos dos elementos, es que el elemento triangular proporciona más versatilidad geométrica que el elemento rectangular, por ejemplo se pueden realizar mallados con geometrías de losas circulares.

Al discretizar la losa y al aplicar el MEF sobre (1), se obtienen matrices de rigidez y masa, tanto para el elemento MZC como para el elemento DKT. Una vez que han sido calculadas las matrices de rigidez y masa tanto para el elemento MZC como para el elemento DKT, la ecuación que permite encontrar los desplazamientos de la losa es,

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{y}_s(t)\} \quad (3)$$

La expresión (3) es una ecuación de movimiento para sistemas de múltiples grados de libertad. Esta ecuación matricial de movimiento posee la característica de involucrar las matrices de masa  $[M]$ , amortiguación  $[C]$  y rigidez  $[K]$  de la losa. Cabe destacar que los coeficientes

que componen la matriz de amortiguación no pueden ser obtenidos explícitamente, debido a esto se incorporan en las ecuaciones de movimiento solo a nivel modal (Paz 1992). También se debe mencionar que (3) es un sistema de ecuaciones acoplado, por lo que para resolverlo se hace necesario desacoplarlo a través del Método de Superposición Modal (Paz 1992). Al aplicar el Método de Superposición Modal sobre (3) se obtiene la siguiente ecuación modal de movimiento,

$$\ddot{g}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{g}_i + \omega_i^2g_i = \ddot{y}_s(t) \quad ; \quad i=1,2,3,\dots,n \quad (4)$$

La expresión (4) ha sido resuelta por el método de Newmark (1959), donde el lado derecho corresponde al registro vertical de aceleraciones del terremoto del 27/02/2010 obtenido en el Colegio Concepción de San Pedro de la Paz (Barrientos 2010).

## Matriz de rigidez y masa del elemento MZC

La Figura 2 muestra el elemento rectangular de cuatro nodos denominado MZC, el cual se basa en la siguiente aproximación,

$$w = \alpha_1 + \alpha_2x + \alpha_3y + \alpha_4x^2 + \alpha_5xy + \alpha_6y^2 + \alpha_7x^3 + \alpha_8x^2y + \alpha_9xy^2 + \alpha_{10}y^3 + \alpha_{11}x^3y + \alpha_{12}xy^3 \quad (5)$$

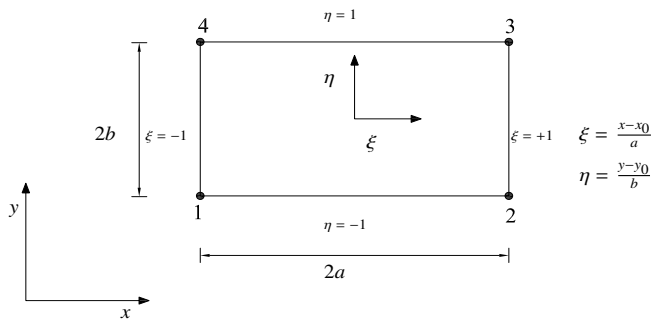


Figura 2: Elemento de placa rectangular de cuatro nodos no conforme

La aproximación (5) ha sido resuelta por Melosh (1963) y Zienkiewicz y Cheung (1967), entregando la siguiente expresión para la flecha  $w$ ,

$$w = \sum_{i=1}^4 \left[ N_i w_i + \bar{N}_i \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)_i + \overline{\bar{N}}_i \left( \frac{\partial w}{\partial y} \right)_i \right] = Na^{(e)} \quad (6)$$

$$N = [N_1 N_2 N_3 N_4] \quad ; \quad N_i = [N_i \bar{N}_i \overline{\bar{N}}_i] \quad (7)$$

$$a^{(e)} = \begin{bmatrix} a_1^{(e)} \\ a_2^{(e)} \\ a_3^{(e)} \\ a_4^{(e)} \end{bmatrix} \quad ; \quad a_i^{(e)} = \left[ w_i \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)_i \left( \frac{\partial w}{\partial y} \right)_i \right]^T \quad (8)$$

donde  $N$  son las matrices de funciones de forma y  $a$  es el vector de movimientos del elemento  $e$  de un nodo  $i$ , respectivamente. Las expresiones analíticas de las funciones de forma  $N_i = [N_i, \bar{N}_i, \overline{\bar{N}}_i]$  en coordenadas naturales son,

$$N_i = \frac{1}{8}(1 + \xi_i\xi)(1 + \eta_i\eta)(2 + \xi_i\xi + \eta_i\eta - \xi^2 - \eta^2)$$

$$\bar{N}_i = \frac{a}{8}(\xi^2 - 1)(\xi + \xi_i)(1 + \eta_i\eta) \quad (9)$$

$$\overline{\bar{N}}_i = \frac{b}{8}(\eta^2 - 1)(\eta + \eta_i)(1 + \xi_i\xi)$$

La matriz de deformación generalizada de flexión se obtiene a partir del vector de deformaciones generalizadas de flexión de la siguiente manera,

$$\hat{\epsilon}_f = \begin{bmatrix} -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ -\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^4 B_i a_i^{(e)} = Ba^{(e)} \quad (10)$$

con  $B = [B_1 \ B_2 \ B_3 \ B_4]$  (11)

y 
$$B_i = \begin{bmatrix} -\frac{\partial N_i}{\partial x^2} & -\frac{\partial \bar{N}_i}{\partial x^2} & -\frac{\partial^2 \overline{\bar{N}}_i}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2 N_i}{\partial y^2} & -\frac{\partial^2 \bar{N}_i}{\partial y^2} & -\frac{\partial^2 \overline{\bar{N}}_i}{\partial y^2} \\ -2\frac{\partial^2 N_i}{\partial x \partial y} & -2\frac{\partial^2 \bar{N}_i}{\partial x \partial y} & -2\frac{\partial^2 \overline{\bar{N}}_i}{\partial x \partial y} \end{bmatrix} \quad (12)$$

La matriz de rigidez elemental viene dada por:

$$K_{MZC}^{(e)} = \iint_{A^{(e)}} B_i^T \hat{D}_f B_i dx dy \quad (13)$$

donde

$$\hat{D}_f = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (14)$$



es la matriz constitutiva de flexión para un material elástico isotropo. La matriz de masa elemental es,

$$M_{MZC}^{(e)} = \bar{m} \iint_{A^{(e)}} N_i^T N_i dx dy \quad (15)$$

La expresión del vector de fuerzas nodales equivalentes para una carga  $q$  uniformemente distribuida sobre el elemento  $e$  es:

$$q_i^{(e)} = 4qab \begin{bmatrix} \frac{1}{4} & \frac{a}{12} & \frac{b}{12} & \frac{1}{4} & -\frac{a}{12} & \frac{b}{12} & \frac{1}{4} & -\frac{a}{12} & -\frac{b}{12} & \frac{1}{4} & \frac{a}{12} & -\frac{b}{12} \end{bmatrix} \quad (16)$$

Las integrales (13) y (15) se calculan por el método de integración numérica de Gauss para dos dimensiones (Oñate 1992), obteniendo así la matriz de rigidez y de masa elemental. Las matrices en coordenadas globales de rigidez y de masa, al igual que el vector en coordenadas globales de fuerzas nodales, se obtienen por medio de un proceso de ensamblaje a través de los vectores de coordenadas y conectividades de cada elemento que compone la malla de elementos rectangulares. Los esfuerzos en los puntos nodales se calculan con la siguiente expresión,

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}^{(e)} = D_f B a^{(e)} \quad (17)$$

Debido a que las tensiones se calculan en los nodos de cada elemento, puede ocurrir que en nodos comunes sus valores varíen considerablemente. Esto se puede solucionar promediando los valores de las tensiones que comparten el mismo nodo, lo cual se denomina alisado de tensiones. Una vez que se ha resuelto (1) y se han utilizado (3) y (4) se pueden obtener las tensiones en la losa a través de (17). Cabe destacar que se utiliza (17) para el cálculo de tensiones del caso estático y sísmico del elemento rectangular.

## Matriz de rigidez y masa del elemento DKT

La formulación del elemento DKT se basa en la teoría discreta de Kirchhoff para placas delgadas, la que da origen al elemento triangular discreto de Kirchhoff (Figura 3). El elemento DKT ha demostrado tener un excelente comportamiento con respecto a su convergencia (Batoz *et al.* 1980).

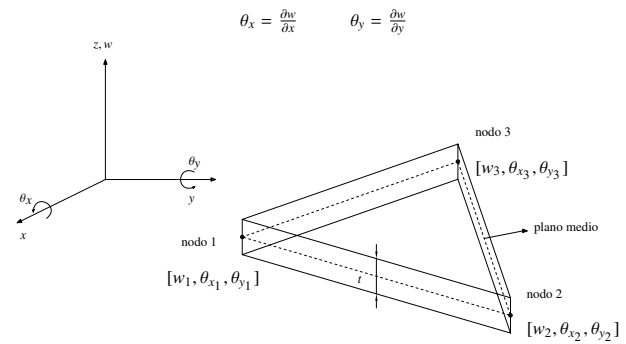


Figura 3: Definición geométrica del elemento de placa DKT y convenio de signos para desplazamientos y giros

Para placas delgadas la deformación transversal por corte y, por lo tanto su energía de deformación  $U_s$ , es despreciable comparado con la energía de deformación por flexión  $U$ . Teniendo en cuenta lo anterior, la formulación de la matriz de rigidez del elemento DKT se basa en la siguiente expresión,

$$U = \frac{1}{2} \int_A \epsilon_f^T \hat{D}_f \epsilon_f dx dy \quad (18)$$

donde  $U$  es la energía de deformación por flexión,  $A$  es el área del plano medio del elemento,  $\epsilon_f$  es el vector de deformaciones por flexión y  $\hat{D}_f$  es la matriz constitutiva. No se considera la deformación por corte ya que para placas delgadas el aporte energético de la deformación por corte transversal es despreciable. Además (18) contiene solamente las primeras derivadas de  $\theta_x$  y  $\theta_y$ , por lo tanto es posible establecer funciones de interpolación que satisfagan los requerimientos de compatibilidad, relacionando la rotación de la normal ( $\theta_x, \theta_y$ ) a la superficie media con los desplazamientos transversales  $w$ . Este objetivo se alcanza con las siguientes consideraciones:

- El elemento triangular debe tener solo 9 grados de libertad, los cuales son el desplazamiento  $w$  y los giros  $\theta_x$  y  $\theta_y$  de los tres nodos esquineros.
- Los giros nodales deben ser  $\theta_x = +\frac{\partial w}{\partial x}$  y  $\theta_y = +\frac{\partial w}{\partial y}$ , de modo que se satisfagan las condiciones de borde del elemento.
- Ya que los modelos de elementos de placas delgadas son gobernados por la teoría de Kirchhoff, ésta se puede aplicar sobre cualquier punto discreto del elemento.
- La compatibilidad de los giros  $\theta_x$  y  $\theta_y$  no debe perderse.

El punto de partida para obtener la matriz de rigidez del elemento de 3 nodos DKT, es el elemento triangular de placa de Reissner-Mindlin de 6 nodos mostrado en la Figura 4, sometido a varias condiciones y/o consideraciones (Batoz *et al.* 1980).

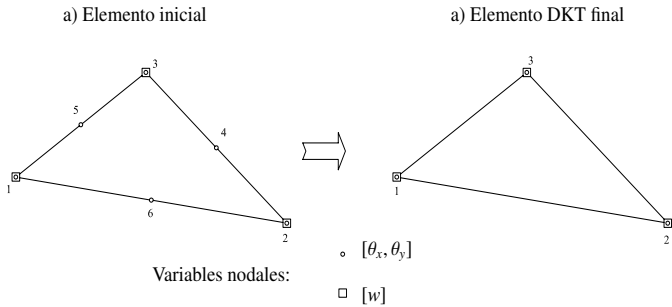


Figura 4: Elemento de placa DKT de tres nodos

Utilizando las consideraciones anteriores se puede establecer una interpolación del desplazamiento  $w$  (flecha) y los giros nodales  $\theta_x$  y  $\theta_y$ , a través de,

$$u = Na^{(e)}, \quad (19)$$

$$u = [w \quad \theta_x \quad \theta_y]^T \quad (20)$$

donde  $u$  es el vector de movimientos y  $a$  es el vector de movimientos de cada grado de libertad del elemento,

$$a^{(e)} = [w_1 \quad \theta_{x1} \quad \theta_{y1} \quad w_2 \quad \theta_{x2} \quad \theta_{y2} \quad w_3 \quad \theta_{x3} \quad \theta_{y3}] \quad (21)$$

$$N = \begin{bmatrix} N_w \\ N_{\theta_x} \\ N_{\theta_y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{w1} & N_{w2} & N_{w3} & N_{w4} & N_{w5} & N_{w6} & N_{w7} & N_{w8} & N_{w9} \\ N_{\theta_{x1}} & N_{\theta_{x2}} & N_{\theta_{x3}} & N_{\theta_{x4}} & N_{\theta_{x5}} & N_{\theta_{x6}} & N_{\theta_{x7}} & N_{\theta_{x8}} & N_{\theta_{x9}} \\ N_{\theta_{y1}} & N_{\theta_{y2}} & N_{\theta_{y3}} & N_{\theta_{y4}} & N_{\theta_{y5}} & N_{\theta_{y6}} & N_{\theta_{y7}} & N_{\theta_{y8}} & N_{\theta_{y9}} \end{bmatrix} \quad (22)$$

$N$  es la matriz de funciones de forma del elemento DKT que aproximan o interpolan los desplazamientos y giros nodales. La matriz de deformación generalizada de flexión se obtiene a partir del vector  $\varepsilon_f$  y (21) como,

$$\varepsilon_f = B_f a^{(e)}, \quad (23)$$

donde  $B_f$  es la matriz de deformación generalizada del elemento definida por:

$$B_f = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_{31} \frac{\partial N_{\theta_x}^T}{\partial \xi} + y_{12} \frac{\partial N_{\theta_y}^T}{\partial \eta} & \\ -x_{31} \frac{\partial N_{\theta_x}^T}{\partial \xi} - x_{12} \frac{\partial N_{\theta_y}^T}{\partial \eta} & \\ -x_{31} \frac{\partial N_{\theta_x}^T}{\partial \xi} - x_{12} \frac{\partial N_{\theta_x}^T}{\partial \eta} + y_{31} \frac{\partial N_{\theta_y}^T}{\partial \xi} + y_{12} \frac{\partial N_{\theta_y}^T}{\partial \eta} & \end{bmatrix} \quad (24)$$

con  $2A = x_{31}y_{12} - x_{12}y_{31}$  y teniendo en cuenta que  $A$  es el área del elemento triangular. Las derivadas de  $N_{\theta_x}$  y  $N_{\theta_y}$  con respecto a  $\xi$  y  $\eta$  se pueden encontrar explícitamente en Batoz *et al.* (1980), al igual que las expresiones de los coeficientes  $x_{ij}$  y  $y_{ij}$ . La expresión para encontrar la matriz de rigidez del elemento DKT es la siguiente,

$$K_{DKT}^{(e)} = 2A^{(e)} \int_0^1 \int_0^{1-\eta} B_f^T \hat{D}_f B_f d\xi d\eta \quad (25)$$

y para la matriz de masa se tiene de acuerdo a Luo y Hutton (2002) que,

$$M_{DKT}^{(e)} = 2A^{(e)} \bar{m} \int_0^1 \int_0^{1-\eta} N_w^T N_w d\xi d\eta \quad (26)$$

Finalmente, la expresión del vector de fuerzas nodales equivalente para una carga  $q$  uniformemente distribuida sobre el elemento es,

$$q_i^{(e)} = \frac{qA^{(e)}}{3} [1 \quad 0 \quad 0 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 1 \quad 0 \quad 0] \quad (27)$$

donde  $q$  es la carga repartida sobre el elemento triangular y  $A$  es el área del elemento triangular. Al igual que para el elemento rectangular, las ecuaciones (25) y (26) se calculan por el método de integración numérica de Gauss para dos dimensiones (Oñate 1992), obteniendo así la matriz de rigidez y de masa elemental. Las matrices en coordenadas globales de rigidez y de masa, al igual que el vector en coordenadas globales de fuerzas nodales, se obtienen con el proceso de ensamblaje a través de la matriz de transformación de coordenadas, y también, por los vectores de coordenadas y conectividades de cada elemento que compone la malla de elementos triangulares. Los esfuerzos en los puntos nodales se calculan con la siguiente expresión,

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}^{(e)} = D_f B_f a^{(e)}. \quad (28)$$



Nuevamente se tiene que las tensiones calculadas en los nodos de cada elemento puede causar que en nodos comunes sus valores varíen. Esto se puede solucionar usando alisado de tensiones. Como también se dijo anteriormente, una vez que se ha resuelto (1) y se han utilizado (3) y (4) se pueden obtener las tensiones sobre la losa a través de (28). Cabe destacar que (28) se ha utilizado para el cálculo de tensiones en el caso estático y sísmico del elemento triangular.

### Validación numérica

Para poder utilizar el código programado, primero se ha validado, es decir, se comparan los resultados del programa con las soluciones analíticas o exactas conocidas, las cuales se han basado en la teoría de la elasticidad lineal, y específicamente en la teoría de placas y en la teoría de dinámica estructural. Debido a que el programa involucra el comportamiento sísmico de una estructura (respuesta de una losa bajo la acción de la componente vertical de aceleraciones), ha sido necesario obtener las matrices de rigidez y masa para la resolución de la ecuación de movimiento. La matriz de rigidez de la losa se ha validado con el caso de una losa empotrada en todos sus bordes y sometida a una carga repartida  $q$ . Y la matriz de masa, mediante la comparación de las frecuencias naturales entregadas por una expresión analítica proveniente de la teoría de vibración libre de placas con las que entrega el programa elaborado con el MEF. Finalmente, la integración en el tiempo del registro de aceleraciones, se ha validado comparando la respuesta de un oscilador de un grado de libertad, obtenida mediante su solución analítica con la respuesta que otorga el método numérico de Newmark (1959).

### Validación del caso estático

En este caso se estudia la convergencia de la flecha central de una losa cuadrada con todos sus bordes empotrados. La solución analítica del problema, según la teoría de Kirchhoff para placas delgadas, está dada por la siguiente expresión (Novoa 2005),

$$w_{centro} = 0.01512 \frac{qL^4(1-\nu^2)}{Et^3}, \tag{29}$$

donde  $w$  es la flecha central,  $q$  es la carga repartida,  $L$  es el

largo,  $E$  es el módulo de elasticidad estático,  $\nu$  es la razón de Poisson y  $t$  es el espesor de la losa. Las propiedades de la losa con las que se ha realizado el análisis y la comparación de los resultados se muestran la Tabla 1 y en la Figura 5.

Tabla 1: Propiedades de la losa usadas en la validación

$M$ [kg]	100
$C$ [ $\frac{Ns}{m}$ ]	50
$K$ [ $\frac{N}{m}$ ]	250000
$\xi$	0.05
$F(t)$	$98\text{sen}(\omega_0 t)$
$\omega_0$ [ $\frac{Rad}{s}$ ]	10

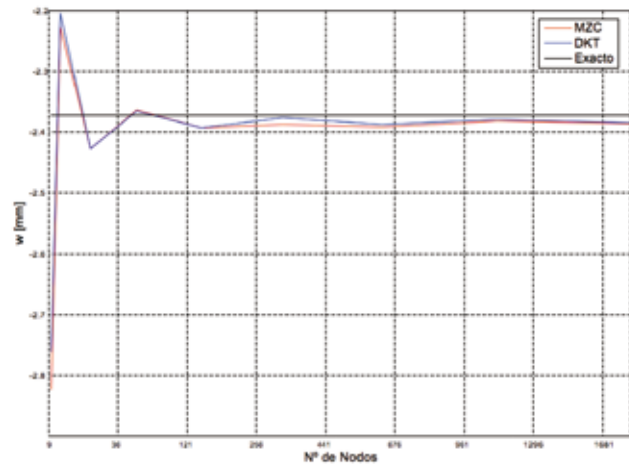


Figura 5: Convergencia del elemento MZC y DKT para losas rectangulares en el caso estático.

De la Figura 5 se puede deducir que tanto el elemento MZC como DKT entregan aproximaciones razonables de la solución analítica de la flecha central de la losa. En las Figuras 6 y 7 se muestran los resultados de las deformadas de la losa con el elemento MZC v DKT.

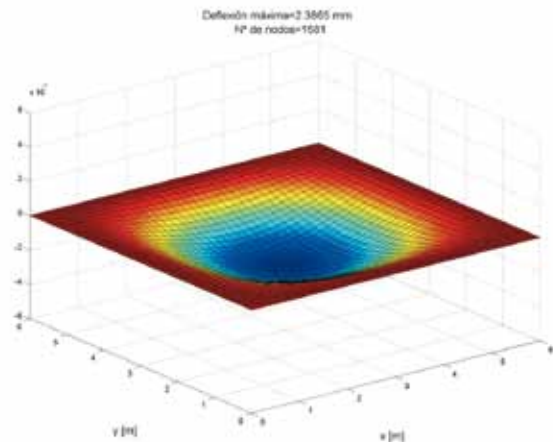


Figura 6: Deformada de la losa discretizada con elementos rectangulares

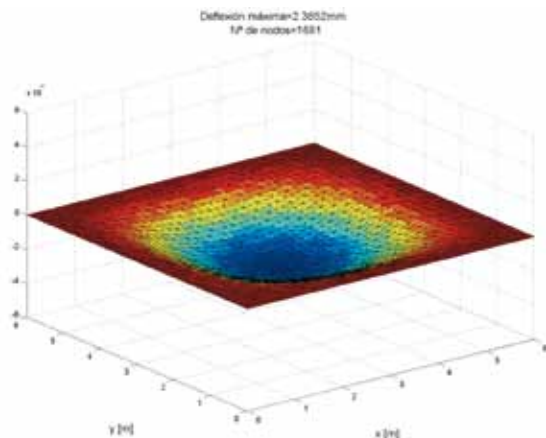


Figura 7: Deformada de la losa discretizada en 1681 nodos con elementos triangulares

## Validación de caso dinámico

La validación del caso dinámico se ha llevado a cabo a través de la comparación de las 6 primeras frecuencias naturales obtenidas de la teoría de vibración libre de placas y las obtenidas a través del programa. Cabe destacar que la losa que se ha utilizado para la validación es una losa cuadrada simplemente apoyada. Existe una expresión teórica para las frecuencias naturales válida para estos tipos de losas dada por (Timoshenko, 1937; Chakraverty 2009):

$$\omega_m = \pi^2 \sqrt{\bar{D}_f \rho t} \left[ \left( \frac{m}{a} \right)^2 + \left( \frac{m}{b} \right)^2 \right] \quad (30)$$

donde  $\bar{D}_f$  es la rigidez flexural de una placa,  $\rho$  es la densidad del material de la placa,  $t$  es el espesor de la placa,  $a$  y  $b$  son las longitudes de los lados de la placa, y finalmente,  $m$  indica la numeración de los modos de vibrar de la placa. La Tabla 1 presenta los valores de las propiedades de la losa usados en los cálculos numéricos.

Tabla 2: Valores utilizados en el programa en el caso dinámico

Condiciones de borde	simplemente apoyada en todos sus extremos
Espesor $t$ [m]	0,15
$E$ [ $\frac{N}{m^2}$ ]	$2,302581 \times 10^{10}$
$\nu$	0,2
$\rho$ [ $\frac{kg}{m^3}$ ]	2500
$D_f$ [ $\frac{N}{m^2}$ ]	6745842.7

Las Tablas 2, 3 y 4 presentan los resultados obtenidos de las frecuencias naturales, en donde la letra  $m$  indica el número de frecuencia natural calculada.

Tabla 3: Frecuencias naturales en rad/s para una losa de 1 m x 1 m para distintas discretizaciones

m	Nº de nodos										Exacto
	121		256		441		676		961		
	MZC	DKT	MZC	DKT	MZC	DKT	MZC	DKT	MZC	DKT	
1	2634.7	2690.4	2641.7	2666.5	2644.2	2658.2	2645.4	2654.3	2646.0	2652.2	2647.4
2	10396	11254	10500	10882	10539	10758	10557	10698	10567	10666	10589.9
3	22927	26811	23391	25107	23574	24609	23663	24348	23712	24196	23827.2
4	39833	49772	41055	45429	41584	44415	41850	43808	42000	43425	42359.6
5	60855	78741	63219	71583	64368	70072	64975	69065	65326	68395	66186.9
6	85962	109440	86159	104780	85995	99790	85977	94992	85983	92282	95309.1

Tabla 4: Frecuencias naturales en rad/s para una losa de 6 m x 6 m para distintas discretizaciones

m	Nº de nodos										Exacto
	121		256		441		676		961		
	MZC	DKT	MZC	DKT	MZC	DKT	MZC	DKT	MZC	DKT	
1	73.1	74.7	73.3	74.0	73.4	73.8	73.4	73.7	73.50	73.67	73.5
2	288.7	312.6	291.6	302.2	292.7	298.8	293.2	297.1	293.52	296.26	294.1
3	636.8	744.7	649.7	697.4	654.8	683.5	657.2	676.3	658.66	672.12	661.8
4	1106.5	1382.6	1140.4	1261.9	1155.1	1233.7	1162.5	1216.9	1166.67	1206.24	1176.6
5	1690.4	2187.2	1756.1	1988.4	1788	1946.4	1804.8	1918.5	1814.61	1899.85	1838.5
6	2387.8	3040.1	2393.3	2910.6	2388.8	2772	2388.2	2638.7	2388.42	2563.38	2647.4

Tabla 5: Frecuencias naturales en rad/s para una losa de 12 m x 12 m para distintas discretizaciones

m	Nº de nodos										Exacto
	121		256		441		676		961		
	MZC	DKT	MZC	DKT	MZC	DKT	MZC	DKT	MZC	DKT	
1	18.2	18.6	18.3	18.5	18.3	18.4	18.3	18.4	18.4	18.4	18.3
2	72.1	77.8	72.9	75.5	73.1	74.7	73.3	74.2	73.4	74.1	73.5
3	159.2	181.4	162.4	174.3	163.7	170.9	164.3	169.0	164.7	168.0	165.4
4	276.6	327.5	285.1	315.4	288.7	308.4	290.6	304.2	291.7	301.6	294.1
5	422.6	512.3	439.0	497.1	447	486.6	451.2	479.6	453.7	475.0	459.6
6	773.3	800.7	773.1	981.2	776.9	926.2	777.9	880.6	597.1	640.9	661.8

De las Tablas 2, 3 y 4 es posible apreciar que los valores de las frecuencias naturales de las placas calculadas con el elemento MZC y DKT son aproximaciones razonables del valor teórico otorgado por (30).

## Validación de la integración en el tiempo del registro de aceleraciones

Se ha analizado la respuesta de un oscilador de 1 grado de libertad por medio de la solución exacta y posteriormente, mediante la implementación del método numérico de Newmark (1959). El oscilador que se ha considerado posee las propiedades y valores mostrados en la Tabla 1.

La solución analítica de este oscilador está dada por la siguiente expresión:

$$g(t) = \frac{F(t)}{K} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega_0}{\omega}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi \frac{\omega_0}{\omega}\right)^2}} \text{sen}(\omega_0 t), \quad (31)$$

donde  $\omega_0$  es la frecuencia de la fuerza externa. Cabe destacar que esta expresión corresponde a la respuesta de un oscilador de 1 grado de libertad sometido a una carga sinusoidal monótonica, la cual no se puede extender

a un registro aleatorio como lo es un registro sísmico. Finalmente, en la Figura 8 se muestra la comparación de ambas respuestas, en donde se aprecia que el resultado numérico es prácticamente igual a la solución exacta.

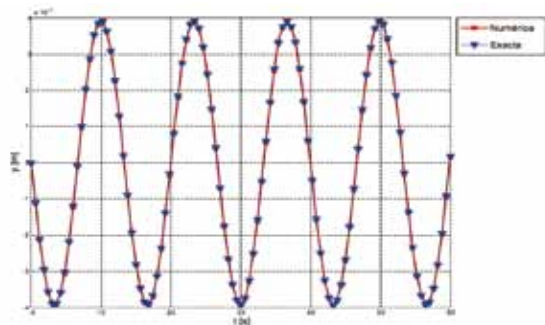


Figura 8: Respuesta otorgada por la solución exacta y numérica

### Análisis comparativo

El análisis comparativo consiste en la obtención de las tensiones  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\tau_{xy}$ , producto de la aplicación de fuerzas estáticas y sísmicas sobre 2 losas distintas. En el caso sísmico, la carga sobre la losa corresponde al registro de aceleraciones verticales del terremoto del 27/02/2010 (Colegio Concepción, San Pedro de la Paz) y para el caso estático es la carga que especifica la norma chilena NCh 1537Of.86, la cual en su tabla 3, especifica que la sobrecarga de uso uniformemente distribuida para pisos es de 2 kPa.

Para la comparación de ambos casos en el análisis sísmico de la losa, se ha considerado el punto 5.5.1 de la norma NCh 433Of96, la cual establece que para el cálculo de masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no podrá ser inferior a 25 % en construcciones destinadas a la habitación o al uso público. La Tabla 6 resume las características del material y condiciones de apoyo de la losa. Los valores adoptados permanecen constantes durante el análisis. Cabe destacar que se consideró en el análisis el módulo de elasticidad estático del hormigón. Las características geométricas de las losas que se han analizado se muestran en las Figuras 9 y 10. La Tabla 7 entrega las cargas estáticas uniformemente repartida sobre la losa, sobrecarga, peso propio y carga total.

La carga sísmica sobre la losa corresponde al registro de aceleraciones verticales del terremoto del 27 de febrero del 2010 mostrado en la Figura 11.

Tabla 6: Valores de las propiedades de la losa

Material	Hormigón armado (H-30)
Condiciones de Borde	empotrada en todos sus bordes
Espesor [m]	0,14
$E [\frac{N}{m^2}]$	$2,302581 \times 10^{10}$
$\nu$	0,2
$\rho$ Hormigón armado [ $\frac{kg}{m^3}$ ]	2500

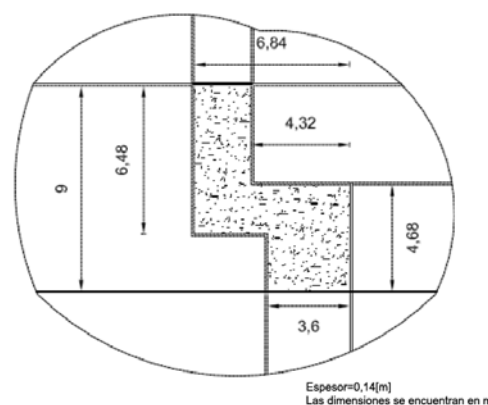


Figura 9: Vista en planta de la losa N°1

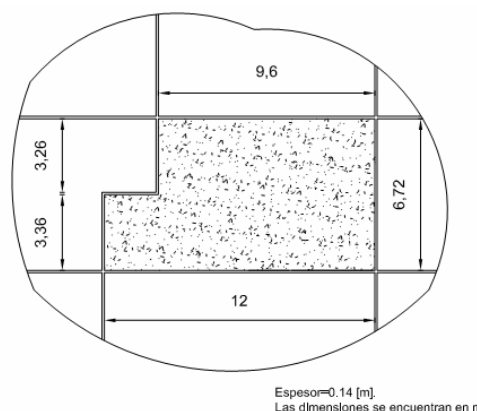


Figura 10: Vista en planta de la losa N°2

Tabla 7: Cargas estáticas utilizadas en el análisis.

Sobrecarga de uso	$2000 [\frac{N}{m^2}]$
Peso propio losa	$3433,5 [\frac{N}{m^2}]$
Carga Total sobre losa	$5433,5 [\frac{N}{m^2}]$

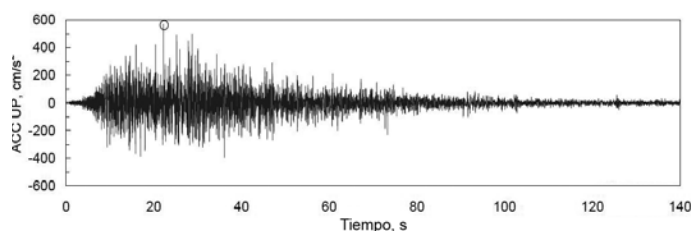


Figura 11: Registro de aceleraciones verticales del terremoto 27/02/2010 (Colegio Concepción, San Pedro de la Paz)



Se debe tener en cuenta que en este trabajo, la masa de la losa corresponde a su masa como tal más un 100 % de la sobrecarga de uso (según NCh433Of96), la cual es de 2 kPa. En este caso se ha utilizado el 100 % del valor de la sobrecarga debido a que es el caso más desfavorable.

Las Figuras 12, 13 y 14 muestran las distribuciones de tensiones a partir del elemento MZC y DKT para la losa 1 bajo carga estática.

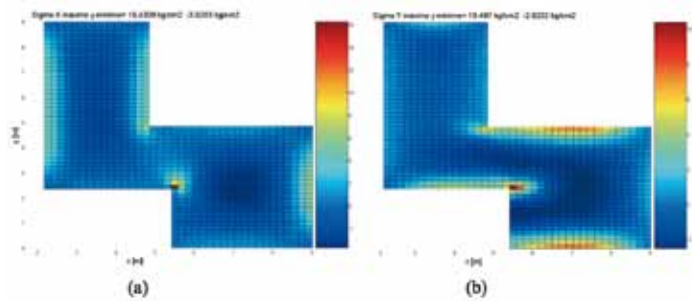


Figura 12: Distribuciones de tensiones en la losa 1 discretizada con elementos rectangulares, a)  $\sigma_x$  y b)  $\sigma_y$

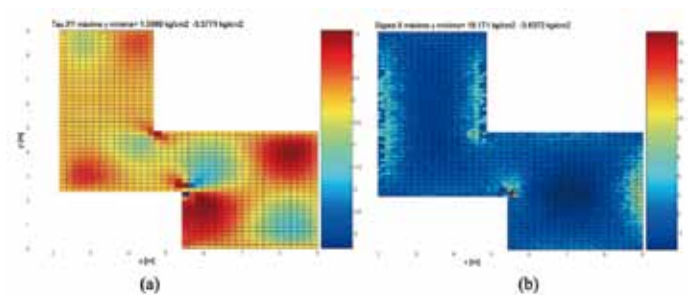


Figura 13: Distribuciones de tensiones, a)  $\tau_{xy}$  en la losa 1 discretizada con elementos rectangulares y b)  $\sigma_x$  en la losa 1 discretizada con elementos triangulares

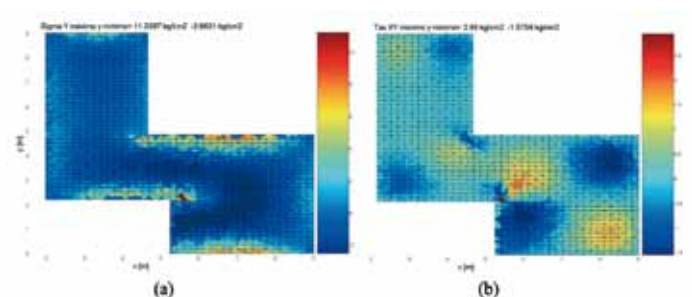


Figura 14: Distribuciones de tensiones en la losa 1 discretizada con elementos triangulares, a)  $\sigma_y$  y b)  $\tau_{xy}$

Las Figuras 15, 16 y 17 muestran las envolventes de tensiones a partir del elemento MZC y DKT para la losa 1 bajo carga sísmica. Notar que la escala en la dimensión horizontal  $x$  ha sido reducida y que se han separado las tensiones positivas y negativas.

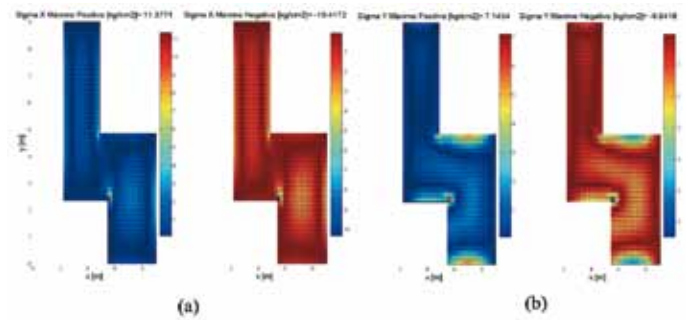


Figura 15: Envolventes de tensiones en la losa 1 discretizada con elementos rectangulares, a)  $\sigma_x$  y b)  $\sigma_y$

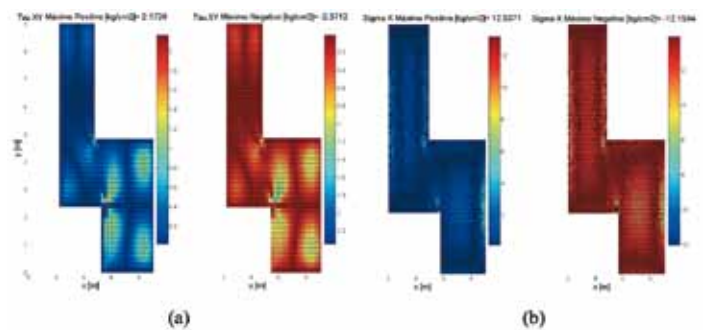


Figura 16: Envolventes de tensiones a)  $\tau_{xy}$  en la losa 1 discretizada con elementos rectangulares y b)  $\sigma_x$  en la losa 1 discretizada con elementos triangulares

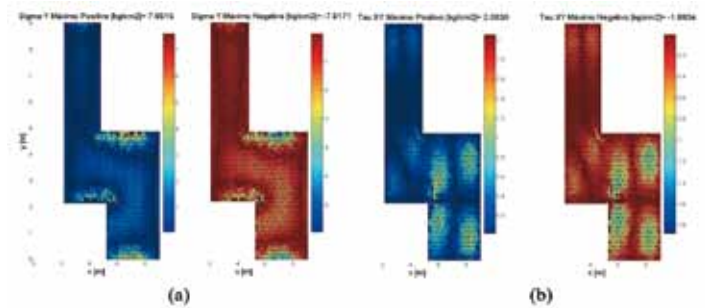


Figura 17: Envolventes de tensiones en la losa 1 discretizada con elementos triangulares, a)  $\sigma_y$  y b)  $\tau_{xy}$

Las tensiones máximas positivas sobre la losa 1 para el caso estático son mayores a las del caso sísmico. Sin embargo, se producen tensiones máximas negativas que son mayores a las del caso estático ( $-\sigma_x$ ,  $-\sigma_y$ ,  $-\tau_{xy}$ ).

Las Figuras 18, 19 y 20 muestran las distribuciones de tensiones a partir del elemento MZC y DKT para la losa 2 bajo carga estática.

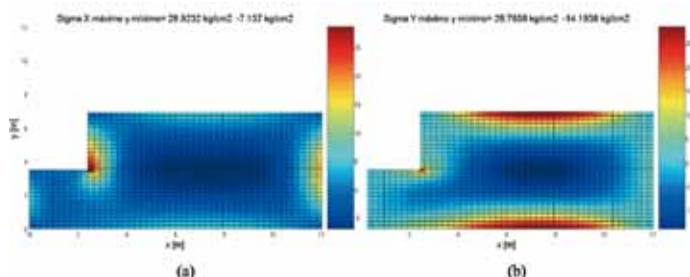


Figura 18: Distribuciones de tensiones en la losa 2 discretizada con elementos rectangulares, a)  $\sigma_x$  y b)  $\sigma_y$

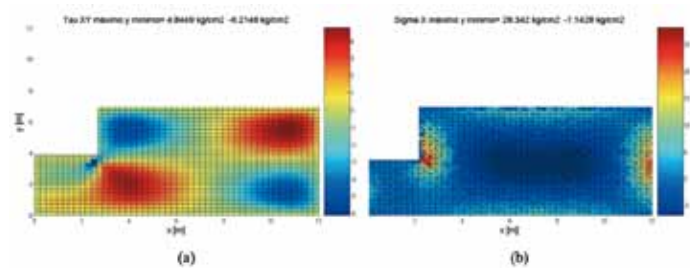


Figura 19: Distribuciones de tensiones, a)  $\tau_{xy}$  en la losa 2 discretizada con elementos rectangulares y b)  $\sigma_x$  en la losa 2 discretizada con elementos triangulares

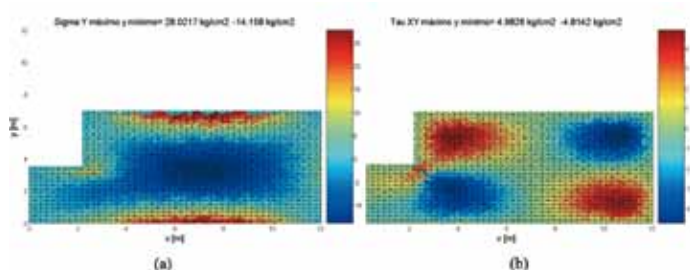


Figura 20: Distribuciones de tensiones en la losa 2 discretizada con elementos triangulares, a)  $\sigma_y$  y b)  $\tau_{xy}$

Las Figuras 21, 22 y 23 muestran las envolventes de tensiones a partir del elemento MZC y DKT para la losa 2 bajo carga sísmica. Notar que nuevamente se ha cambiado la escala y se han incluido las tensiones negativas.

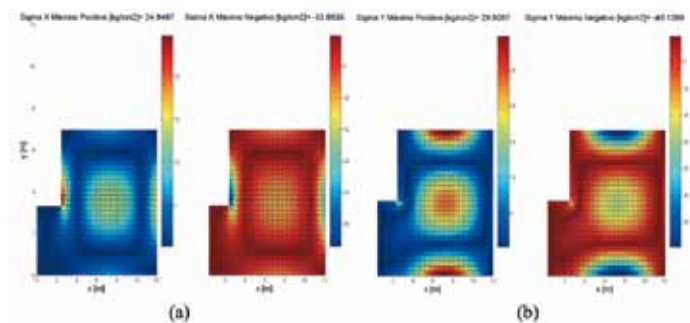


Figura 21: Envolventes de tensiones en la losa 2 discretizada con elementos rectangulares, a)  $\sigma_x$  y b)  $\sigma_y$

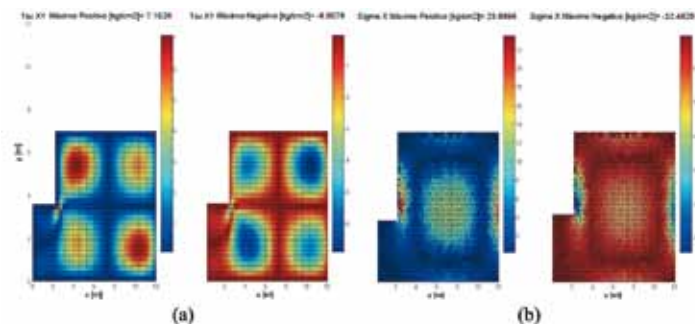


Figura 22: Envolventes de tensiones, a)  $\tau_{xy}$  en la losa 2 discretizada con elementos rectangulares y b)  $\sigma_x$  en la losa 2 discretizada con elementos triangulares

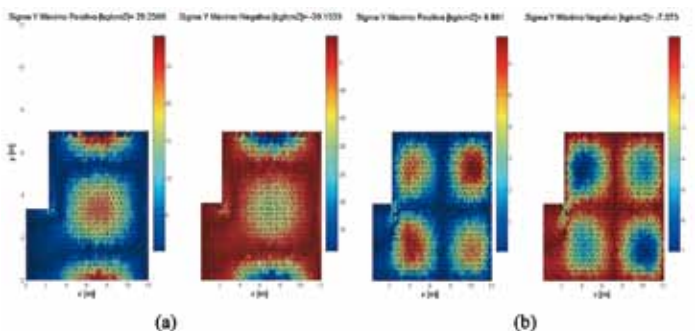


Figura 23: Envolventes de tensiones sobre la losa 2 discretizada con elementos triangulares, a)  $\sigma_y$  y b)  $\tau_{xy}$

En este caso tanto las tensiones máximas positivas como negativas que produce la aplicación del registro vertical del terremoto son siempre mayores a las que produce la aplicación de una carga estática vertical. Excepto en el caso de  $\sigma_x$  positivo con elementos triangulares.

Los resultados con tensiones negativas de -4 MPa podrían explicar las grietas y desprendimientos de hormigón especialmente en las uniones de las losas con los muros o vigas tal como se mostró en la Figura 1.

Los periodos y frecuencias fundamentales calculados para la losa 1 y 2 son 0.031 s (198.9 rad/s) y 0.104 s (60.4 rad/s) respectivamente. De esta manera el periodo fundamental de la losa 2 conlleva a aceleraciones espectrales mayores que la losa 1. Esto es porque la losa 2 es más flexible, ya que posee un periodo fundamental mayor. Por lo tanto, este aumento en la aceleración espectral se debe a que este terremoto en particular (en ese rango de periodos la aceleración espectral es ascendente), afecta mayormente a la losa 2 que a la losa 1. Esto explica que las tensiones provocadas por el registro vertical de aceleraciones



aplicadas sobre la losa 2 superen a las que origina la carga estática aplicada sobre la misma losa, y para la losa 1 resulten menores.

## Conclusiones y recomendaciones

Se han utilizado las teorías de placas basadas en la elasticidad lineal y la del movimiento de estructuras de 1 GDL para caracterizar el comportamiento sísmico de una losa de hormigón armado. Para ello se ha implementado un programa computacional en código MATLAB, el cual permite obtener desplazamientos verticales y tensiones  $\pm\sigma_x$ ,  $\pm\sigma_y$  y  $\pm\tau_{xy}$ , producto de la aplicación de cargas estáticas y sísmicas. Se utilizaron los elementos finitos MZC y DKT, encontrándose no mayor diferencia en los resultados obtenidos al usar uno u otro elemento.

Las tensiones máximas en losas cuadradas y rectangulares empotradas surgen en los bordes de éstas, tanto para el caso estático como para el sísmico. La forma general de las distribuciones de tensiones en losas cuadradas y rectangulares son muy similares entre sí, tanto para el caso estático como para el sísmico. Por otro lado, las fibras de una losa que habitualmente se encuentran en compresión (o tracción) bajo carga estática vertical, cambian temporalmente a tracción y compresión (compresión y tracción) durante la aplicación del registro de aceleraciones vertical del terremoto.

Los registros que posean una componente de aceleración vertical importante, como el del 27/02/2010 (San Pedro de la Paz), pueden provocar tensiones superiores a las que provocan cargas estáticas, como por ejemplo las cargas de diseño de la norma NCh 1537Of.86. Es por ello que se debería considerar la componente vertical en los análisis sísmicos, ya que sismos con aceleraciones verticales mayores a la del terremoto del 27/02/2010 podrían, eventualmente, provocar tensiones superiores a las que se consideran en los análisis para el diseño, tal como ocurre en las losas analizadas en este trabajo. Se recomienda en futuras investigaciones incluir a los muros en el análisis de aceleración vertical para así evaluar el efecto de interacción losa muro.

## Referencias

- Barrientos, S. (2010). Terremoto de Cauquenes 27 de Febrero del 2010. Informe técnico actualizado 27 de Mayo del 2010. Servicio Sismológico, Universidad de Chile.
- Batoz, J.L., Bathe, K.J. and Ho, L. W. (1980). A study of three-node triangular plate bending elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **15**, 1771-1812
- Betanzo, R. (2010). Daños estructurales y lecciones del terremoto del 27/f en el Gran Concepción. *Obras y Proyectos* **8**, 59-75
- Boroschek, R., Soto, P. and León, R. (2010). Maule Region Earthquake. February 27, 2010,  $M_w = 8.8$ . Renadic report 10/08 Rev. 2. Universidad de Chile
- Chakraverty, S. (2009). *Vibration of plates*. Crc Press Taylor & Francis Group. USA
- IDIEM (2010). Informe Inspección Post Sismo del 27 de Febrero del 2010, Edificio Don Manuel. Informe ejecutivo N° 595408
- Luo, Z. and Hutton, S.G. (2002). Formulation of a three-node traveling triangular plate element subjected to gyroscopy and in-plane forces. *Computers & Structures* **80**, 1935-1944.
- Melosh, R.J. (1963). Basis for derivation of matrices for the direct stiffness method. *Journal of the American Institute of Aeronautics and Astronautic* AIAA 1, no. 7, 1631 – 1637
- NCh 433Of.96. Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización, Chile
- NCh 1537Of.86. Diseño estructural de edificios, cargas permanentes y sobrecargas de uso. Instituto Nacional de Normalización, Chile
- Newmark, N.M. (1959). A method of computation of structural dynamics. *Proceedings American Society of Civil Engineers* **85**, EM3, 67-94
- Novoa, N. (2001). *Análisis de cargas críticas en estructuras de cáscara delgada*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Concepción
- Oñate, E. (1992). *Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Primera Edición. España
- Paz, M. (1992). *Dinámica estructural, teoría y cálculo*. Editorial Reverté. Tercera edición, España
- Timoshenko, S. (1937). *Vibration problems in engineering*. Van Nostrand Company, Inc., USA
- Zienkiewicz, O. C. and Cheung, Y. K. (1967). *The finite element method in structural and continuum mechanics*. McGraw-Hill





UNIVERSIDAD CATOLICA  
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

## Magíster en **INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

PROGRAMA DE POSTGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA  
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN

**E**l programa de Magíster en Ingeniería Geotécnica MIG tiene como objetivo formar especialistas capaces de evaluar la aplicabilidad de soluciones existentes a los problemas de Ingeniería Geotécnica y de no ser éstas aplicables, desarrollar soluciones nuevas. Con ello el MIG viene a satisfacer la demanda existente en el sector público y privado de profesionales altamente calificados.

La modalidad del programa es académica, cubriendo un conjunto de cursos obligatorios y optativos más una tesis de investigación. La realización de la tesis requiere de la dedicación exclusiva del alumno(a) con el fin de que el resultado del trabajo de tesis constituya un aporte significativo al desarrollo de la Ingeniería Geotécnica en cualquiera de sus áreas.

El programa de MIG está pensado para Ingenieros Civiles y Geólogos con buen rendimiento académico y buen nivel de comprensión de lectura técnica en idioma inglés.

Se invita cordialmente a los interesados a postular. Para ello completar el formulario de postulación, enviar curriculum vitae de no más de tres hojas, dos referencias, certificado de notas y certificado de título **antes del 1 de Marzo** (primer semestre) y **antes del 1 de Julio** (segundo semestre) a:

Programa de Magíster en Ingeniería Geotécnica - Departamento de Ingeniería Civil  
Universidad Católica de la Santísima Concepción - Alonso de Ribera 2850 - Casilla  
297 Concepción - Chile.

Para mayores antecedentes visite nuestra página [www.civil.ucsc.cl](http://www.civil.ucsc.cl)  
Consultas al teléfono: 56 41 2735303 o al email: [mariellagarcia@ucsc.cl](mailto:mariellagarcia@ucsc.cl)



# Simulación numérica de la interconexión de corte de vigas mixtas de acero de alta resistencia y hormigón UHPC

Numerical simulation of the interconnection of high strength steel composite beams and UHPC concrete

Fecha de entrega: 27 de agosto 2011

Fecha de aceptación: 18 de noviembre 2011

Andrés Panés

ITASCA S.A., Dr. José Luis Aguilar 1178, Providencia, Santiago, Chile, andres.panes@itasca.cl (anteriormente en el Instituto de Estructuras de Hormigón de la Universidad RWTH-Aachen, Alemania)

*Este artículo presenta análisis numéricos de vigas mixtas de acero de alta resistencia y hormigón de ultra alto desempeño UHPC. Debido a la alta resistencia a la compresión del hormigón UHPC, son posibles estructuras muy esbeltas con elementos de hormigón delgados. Sin embargo, tensiones locales aumentan considerablemente en las uniones entre estos dos materiales debido a la mayor capacidad de carga. Para ello, han sido desarrollados conectores de corte continuos. Simulaciones numéricas son explicadas para estudiar vigas mixtas con conectores de corte (resortes). También se presentan detalles de los hormigones UHPC. Se modela una viga mixta con propiedades no lineales de los materiales. Ensayos de flexión de vigas son simulados con ABAQUS para calibrar el modelo numérico. Los resultados numéricos concuerdan relativamente bien con los resultados experimentales incluso después de iniciada la primera grieta. Además se implementó un modelo tridimensional con elementos de volumen para las partes de acero y hormigón y elementos de resorte no lineales para la conexión de corte. Los resultados de ensayos push-out fueron usados en el modelo no lineal de los elementos de resorte. La aplicación de cargas puntuales en el modelo debido a los resortes explican las tensiones máximas y debido a esto la pérdida de rigidez más temprana comparada con los ensayos de la viga. La carga última y la ocurrencia de deslizamiento fueron estimadas satisfactoriamente.*

*Palabras clave: vigas mixtas, UHPC, conectores de corte continuos, simulaciones numéricas ABAQUS 3D, leyes no lineales del hormigón*

*This article presents numerical analyses on composite beams made of high strength steel and Ultra High Performance Concrete (UHPC). Due to the high compressive strength of UHPC very slender structures with thin concrete elements are feasible. However, local stresses in the composite joints increase significantly due to the higher load capacity. For that, continuous shear connectors have been developed. Numerical simulations are explained to the study of composite beams related to the shear connection (springs). Details of UHPC are also presented. A composite beam with non-linear material properties was modelled. Beam-bending tests were simulated with ABAQUS to calibrate the numerical model. The numerical results agree relatively well with the test results, even after first crack initiation. In addition, a three dimensional model with volume elements for the steel and the concrete parts and non-linear spring elements for the shear connection were implemented. The results from performed push-out tests were used in the non-linear model of the springs elements. The punctual application of the forces in the model due to the springs were the reason for tension peaks and on this account there was an earlier loss of stiffness compared to the beam test result. The ultimate load and the occurring slip were satisfactorily calculated.*

*Keywords: composite beams, UHPC, continuous shear connectors, ABAQUS 3D numerical simulations, concrete non linear law*

## Introducción

Con el desarrollo de los métodos numéricos ha aumentado en la actualidad la tendencia de estudiar las estructuras mixtas mediante simulación virtual. En el presente trabajo se estudia el comportamiento de conectores combinando la

simulación numérica y la modelación física para calibrar y validar el modelo numérico. La determinación de las propiedades y respuesta estructural de los materiales a través de ensayos de modelos experimentales ha permitido la calibración de los modelos numéricos.



El primer objetivo de este trabajo es simular numéricamente la interconexión a corte de vigas mixtas de acero de alta resistencia y hormigón UHPC (Ultra High Performance Concrete) utilizando el programa computacional ABAQUS. ABAQUS/CAE es una herramienta multipropósito que se basa en el Método de Elementos Finitos MEF para resolver diversas aplicaciones en el campo de la ingeniería, incluidos problemas de tipo no lineales. Los tipos de interconexión utilizados fueron rígidos y flexibles (elementos de resorte). Otra posibilidad pueden ser elementos de interfaz que no forman parte de este trabajo.

El segundo objetivo es comparar los resultados de los cálculos numéricos obtenidos de las simulaciones con ABAQUS con los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos por Kaufmann (2010), con el fin de realizar una modelación numérica válida.

Este trabajo se encuentra inmerso dentro de un programa de investigación sobre hormigones de ultra alto rendimiento UHPC y aceros de alta resistencia que se lleva a cabo en el Instituto de Estructuras de Hormigón (IMB) de la Universidad RWTH-Aachen, Alemania.

## Estudio de vigas mixtas

Las vigas mixtas (*composite beams*) son elementos estructurales de alta resistencia a la compresión. Esto permite la construcción de estructuras más esbeltas con elementos más delgados. Sin embargo, se desarrollan altas tensiones locales en las conexiones debido a que estos elementos son capaces de soportar grandes cargas. Para ello se han diseñado conectores de corte continuos (Rauscher *et al.* 2011).

El trabajo de Aribert y Labib (1982) surge como un primer paso hacia la aplicación del MEF para el cálculo de vigas mixtas. Proporciona un método de cálculo eficaz para modelar el comportamiento estructural no lineal de vigas mixtas. Aribert y Labib (1982) describen en su trabajo un modelo llamado “bastón” el cual es hasta ahora el más sencillo y más eficiente modelo de elementos finitos para el cálculo de vigas mixtas (Figura 1).

En este modelo se idealiza la unión entre la losa y la viga de acero con un resorte con resistencia a flexión infinita, el

cual provee la transferencia de las fuerzas de corte.

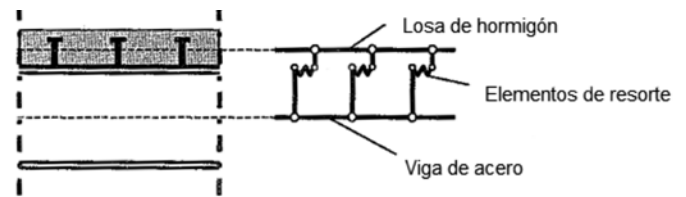


Figura 1: Esquema del modelo “bastón” (Aribert y Labib 1982)

La función de los elementos de resorte horizontales es unir la losa de hormigón y la viga de acero con el fin de poder considerar el desplazamiento relativo entre ellos. Se debe tener presente que es necesario determinar la curva característica de fuerza-deformación del resorte para poder simular la zona de carga, la cual se obtiene a partir de un ensayo *push-out*. El ensayo *push-out* realizado en vigas compuestas consiste en aplicar gradualmente una fuerza de tracción para separar el bloque de hormigón y la viga de acero por deslizamiento longitudinal. Por lo tanto a partir de ensayos *push-out* se pueden obtener gráficas de fuerza aplicada versus deslizamiento relativo entre el acero y el hormigón, los cuales resultan de mucha utilidad para implementar modelos numéricos (Figura 2).

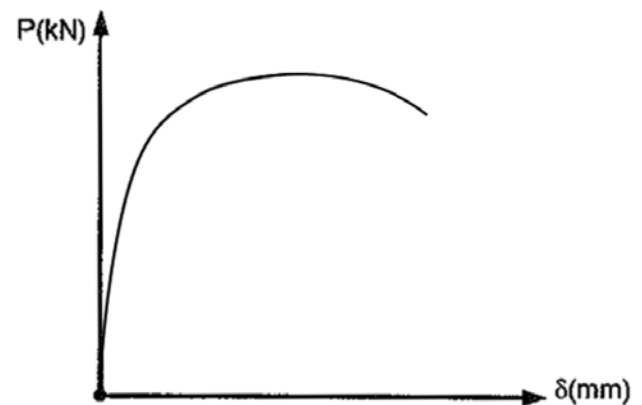


Figura 2: Curva característica de fuerza versus deslizamiento en el ensayo *push-out*

## Simulación de la interconexión

Las fuerzas de corte horizontales se transmiten a través de la conexión entre la viga de acero y losa de hormigón. Para esto es importante que la unión tenga la rigidez y resistencia adecuada, además de tener la ductilidad suficiente. De esta manera, la viga de acero y la losa de hormigón armado conectados entre sí, se comportarán como una viga mixta.



En consecuencia la modelación de vigas mixtas busca simular el efecto de corte longitudinal entre la viga de acero y la losa de hormigón.

Actualmente con la existencia de modelos de análisis basados en el MEF es posible reproducir comportamientos estructurales complejos. La utilización de dichos modelos permite realizar estudios preliminares previos a la realización de ensayos también complejos para analizar el problema a investigar y conocer los parámetros que van a gobernar dicho problema. Por ejemplo se pueden obtener de forma aproximada las cargas máximas, tensiones y deformaciones y así poder diseñar y preparar los ensayos más adecuados.

## Hormigón UHPC

El hormigón UHPC está basado en el principio de minimizar defectos como las microfisuras y los vacíos, logrando alcanzar un mayor porcentaje de la carga última potencial e incrementando sustancialmente la durabilidad. Este hormigón posee una baja relación agua/cemento, permitiendo tener una alta resistencia a la compresión. Al generar una mezcla mucho más densa a través de la eliminación de los agregados de mayor tamaño y la optimización de la masa granular, se obtiene una matriz con una alta resistencia a la compresión por encima de los 180 MPa. Si a esto se agrega la aplicación de un tratamiento de curado mediante calor, se obtiene una mejora de la microestructura del material e incremento de la resistencia a la compresión por sobre los 200 MPa.

La porosidad baja del UHPC, entre 1 y 2%, lo hace casi impermeable. Por ello tiene una gran capacidad impermeabilizante y también soporta la acción de productos químicos. Estos hormigones se consideran los hormigones del futuro, puesto que permiten diseñar secciones más esbeltas, edificios más altos, puentes más largos y estructuras más durables. Es uno de los últimos grandes avances del sector de la construcción, lo cual permite crear estructuras de grandes luces, espesores reducidos y elevadas alturas.

## Descripción y análisis de los ensayos

Para ensayar la viga se ha empleado la mitad de un perfil HEM 900 con un corte en forma de rompecabezas en la

parte superior del alma como se muestra en la Figura 3. La sección rompecabezas de la viga de acero fue incrustada en 90 cm de ancho y 10 cm de espesor de hormigón (ver Figuras 4 y 5).

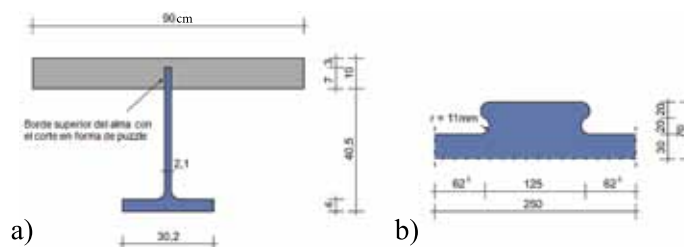


Figura 3: a) Sección transversal de la viga ensayada HEM900\_H4 y b) geometría del rompecabezas (Kaufmann 2010)

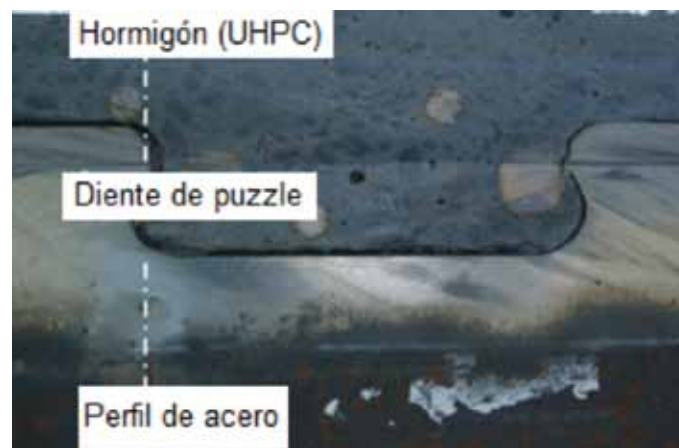


Figura 4: Unión entre el acero y el hormigón (Kaufmann 2010)

## Ensayo *push-out*

A partir de ensayos *push-out* se puede obtener la curva característica de fuerza aplicada versus deslizamiento relativo entre la losa de hormigón y la viga de acero. El ensayo *push-out* consiste en aplicar una carga axial sobre el perfil de acero hasta la falla de la viga mixta, de manera que exista transferencia de esfuerzos directamente a los conectores (ver Figura 6). Para reproducir y así poder comparar los resultados de los ensayos *push-out* se ha utilizado el procedimiento experimental según el EC4 (Eurocódigo 4).

## Resultado del ensayo *push-out*

La Figura 7 muestra la relación de fuerza-deslizamiento a partir del ensayo *push-out*. El ensayo presentó un rango lineal-elástico hasta aproximadamente los 400 kN por

conector (resorte). A continuación en su estado no lineal, la carga se incrementó hasta llegar a su carga máxima de 750 kN con un deslizamiento de 9 mm

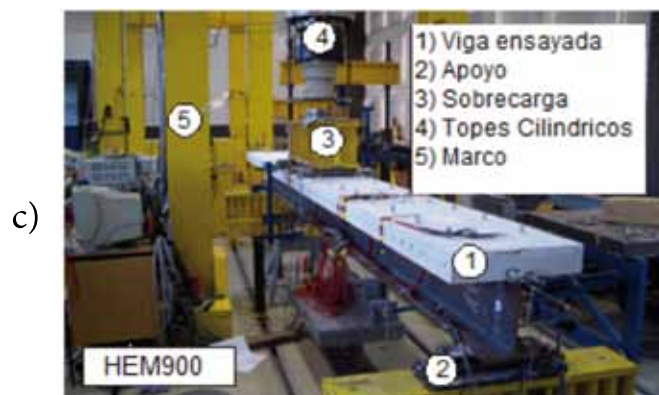
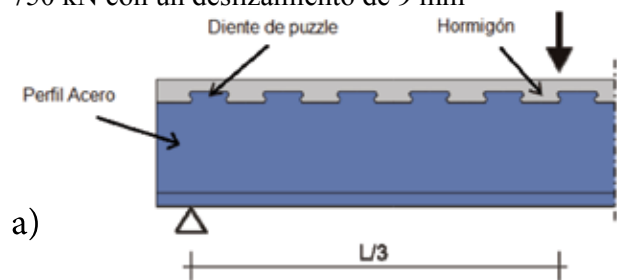


Figura 5: a) Idealización de la interconexión, b) perfil longitudinal de la viga de acero y c) viga a ensayar (Kaufmann 2010)

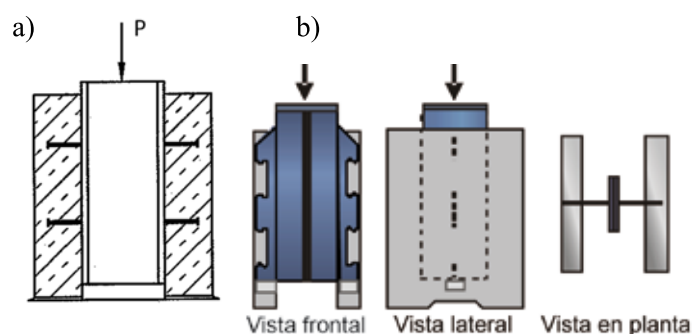


Figura 6: Ensayo *push-out* a) esquema EC4 y b) esquema de vistas de los ensayos de laboratorio

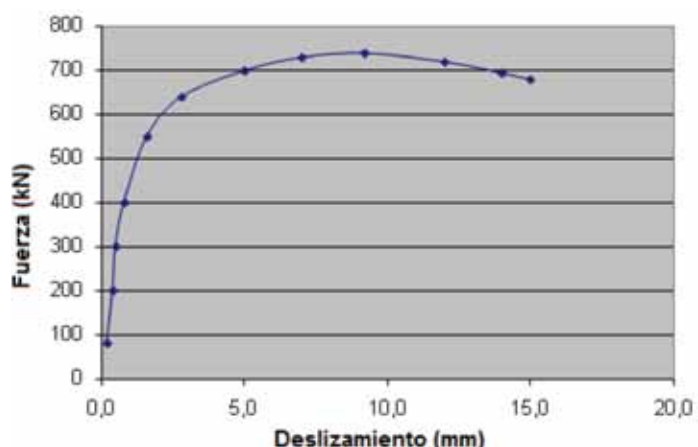


Figura 7: Curva característica del rompecabezas, ensayo *push-out* (Kaufmann 2010)

## Ensayo a flexión

Se realizó un ensayo a escala de la viga mixta a estudiar. La viga denominada HEM900, es la viga patrón o de referencia con la cual más adelante se compararán los resultados experimentales con los resultados de la simulación realizada mediante el programa ABAQUS (2009). El método utilizado fue el de “4 puntos”, el cual es requerido para medir el comportamiento de los materiales sometidos a cargas sobre una viga. Uno de los objetivos de este ensayo es determinar la curva momento-deflexión del prototipo. La viga mixta es soportada por dos apoyos como una viga simple y se aplica la carga en dos puntos. Los resultados se trazan en un diagrama esfuerzo-deformación y el esfuerzo máximo en el punto de ruptura es la resistencia a la flexión.

Cabe señalar que se realizaron 2 ensayos y los resultados fueron idénticos. Se realizó el ensayo a flexión de “4 puntos” en una viga de acero de longitud 6 m y la distancia de los apoyos al borde fue de 0,125 m. Los dos puntos de carga se distribuyeron en el centro de la viga a una distancia de 1,0 m entre ellos (Figura 8).

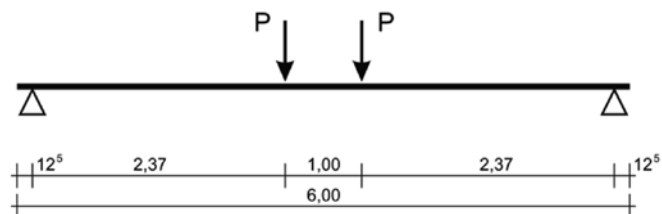


Figura 8: Sistema estático HEM900



Los ensayos se realizaron con la máquina de ensayo servo hidráulica HB 5000 de la empresa Zwick/Roel. La carga del aparato se distribuyó a través de un travesaño con puntos de carga, tal como se muestra en la Figura 9.

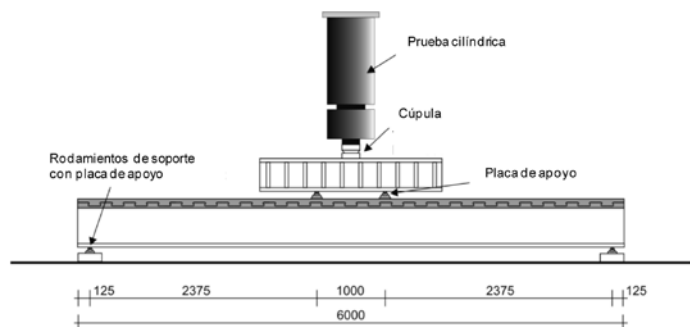


Figura 9: Montaje del ensayo a flexión de la viga HEM900

## Simulación con ABAQUS

Con el fin de tener una herramienta numérica capaz de predecir adecuadamente el comportamiento de la viga mixta HEM900, se analizó la viga ensayada experimentalmente con el programa computacional ABAQUS. Se realizó una representación 3D de la viga mixta y se analizó el comportamiento de la interconexión entre la losa de hormigón y la viga de acero para luego comparar los resultados de la simulación con los resultados obtenidos experimentalmente por Kaufmann (2010).

Por razones de simetría y tamaño del modelo, se decidió modelar sólo un cuarto de la viga (Figura 10). Esto se pudo realizar, ya que la geometría, las condiciones de borde y las cargas presentan una doble simetría respecto a la sección transversal y al plano vertical longitudinal de la viga.

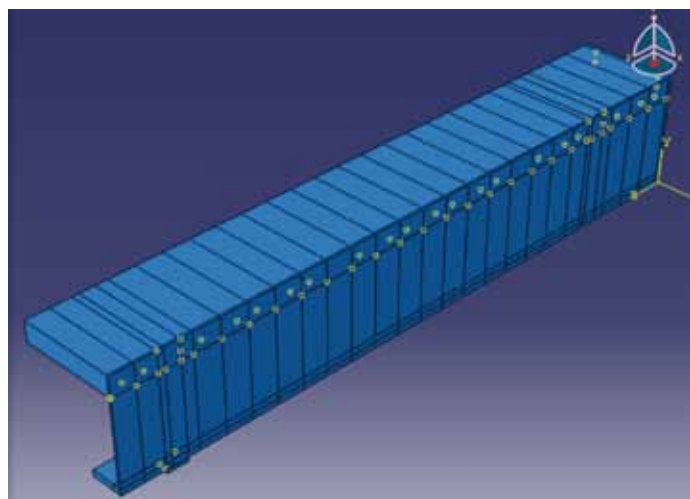


Figura 10: Un cuarto de la viga analizada

## Modelación de los materiales

Para modelar el comportamiento del acero se ha empleado un modelo elasto-plástico usando la teoría de falla de Von Mises. Esta teoría de rotura también se llama teoría de la energía cortante o teoría de Von Mises y se emplea sólo para definir el principio de la fluencia.

En la modelación de estructuras mixtas con el MEF, la mayor dificultad se encuentra en la caracterización del hormigón armado. Para esto se empleó un modelo de daño plástico, ya que tiene una mejor aproximación a la curva real de comportamiento determinada a partir de estudios experimentales (Lee y Fenves, 1998).

## Modelo de daño plástico del hormigón

El modelo de daño plástico del hormigón está basado en la suposición de daño isotrópico para aplicaciones en las cuales el hormigón está sujeto a condiciones de cargas arbitrarias, incluyendo cargas cíclicas. El modelo considera la degradación de la rigidez causada por la deformación plástica tanto en tensión como en compresión. Además permite representar el efecto de recuperación de rigidez frente a cargas cíclicas.

Los modelos de plasticidad y daño para el hormigón y materiales con características similares presentan las siguientes aplicaciones:

- Permite modelar el hormigón para todos los tipos de elementos estructurales: vigas, barras y sólidos.
- Usa los conceptos de elasticidad isotrópica en combinación con plasticidad isotrópica a tensión y compresión para representar el comportamiento elástico del hormigón.
- Puede ser usado en hormigón sin refuerzo como parte de un análisis primario para aplicaciones de estructuras con hormigón armado.
- Requiere la definición de la parte elástica del material.

Para la calibración del modelo de daño plástico se deben introducir las curvas de comportamiento para la compresión y la tracción del hormigón como puntos discretos ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), tomadas a partir de ensayos uniaxiales (ver Figura 11).

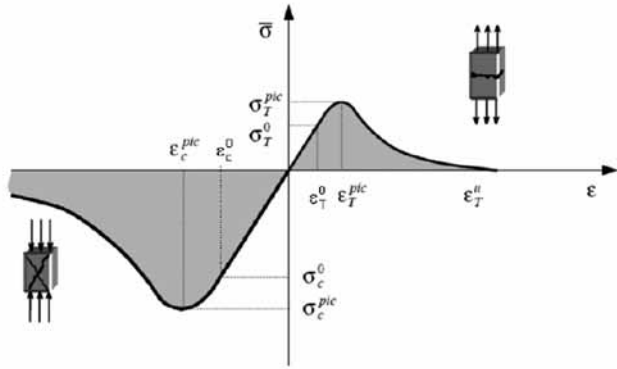


Figura 11: Comportamiento bajo compresión y tracción (ensayo uniaxial)

Con el fin de simular el comportamiento elástico del hormigón se debe especificar el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Para simular el daño plástico se deben introducir los resultados de la simulación del ensayo a flexión (4 puntos), los cuales son: *concrete compression hardening* y *concrete tension stiffening*. El primero describe el comportamiento no lineal del hormigón a compresión y el segundo define el comportamiento del hormigón en la zona de tensión.

## Resistencia a la flexo-tracción

Para obtener la resistencia a la flexo-tracción se realizó el ensayo de flexión de 4 puntos. Para el ensayo se necesita una probeta en forma de barra con sección rectangular o circular. La tensión σ se calcula a partir de los siguientes parámetros: momento flector M y módulo resistente de la sección transversal z, según la expresión:

$$\sigma = \frac{M}{z} \quad (1)$$

En este ensayo la tensión máxima o tensión a la fractura corresponde a la resistencia a la flexión o módulo de rotura. La medida de la resistencia a la flexión se puede obtener a partir de dos tipos de ensayos. El ensayo de tres puntos y el ensayo de cuatro puntos. En nuestro caso se utilizó este último (ver Figura 12).

Kaufmann (2010) ensayó una serie de seis muestras rectangulares y para cada una obtuvo una curva característica. Estas curvas experimentales se usaron para calibrar el modelo realizado en ABAQUS del material UHPC sometido a tracción. Para la calibración

se introdujeron los siguientes parámetros en el modelo: resistencia a compresión y a tracción, elasticidad y energía de falla. Para hacer la calibración del modelo del material UHPC es necesario modelar la curva flexotracción-deflexión. Para esto se varió el valor de la energía de rotura entre 1 a 10 N/mm y la resistencia a la tracción entre 7 a 12 N/mm<sup>2</sup>, dichos intervalos son característicos para el UHPC. Cabe mencionar que se realizaron varios ensayos numéricos antes de definir la curva final. Esta curva debe estar dentro del rango de las 6 curvas obtenidas de los ensayos de laboratorio por Kaufmann (2010).

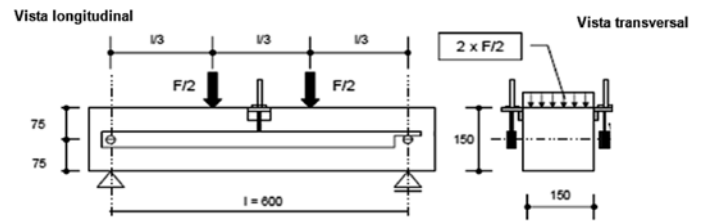


Figura 12: Ensayo de 4 puntos, dimensiones en mm

Finalmente, se eligió la curva con una energía de rotura de 2.8 N/mm y una resistencia a la tracción de 10 N/mm<sup>2</sup>, ya que esta curva comparada con los 6 ensayos experimentales (E1, E2,...E6) muestra una buena aproximación. Se puede apreciar que la curva simulada está contenida dentro de las curvas experimentales, por ende dichos parámetros (energía de rotura y resistencia a tracción) pueden ser utilizados. La Figura 13 muestra que el punto más alto de tensión, resistencia a flexo-tracción, es 20.53 N/mm<sup>2</sup> con una deflexión de 0.55 mm.

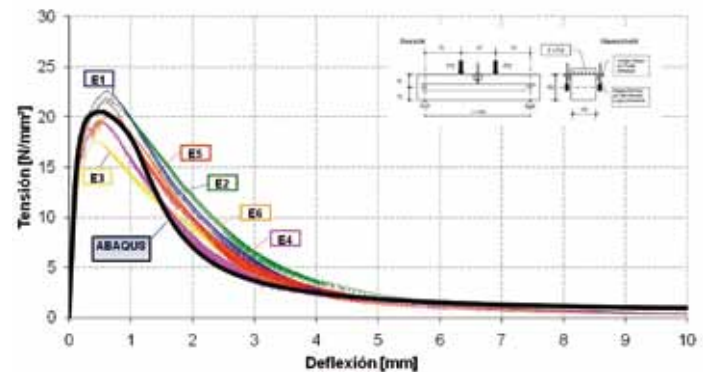


Figura 13: Tensión versus deflexión

La Figura 14 muestra las curvas de fuerza versus deflexión obtenidas del ensayo realizado en el laboratorio por Kaufmann (2010), junto a la curva de la simulación en ABAQUS.



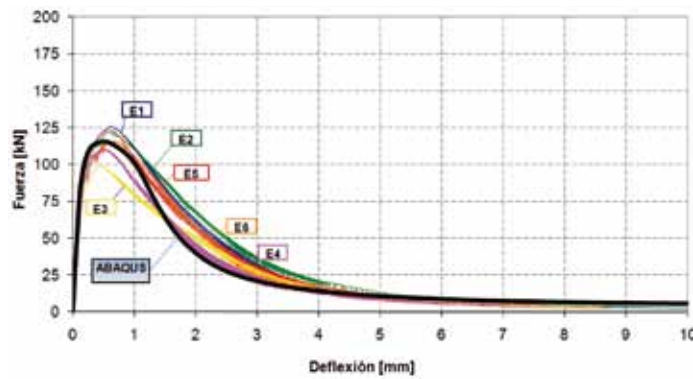


Figura 14: Fuerza versus deflexión

La Tabla 1 presenta los parámetros utilizados en la simulación. Los valores del ángulo de dilatación, excentricidad y coeficiente de balasto son parámetros característicos del hormigón UHPC y han sido utilizados en investigaciones numéricas con ABAQUS (Teworte, 2008).

Tabla 1: Parámetros del hormigón utilizados en la simulación

	Unidad	Valor
Módulo de elasticidad E	N/mm <sup>2</sup>	60000
Resistencia cúbica a la compresión $\phi'_c$	N/mm <sup>2</sup>	180
Resistencia a la tracción $\phi_t$	N/mm <sup>2</sup>	10
Energía de falla $G_f$	N/mm	2.80
Ángulo de dilatación $\psi$	°	35
Excentricidad e	-	0.1
Coefficiente de forma $K_c$	-	0.66

## Módulo “Interacción”

Se usa el módulo “Interacción” para definir el contacto entre dos regiones del modelo. El primer paso es crear las superficies que serán incluidas en las interacciones. No siempre es necesario crear las superficies con anticipación; si el modelo es simple o las superficies fáciles de seleccionar, se pueden indicar las superficies maestras (*master*) y esclavas (*slave*) directamente en la ventana cuando se crean las interacciones. Sin embargo, en este ejemplo, es más fácil definir las superficies separadamente y luego referirse a los nombres de esas superficies cuando se crean las interacciones.

La diferencia sustancial entre las dos superficies reside en que la superficie maestra puede penetrar en la esclava,

pero no a la inversa. Por lo que la definición de éstas es importante, ya que pueden aparecer problemas de convergencia, penetración de unas superficies en otras y por ende distorsión en los resultados. Para definir estas superficies de una forma correcta, se debe tener en cuenta la rigidez y el mallado de las partes que integran el modelo. La superficie maestra debe ser la de mayor rigidez y, en el caso de materiales idénticos, la de mallado más grueso.

Debido al fenómeno principal que se requiere reproducir, que es el deslizamiento relativo entre dos superficies, se opta por modelar la viga de acero como un sólido homogéneo. De esta forma se garantiza la posibilidad de mallar de forma idéntica la viga y la losa de hormigón en su superficie de contacto y hacer coincidir uno a uno los nodos *master* con los nodos *slave* de la superficie vecina. En el caso de las barras de armadura interactúan con la losa de hormigón por medio de la opción *embed element*. Esta técnica elimina los grados de libertad perpendiculares al eje del elemento empotrado (Figura 15).

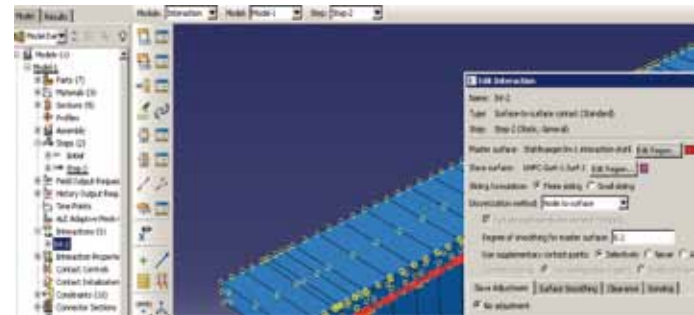


Figura 15: Interacción entre la viga de acero y la losa de hormigón UHPC

## Elementos de resorte

Con el fin de simular la interconexión al corte entre el hormigón y el acero se utilizaron elementos de resorte. La base del MEF es la representación de un cuerpo mediante subdivisiones llamadas elementos. Las deformaciones y las fuerzas externas se relacionan entre sí mediante la rigidez y las relaciones constitutivas del elemento. Trabajando en régimen elástico, las ecuaciones que definen el sistema pueden expresarse de forma matricial como:

$$[K] \{\delta\} = \{F\} \quad (2)$$

donde  $[K]$  es la matriz rigidez del sistema,  $\{\delta\}$  es el vector

de desplazamientos y  $\{F\}$  es el vector de fuerzas. Para modelar los elementos de resorte, se utilizaron elementos lineales en 1-D. Los tipos de elementos utilizados en 1-D a través de MEF son: resorte (utilizados en este trabajo), barras y vigas. En ABAQUS se utiliza la conexión axial para simular la unión entre 2 materiales por intermedio de resortes. En este comando se deben incorporar los datos obtenidos del ensayo *push-out* con el fin de describir el comportamiento del elemento tipo rompecabezas. En una conexión axial entre dos nodos el desplazamiento relativo ocurre a lo largo de la línea que separa a ambos nodos (Figura 16).

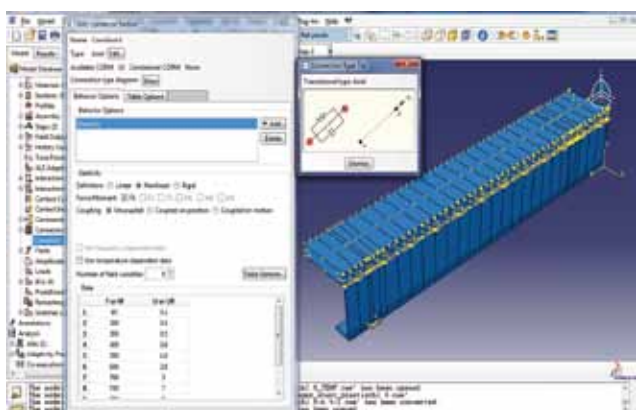


Figura 16: Conexión axial

## Conexiones de corte

En la transferencia de la fuerza cortante y el deslizamiento asociado de la conexión de corte, es importante distinguir entre conexiones rígidas y flexibles. En la Figura 17a se muestra una conexión del tipo rígida, lo que induce una combinación de viga de acero y losa de hormigón sin desplazamientos relativos. Por otra parte, en la Figura 17b se muestra una conexión flexible y se puede apreciar que sí existen desplazamientos relativos. Para todos los conectores de corte en la condición de carga se desarrolla un desplazamiento. A partir de los resultados de los ensayos *push-out* puede ser encontrada la capacidad de carga de los conectores a corte.

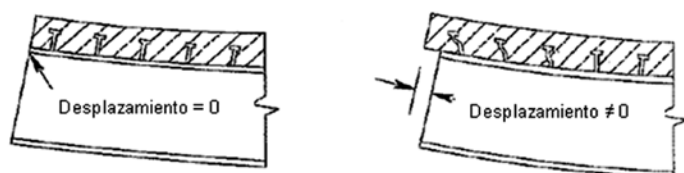


Figura 17: a) Conexión rígida y b) flexible

## Análisis de los resultados Interconexión flexible

La Figura 18 muestra las curvas momento-deflexión obtenidas con el programa ABAQUS con resorte y modelo plástico del material y su comparación con los resultados experimentales. La curva de la simulación está por debajo de la curva obtenida experimentalmente, pero logra predecir la falla con bastante aproximación. Se puede apreciar que hasta una deflexión cercana a los 13 mm, la simulación indica momentos casi idénticos a los obtenidos en el laboratorio. El porcentaje de error de la simulación numérica es de un 1,6% aproximadamente respecto al momento último  $M_u$  obtenido del ensayo de laboratorio. El rango lineal-elástico de la simulación muestra una buena aproximación a la viga mixta real.

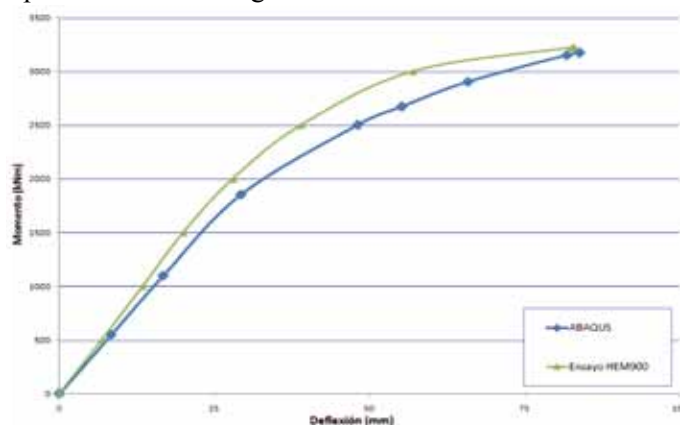


Figura 18: Comparación entre resultados numéricos y de laboratorio de deflexión en la mitad de la viga

Ambas curvas llegan a un punto de convergencia similar. Las diferencias de las curvas se pueden atribuir a la fricción entre el hormigón y el acero. Los resultados de la simulación predicen claramente la curva momento-deflexión obtenidas en el laboratorio, por ende es posible validar el modelo. La Figura 19 muestra la ubicación del *strain gauge* y la Figura 20 muestra las deflexiones obtenidas de la simulación.

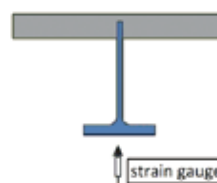


Figura 19: Ubicación del *strain gauge*



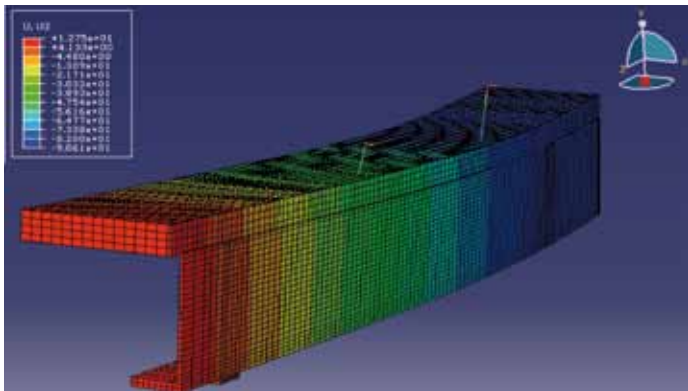


Figura 20: Deformada  $u$  en el eje vertical en mm

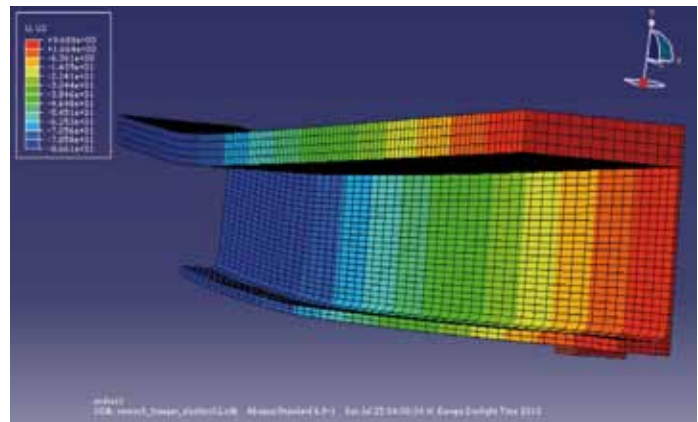


Figura 22: Deformada  $u$  en el eje vertical en mm

### Interconexión rígida

La Figura 21 muestra la curva momento-deflexión en el centro de la viga (mayor deflexión) y la Figura 22 muestra la deformada en el eje vertical. Se puede apreciar en la Figura 21 que los resultados no son similares. La diferencia entre el modelo computacional y el ensayo real es de 1000 kNm, lo cual representa un error del 25% aproximadamente. Por ende se puede concluir que modelar una viga mixta utilizando una unión rígida entre una losa de hormigón y una viga de acero no es una opción válida, ya que no predice el comportamiento del sistema adecuadamente.

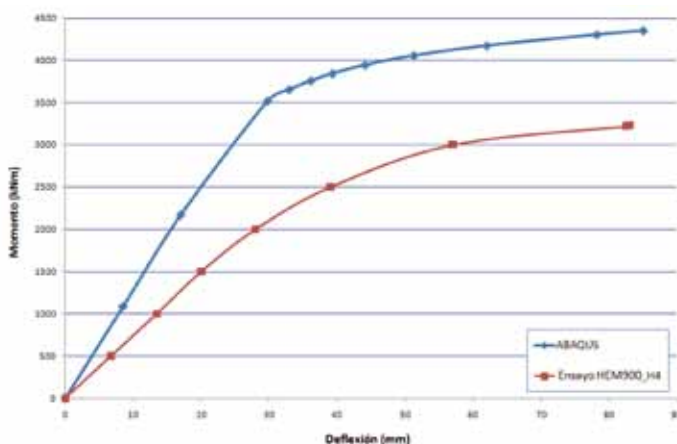


Figura 21: Curva momento - deflexión

### Conclusiones

En el presente trabajo se investiga la interconexión de corte de vigas compuestas de hormigón de ultra alto desempeño UHPC (Ultra High Performance Concrete) y acero de alta resistencia utilizando métodos numéricos. Se modeló con el programa computacional ABAQUS, el cual utiliza elementos finitos tridimensionales, a fin de estudiar la conexión de corte. Para la transferencia de fuerza de corte

entre la losa de hormigón y la viga de acero se desarrolló un nuevo tipo de unión, la barra de rompecabezas en forma de puzzle.

Para investigar las fuerzas de corte mediante métodos numéricos existen dos enfoques. Uno con una unión por medio de elementos de resorte no lineal y otro utilizando elementos de interfaz. En el marco de este trabajo se ha centrado en elementos de resorte no lineales.

En primer lugar, el comportamiento no lineal del hormigón UHPC tuvo que ser calibrado. Para ello, se simuló un ensayo a flexotracción para representar correctamente el daño del hormigón en la zona de tensión. Mediante la variación de la energía de rotura así como la resistencia a la tracción se pudo representar el ensayo satisfactoriamente. Lo mismo se hizo con el área de compresión de las pruebas de compresión. Una vez calibrado el modelo numérico se implementó para la sección de la estructura mixta. Esto sirvió para reducir la cantidad de ensayos experimentales a ejecutar, ya que con las simulaciones numéricas se pudo determinar los tipos de conectores más convenientes y así poder realizar menos ensayos experimentales.

Tomando en consideración la similitud entre los resultados numéricos y experimentales, con un porcentaje de error menor al 5% del  $M_u$ , se puede concluir que las hipótesis adoptadas en el modelo numérico son acertadas, lo que da la posibilidad que el fenómeno físico del problema pueda ser reproducido y, en particular, el deslizamiento longitudinal de la interconexión entre la viga de acero y la losa de hormigón. Se confirma la complementariedad

entre la simulación numérica y el uso de modelos físicos, pues por una parte los ensayos permiten calibrar y validar los modelos a partir de sus respuestas físicas y cuantitativas, mientras que la simulación permite visualizar fenómenos tensionales y deformaciones que no pueden ser cuantificados adecuadamente con los métodos experimentales.

## Agradecimientos

Se agradece al Servicio de Intercambio Académico Alemán DAAD y a la Universidad Católica de la Santísima Concepción por las becas que permitieron realizar esta investigación. Se agradece especialmente al Dipl.-Ing. Joerg Gallwoszus por el apoyo otorgado en esta investigación.

## Referencias

ABAQUS (2009). Online documentation, Version 6.9. Hibitt, Karlsson & Sorensen

Aribert, J.M. and Labib, A.G. (1982). Modèle de calcul élasto-plastique de poutres mixtes à connexion partielle. *Construction Métallique* 4: 3-52

Eurocode 4 (2004). Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau.

Kaufmann, M. (2010). Längsschubtragfähigkeit von Verbundträgern aus UHPC und hochfestem Stahl unter positiver Momentenbeanspruchung. Diplomarbeit RWTH- Aachen

Lee, J. and Fenves, G. L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics* 124(8), 892-900

Rauscher, S., Gallwoszus, J. and Hegger, J. (2011). Innovative shear connectors in UHPC - static loading. Proceedings of Eurosteel 2011 – 6<sup>th</sup> European Conference on Steel and Composite Structures, Budapest/Hungary, 483-488.

Teworte, F. (2008). Numerische Untersuchungen zur Abgrenzung zwischen starrer und biegeweicher Lagerung von Spannbeton-Fertigdecken. Diplomarbeit RWTH-Aachen





UNIVERSIDAD CATOLICA  
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

# Laboratorio de GeoMateriales

La asesoría que necesita para sus proyectos



Laboratorio de GeoMateriales UCSC



**El Laboratorio de GeoMateriales es parte de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de la Santísima Concepción**

**Ensayos de laboratorio y en terreno**

**Mecánica de suelo**

- Exploración
- Clasificación y propiedades índices
- Resistencia al corte, triaxial, corte directo, veleta
- Permeabilidad, compactación, consolidación

**Proyectos geotécnicos**

**Tecnología del hormigón**

- Control de calidad
- Extracción de testigos

**Inspección técnica**

**Investigación**

**Alonso de Ribera 2850 Campus San Andrés Concepción**

**Fonos: 56 41 2345566 - 56 41 2345047 - 56 41 2345303 - Fax: 56 41 2345300 [lgm@ucsc.cl](mailto:lgm@ucsc.cl)**

**EMIN**  
SISTEMAS  
GEOTÉCNICOS S.A.

## GEOPIER

CIMENTACION INTERMEDIA® PILAS DE GRAVA COMPACTADA



Tanque de Almacenamiento PR Pharmaceuticals. Canóvanas, Puerto Rico.



International Place Tower III Memphis, Tennessee



Victory Wind Farm, Carroll & Crawford Counties, Iowa



- ELEMENTOS RÍGIDOS DE ALTA RESISTENCIA
- CONTROL DE ASENTAMIENTOS

- CAPACIDAD DE CARGA SUPERIOR
- AHORRO EN COSTOS DE CIMENTACIÓN





# Daños estructurales en construcciones patrimoniales de la Iglesia Católica en la Arquidiócesis de Concepción producto del sismo del 27 de febrero 2010

Structural damages in the Catholic Church heritage constructions of the Concepción Archdiocese due to the earthquake of 27 February 2010

Fecha de entrega: 28 de julio 2011  
Fecha de aceptación: 17 de octubre 2011

## Guillermo Bustamante y Rafael Aránguiz

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Concepción, Chile, gbustamante@ucsc.cl, raranguiz@ucsc.cl

*El 27 de febrero del 2010 a las 3:34am (hora local), la zona centro-sur de Chile fue sacudida por un terremoto magnitud momento 8,8. A consecuencia de ello varias iglesias de la Arquidiócesis de Concepción sufrieron daños desde menores hasta algunas que tuvieron que ser demolidas o que simplemente colapsaron en el mismo instante del terremoto. Por lo anterior, las autoridades de la Universidad Católica de la Santísima Concepción pidieron se conformara una comisión para revisar estas iglesias y capillas. A través de un trabajo de ingenieros, arquitectos y constructores que constituyeron esta comisión, se logró tener una evaluación de estas construcciones. En esta evaluación se identificaron algunas fallas típicas propias de este tipo de construcción que evidenciaron que frente a movimientos telúricos de esta magnitud era claro que fallarían. Por eso este trabajo también trata de la identificación de estas fallas y entregar recomendaciones para que no se vuelvan a producir.*

*Palabras clave: terremotos fuertes, estructuras patrimoniales, daños, reparación*

*The 27<sup>th</sup> of February 2010 at 3.34am (local time), the Central-South part of Chile was shaken by an 8.8 earthquake moment magnitude. As a consequence, several churches of the Concepción Archdiocese suffered damages. Some of them had minor damages and others were demolished or simply collapsed during the earthquake event. As a result, the authorities of the Catholic University of Concepción asked for a commission to check these churches and chapels. Through the work of engineers, architects and constructors, members of the commission, it was possible to evaluate these buildings. In this evaluation, some typical failures expected for this type of buildings facing strong seismic movements, were identified. Therefore, this work also deals with identification and recommendations of repairing to avoid failures in future earthquakes.*

*Keywords: strong earthquakes, heritage structures, damage, repairing*

## Introducción

Este artículo presenta las inspecciones estructurales realizadas a varias construcciones como la Catedral de Concepción e iglesias y capillas pertenecientes al Arzobispado de Concepción. Este trabajo fue encomendado por las autoridades de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, el Rector Dr. Juan Cancino y el Gran Canciller Monseñor Ricardo Ezzati, a través de la Vicerrectoría de Asuntos Económicos y Administrativos. La duración de los trabajos fue de alrededor de 3 meses. Si bien se inspeccionaron 34 iglesias y otras estructuras, sólo se presentan análisis de las más importantes y simbólicas.

Se entregan algunos aspectos generales del sismo del 27/02/2010 y una comparación con otros eventos ocurridos en tiempos pasados. Además se presenta una descripción de las estructuras resistentes, los daños observados y se realiza un análisis de las causas de dichos daños. Esta información fue parte de los informes estructurales utilizados para su reparación. Las estructuras inspeccionadas corresponden a la Catedral de Concepción, El Sagrario y la Iglesia La Pompeya, todas ubicadas en el centro de Concepción. Además, se inspeccionó el Templo Parroquial Jesús Obrero, ubicado en el sector Schwager de Coronel y el Santuario de Yumbel. La Figura 1 muestra la ubicación

geográfica de las estructuras inspeccionadas de Yumbel y Schwager respecto a Concepción.



Figura 1: Mapa de ubicación de las estructuras inspeccionadas, se indican también otros puntos de referencia

A pesar de que se han publicado trabajos sobre los efectos del terremoto del 27 de febrero 2010, estos han sido principalmente sobre daños en edificios habitacionales y en estructuras industriales (GEER 2010, Betanzo, 2010). Es por ello que este trabajo aporta en la investigación de estructuras de iglesias, las cuales son en general más antiguas y por lo tanto ya han sufrido antes grandes terremotos.

### Aspectos generales del sismo

El sismo del 27 de febrero del año 2010, de magnitud momento 8.8, tuvo su epicentro en las costas de Cobquecura, región del Bío Bío. Para mayor información sobre este terremoto revisar Barrientos (2010) y Quezada *et al.* (2010). La Figura 2 muestra la localización del epicentro, el cual se ubicó a 100 km al norte de la ciudad de Concepción, lo que explica la gran intensidad del sismo en esta zona.

La intensidad de un sismo se mide mediante la escala de Mercalli. Esta escala posee 12 grados y mide la intensidad en un lugar específico. Por lo tanto refleja la sensación que perciben las personas de tal lugar de ese movimiento telúrico y del estado en que quedan las estructuras, luego de una evaluación estructural, en caso de intensidades mayores a VI. Para una descripción de los grados de

la escala de Mercalli modificada, ver por ejemplo Sauter (1989). De este modo, se pueden reportar varias intensidades para un mismo sismo, dependiendo del lugar donde se obtengan, las cuales van decreciendo a medida que la distancia desde la zona de ruptura aumenta. La Tabla 1 muestra las intensidades reportadas en distintas ciudades para el evento del 27 de febrero 2010. Se puede observar que el máximo valor alcanzado se reportó en Concepción, alcanzando un valor de IX. Otros registros de intensidades algo menores y más detallados han sido reportados por Astroza *et al.* (2010).



Figura 2: Ubicación del epicentro del sismo de 27 de febrero de 2010 (SSUChile, 2010)

Tabla 1: Intensidades del sismo de 27 de febrero 2010 en ciudades desde Coquimbo a Puerto Montt (ONEMI, 2010)

Ciudad	Intensidad
Coquimbo	III
Santiago	VIII
Rancagua	VIII
Talca	VIII
Concepción	IX
Temuco	VIII
Valdivia	VI
Puerto Montt	V





Según la descripción de la escala, con un sismo de intensidad IX se produce pánico general. “Las estructuras de albañilería mal proyectadas o mal construidas se destruyen. Las estructuras corrientes de albañilería bien construidas se dañan y a veces se derrumban totalmente. Las estructuras de albañilería bien proyectadas y bien construidas se dañan seriamente. Los cimientos se dañan. Las estructuras de madera son removidas de sus cimientos. Sufren daños considerables los depósitos de agua, gas, etc. Se quiebran las tuberías (cañerías) subterráneas. Aparecen grietas aún en suelos secos. En las regiones aluviales, pequeñas cantidades de lodo y arena son expelidas del suelo”.

Como una comparación, el sismo de Chillán de 1939 fue catalogado como intensidad X en la escala de Mercalli. Según reportes oficiales, el 50% de las construcciones existentes en Chillán colapsaron y unas 5.650 personas fallecieron, aun cuando la prensa contabilizó unos 30.000 (Villavicencio, 2010). Las construcciones de esa época eran principalmente de albañilería sin confinar, madera y adobe, lo que explica el alto porcentaje de estructuras destruidas. Por otro lado, el sismo del 21 de mayo de 1960 sigue siendo el más grande de la historia medido instrumentalmente. Alcanzó una magnitud momento 9.5 y una intensidad VIII en Concepción. Aun cuando la intensidad en Valdivia alcanzó los XI grados. En Concepción y Talcahuano se estimó en más de 10.500 las viviendas destruidas. El puente carretero sobre el río Bío Bío se destruyó en tres partes, especialmente en la zona aledaña a Concepción, donde se derrumbó un tramo de 45 m (Steinbrugge y Flores, 1963; Villavicencio, 2010).

Los dos sismos anteriormente mencionados, más el de 1985 ocurrido en Santiago y Valparaíso, son de gran importancia para el estudio de la ingeniería antisísmica. El sismo de Chillán de 1939 demostró la ineficacia de las albañilerías sin armar para resistir los esfuerzos sísmicos y las bondades de la albañilería confinada. Del mismo modo, el evento de 1960 señaló la considerable importancia que tiene la Mecánica de Suelos y su consideración en los proyectos de ingeniería. De este modo, La Ley de Ordenanza General de Construcciones y Urbanización, vigente desde 1931, fue modificada. Además, en 1972 entró en vigencia la primera Norma Chilena para el cálculo sísmico de

edificios NCh 433, la que fue modificada en el año 1996 tras la incorporación de información del terremoto de 1985 (Flores 1998). Por lo tanto, es muy probable que nuevas modificaciones sean implementadas en la norma NCh 433 cuando se analicen los datos obtenidos del sismo del 27 de febrero 2010. Sin embargo, la norma NCh 433 no es directamente aplicable al tipo de estructuración que tienen la mayoría de las iglesias.

## Inspecciones realizadas

### Iglesia La Pompeya

Esta iglesia está ubicada en la intersección de Lincoyán y San Martín en Concepción y consta de una estructura en base a muros de albañilería de 1 y 2 m de espesor aproximadamente con cerchas y pilares de madera y una techumbre de planchas metálicas (Figura 3). La fecha de construcción es de aproximadamente el año 1850, según antecedentes aportados por los sacerdotes de esta iglesia. Por lo tanto posterior al gran terremoto y tsunami ocurrido en Concepción en 1835. El año 1940 se hicieron trabajos de refuerzo de la estructura de la nave central en base a vigas de hormigón armado de una altura aproximada de 1 m que unieron los muros laterales en la parte central de la iglesia y el año 1960 se hicieron trabajos de refuerzo del frontón.



Figura 3: Detalle de la estructura de techumbre de iglesia La Pompeya

La estructura de la iglesia no presenta daños que hagan peligrar su estabilidad. Sólo presentó daños en la fachada lateral y una viga longitudinal. El desplome del antetecho por al lado de San Martín se debió a que la estructura de la

nave central lo golpeó durante el sismo. La reparación de la iglesia está en su término y como seguridad se eliminó definitivamente el frontis lateral y el daño de la viga longitudinal se reparó con el refuerzo de una viga metálica.

### Templo parroquial Jesús Obrero, Schwager, Coronel

La Iglesia parroquial Jesús Obrero es una obra patrimonial de gran valor construida a principios del siglo XX. La estructura está conformada por un doble muro de albañilería, confinada únicamente por cadenas de hormigón armado, pilares tipo contrafuertes (ver Figura 4 y 5) y una estructura de techumbre de artesonado en madera a la vista (ver Figura 6). La estructura sufrió daños en parte del muro posterior al altar, además, se desplomó parte de los muros y la techumbre de la actual sacristía, la que quedó fuertemente dañada (ver Figura 5). Se observó una grieta horizontal en todo el perímetro de la estructura en la unión de la cadena y los paños de albañilería. En la Figura 6 se observa que la estructura de madera de la techumbre se encuentra en buen estado, sin embargo se revisaron sus anclajes al muro.



Figura 4. Vista lateral de la estructura con contrafuertes



Figura 5: Vista posterior y sacristía parcialmente destruida



Figura 6: Vista interior de la estructura de techo y muro posterior parcialmente dañado.

En general, los daños sufridos por la estructura la dejan momentáneamente sin uso; sin embargo, por el gran valor patrimonial del templo, se recomienda reconstruir la parte dañada. Para ello se deberá registrar todos los daños de la estructura, teniendo especial cuidado en definir los detalles del tipo de daño y posibles alternativas de reparación, tanto en el interior como en el exterior. Será muy importante recopilar planos e imágenes del proyecto original para mantener las líneas arquitectónicas.

### Catedral de Concepción

La Catedral de Concepción está ubicada en la calle Caupolicán frente a la Plaza de la Independencia. Es una estructura de hormigón armado que comenzó a ser





construida en 1940, después del terremoto de 1939 que destruyó la anterior catedral reconocible por sus dos altas torres. Se inauguró oficialmente en 1960 y no sufrió mayores daños por el sismo del mismo año. Producto del sismo del 2010, la estructura se calificó como edificio con daño estructural sin compromiso de estabilidad global. En general se observó gran cantidad de grietas en muros susceptibles de ser reparadas devolviendo el monolitismo de la estructura.

Se observaron grietas mayores a 0.4 mm de ancho y profundidades cercanas a un 75% del espesor de muro. Todas estas grietas son factibles de ser reparadas devolviendo las capacidades estructurales originales. Se observaron diversas fallas recurrentes en los arcos de naves laterales. Es deseable y tal vez una exigencia técnica antes de reparar verificar la cuantía de acero de esos elementos, ya que debido a las grietas se observó armadura a la vista en varios elementos estructurales.

Las columnas no presentan fallas por aplastamiento o flexocompresión y se observaron sólo fisuras menores en la dirección horizontal. La Figura 7 muestra que en juntas de hormigonado entre pilares y arcos longitudinales se aprecian grietas atribuibles a fallas por adherencia entre estos elementos o por diferencias de rigidez entre ellos.



Figura 7: Daño estructural en unión de columnas

Las reparaciones se deben abordar desde un punto de vista de devolver la resistencia estructural perdida producto de las grietas. Estas grietas son factibles de ser

reparadas mediante la aplicación adecuada de productos epóxicos de alta resistencia que devuelven el monolitismo de la estructura recuperando así su capacidad original, fundamentalmente respecto a la resistencia y rigidez.

Para solucionar el daño estructural observado en vigas de arcos como se muestra en la Figura 8, se propone la recomposición del hormigón con mortero reforzado con fibras, cuyas características tixotrópicas le permiten ser usado de “sobrecabeza” y sin escurrir. Para las fallas en juntas de hormigonado se propone la aplicación de un producto epóxico inyectado. El desprendimiento de estuco deberá ser repuesto previa instalación de una malla metálica adecuada. Todas las fallas en elementos secundarios deberán ser reparadas aplicando los procedimientos y buenas prácticas de construcción (por ejemplo ver ICH 2011).



Figura 8: Vista de nave lateral con daños en vigas de arcos

### El Sagrario

La capilla El Sagrario fue construida en el año 1942. Su



estructuración es en base a marcos de hormigón armado que albergan muros de ladrillos. Esta iglesia sufrió daños en su frontis, principalmente por trabajo longitudinal de la estructura y daños menores en la parte lateral derecha a causa de la interacción con una estructura rígida aledaña.

Su reparación consistió en la generación de una membrana de hormigón capaz de tomar el esfuerzo producido por el desplazamiento longitudinal. Esto se logró generando una losa de cielo que amarró los 2 primeros marcos y el resto fueron reparaciones menores y típicas como inyección de productos epóxicos, morteros de reparación y colocación de dovelas.

El frontón superior de la fachada de la calle está desaplomado, como se observa en la Figura 9. Existen caídas de estucos y cornisas ornamentales de los muros perimetrales (Figura 10). En el frontón posterior (atrás del altar) existe mayor resquebrajamiento. Un pilar lateral está resquebrajado y es donde se produjo desprendimiento de estucos.



Figura 9: Vista exterior de El Sagrario mostrando daños en frontón

### Santuario de Yumbel

Este templo tiene una data de construcción del año 1856. El muro perimetral del templo es de un espesor superior a 1 m. Está constituido por adobe con albañilería de ladrillo con refuerzos de hormigón armado. En el interior, la estructura de techumbre de madera es sostenida por pilares de madera.



Figura 10: Vista interior con daños en esquina de muros

El campanario funcionó como elemento independiente, por lo que no presenta daños de consideración. Además, éste fue construido posterior al año 1939, pues el original fue destruido en el sismo de ese año. En general, los mayores daños se debieron al deterioro con los años de los materiales de la estructura, y al mal estado de conservación de los elementos de madera (Figura 11). El frontón de la fachada principal mostrado en la Figura 12, es una estructura en voladizo y se debe remover parcialmente para su posterior reparación, es decir, el friso triangular, respetando la altura de los muros perimetrales.

El muro posterior, (atrás del altar) se debe remover parcialmente desde la altura donde comienza el cañón de la nave central, para luego reparar restableciendo las condiciones iniciales.

En la Figura 13 el soporte de la viga izquierda de madera que llega al muro del altar, debe ser reparado y ajustado. La puerta lateral, por la que se accede al colegio, debe ser debidamente señalizada, como vía de escape, y contar



con un sistema de chapa antipánico, por lo que se debe reubicar la imagen existente actualmente en dicho sector. Se recomienda que el techo del púlpito sea afirmado, por el valor patrimonial que representa. Finalmente, en el segundo piso de la sacristía se deben cambiar los cielos que se muestran en la Figura 14.



Figura 11: Estructura de techumbre con daños en elementos de madera.



Figura 12: Frontón con daños en su parte superior.

## Conclusiones

El reporte de los daños descritos sólo abarca una pequeña parte de todo el trabajo realizado por la comisión de inspección post-terremoto. Todas las estructuras presentadas en este trabajo fueron construidas en la primera mitad o a mediados del siglo XIX y XX. En general están



Figura 13: Vista interior y el daño en muro posterior en la parte superior de la nave central.



Figura 14: Vista interior de la sacristía con daños en el cielo.

estructuradas en base a gruesos muros de albañilería sin confinar o en hormigón armado con barras sin resaltes. Sin embargo, han soportado al menos dos sismos de gran intensidad.

El patrón de daños se repite en las estructuras de albañilería, esto es, grietas verticales en uniones de muros y grietas horizontales en la base de frontones en voladizo producto del mal o inexistente confinamiento por elementos de hormigón armado. Las estructuras con elementos de hormigón armado, o confinados con cadenas fueron los que mejor comportamiento sísmico mostraron. Finalmente, es importante mencionar que en todos los casos presentados,

se recomendó reparar o reconstruir las estructuras dañadas debido al gran valor patrimonial y cultural.

Terremoto de Chillán y Valdivia, disponible en línea en <http://www.angelfire.com/nt/terremotoChillan/>

## Agradecimientos

Las inspecciones realizadas fueron financiadas por la Vicerrectoría de Asuntos Económicos y Administrativos de la Universidad Católica de la Santísima Concepción.

## Referencias

Astroza, M., Cabezas, F., Moroni, M., Massone, L., Ruiz, S., Parra, E., Cordero, F. y Mottadelli, A. (2010). Intensidades sísmicas en el área de daños del terremoto del 27 de febrero de 2010. Informe del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, Santiago

Barrientos, S. (2010). Terremoto Cauquenes 27 febrero 2010. Informe técnico 27 Mayo 2010. Servicio Sismológico de la Universidad de Chile, <http://ssn.dgf.uchile.cl/>

Betanzo, R. (2010). Daños estructurales y lecciones del terremoto del 27/f en el Gran Concepción. *Obras y Proyectos* 8, 59- 75

Flores, R. (1998). Ingeniería Sísmica en Chile. *Revista Chilena de Ingeniería* 111, N°3, 75-106

GEER Association (2010). Section 5, Site effects and damage patterns. [www.geerassociation.org](http://www.geerassociation.org)

ICH (2011). Manual de técnicas de reparación y reforzamiento. Instituto del Cemento y el Hormigón de Chile ICH

ONEMI (2010). [www.onemi.cl](http://www.onemi.cl)

Quezada, J., Jaque, E. Belmonte, A., Fernández, A., Vásquez, D. y Martínez, C. (2010). Cambios geomorfológicos ocasionados por el evento sísmico del 27 de febrero 2010 en el centro-sur de Chile. *Obras y Proyectos* 8, 4-11

Sauter, F. (1989). *Fundamentos de Ingeniería Sísmica. Introducción a la Sismología*. Editorial tecnológica de Costa Rica

SSUChile Servicio Sismológico de la Universidad de Chile (2010). [www.sismologia.cl](http://www.sismologia.cl)

Steinbrugge, K.V. and Flores, R. (1963). The Chilean earthquake of May, 1960: a structural engineering viewpoint. *Bulletin of the Seismological Society of America* 53(2), 225-307

Villavicencio, A. (2010). Terremotos y otros desastres naturales:



# EMPRO Ltda.

Ensayos de Materiales y Prospecciones Limitada

**Suelos - Hormigones - Asfaltos**

**25 años**

al servicio de la región y el país

**Ingeniería**  
**Mecánica de Suelos**  
**Fundaciones**  
**Taludes**  
**Mejoramiento de Terreno**

**Prospección de Suelos**  
**Sondajes Marítimos**  
**Sondajes Terrestres**  
**Calicatas**

**Control de Obras Civiles**  
**Densidad In Situ**  
**Hormigones**  
**Asfaltos**

**Laboratorio Acreditado**  
**bajo NCh-ISO 17025 y**  
**registro vigente MINVU**



# An overview on field and experimental evidences concerning seismic liquefaction induced settlement of buildings with shallow foundations

Revisión de las evidencias de terreno y experimentales de asentamientos de edificios con fundaciones superficiales inducidos por licuación sísmica

Fecha de entrega: 8 de septiembre 2011

Fecha de aceptación: 4 de noviembre 2011

## Daniele Bertalot

Civil Engineering Department, University of Dundee, Nethergate, Dundee DD1 4HN, United Kingdom, d.bertalot@dundee.ac.uk

*During earthquakes, loose saturated granular soils can experience a sharp rise in excess pore pressures and consequent strength loss as their structure attempts to compact, a phenomenon known as liquefaction. During and following liquefaction, soil pore fluid redistributes, causing the settlement of overlying structures. This paper describes and explains important field and experimental observations on the behaviour of buildings with shallow foundations on liquefied soil. Liquefaction failure is responsible for large economic losses, and is therefore a very current topic in geotechnical engineering research. This has been recently shown by the widespread building damages due to liquefaction of the foundation soil observed during earthquakes in Chile and New Zealand, such as the Maule earthquake in 2010, the Darfield earthquake in 2010 and the two earthquakes that hit the city of Christchurch in February and June 2011.*

*Keywords: earthquakes, liquefaction, settlement, field and experimental data, centrifuge testing*

*Durante los terremotos, suelos granulares saturados y sueltos pueden sufrir un aumento pronunciado del exceso de presiones de poro y consecuentemente una pérdida de resistencia cuando la estructura del suelo trata de compactarse. Este fenómeno es conocido como licuación. Durante y después de ocurrida la licuación, el fluido en los poros del suelo se redistribuye, causando el asentamiento de estructuras sobre yacientes. Este artículo describe y explica importantes observaciones de terreno y experimentales relacionadas con el comportamiento de edificios con fundaciones superficiales sobre suelo licuado. Falla por licuación es la causa de grandes pérdidas económicas y es por lo tanto un área de investigación de mucho interés actualmente en Ingeniería Geotécnica. Esto ha sido evidenciado recientemente por el extenso daño en edificaciones debido a licuación del suelo de fundación observado durante los terremotos de Chile y Nueva Zelanda, tales como el terremoto de Maule el 2010, el terremoto de Darfield el 2010 y los dos terremotos que golpearon la ciudad de Christchurch en febrero y junio del 2011.*

*Palabras clave: terremotos, licuación, asentamiento, datos de terreno y experimentales, ensayos de centrifugas*

## Seismic liquefaction

Earthquake induced liquefaction has been associated with several types of ground failures and structural damages observed during major earthquakes. While cases of sand liquefaction have been reported in technical literature since the 16<sup>th</sup> century, the phenomenon was brought to the attention of the scientific community by the widespread failures that occurred during 1964 earthquakes in Japan

and Alaska (Seed and Lee, 1966). Through the last 50 years, earthquake induced liquefaction has proven to be a major source of economic losses, often resulting in both structural damages to buildings and infrastructures and ground failures. Soil liquefaction takes place, mainly as a consequence of earthquake loading (other causes may be strong machinery-induced vibrations and blast propagation), in saturated sandy deposits. The damaging





nature of the phenomenon is increased by the fact that areas geologically susceptible to liquefaction, like river floodplains and shorelines, are often highly anthropized. Another category of soils strongly susceptible to liquefaction are man made earth-fills, which often host key facilities (*e.g.* port docks, artificial islands, earth dams). Seismic soil liquefaction can result in different typologies of ground failure, comprising of foundation bearing failure, lateral spreading, slope flow failures, sand boils and uplift of buried structures.

Shallow foundation bearing failure can occur as a consequence of the foundation soil's liquefaction, since the shear strength of liquefied soil degrades to values close to zero. In these conditions the foundation induced stresses can not be sustained and the soil fails resulting in building tilting and settlement (Figure 1a). In presence of liquefiable sloping deposits such shear strength loss may trigger flow failures. Lateral spreading has been observed in several situations involving mildly sloping ground, which often results in failure of retaining and superficial structures. A particular feature of lateral spreading is the appearance of cracks oriented perpendicularly to the direction of movement in the superficial crust of cohesive soil or pavement (Figure 1b).

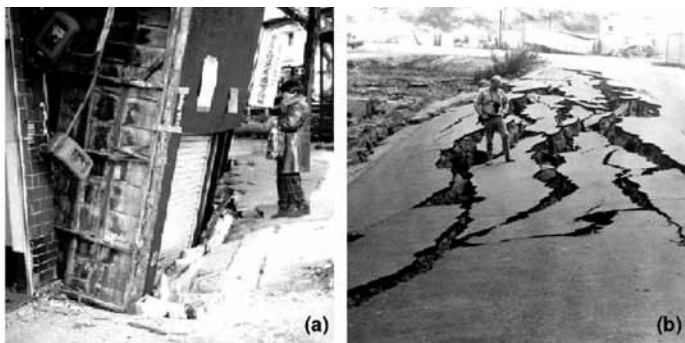


Figure 1: (a) Shallow foundation bearing failure, Kobe earthquake 1995 (EERI 1995) and (b) waterfront lateral spreading, Perú earthquake 1970 (USGS 2006)

Water erodes the soil on its way to the ground surface carrying with it some liquefied material, this results in a typical cone shaped deposit, known as a sandboil (Figure 2a). Another typical damage typology related to soil liquefaction is the buoyant weight increase of liquefied soils, this may result in the uplift of buried light structures such as tanks and utilities (Figure 2b).



Figure 2:a) Sand boil, Loma Prieta earthquake 1979 (USGS 2006) and b) manhole uplift Niigata ken-Chuetsu earthquake 2004 (GEER 2004)

Post-liquefaction calculation methods have been proposed to assess the ground settlement without structures on it, *i.e.* on the free field (Tokimatsu and Seed, 1987; Ishihara and Yoshimine, 1992). However, the problem of liquefaction induced settlement of buildings with shallow foundations does not have a calculation procedure. Furthermore, the mechanics of this type of settlement is far from being well understood yet and its magnitude in case of an earthquake event is therefore difficult to estimate. Empirical charts based on the depth of liquefiable soil and building characteristics are currently available to estimate roughly the settlement of shallow foundations on liquefied soil. However, both field evidences and experimental results suggest that the confinement induced by the presence of a building on its foundation soil acts toward a reduction of the soils' liquefaction susceptibility, and should therefore be accounted for when estimating the induced settlement.

## Behaviour of shallow foundations on liquefied ground

### Field data

The sinking and tilting of buildings with shallow foundations on liquefied ground during earthquakes is a major source of damage, as the structures which suffer it often become unserviceable. Despite the undoubted relevance of this phenomenon complete data on the liquefaction induced settlement of shallow foundations are scarce. Most of the data usually collected in liquefaction sites consists of settlement and building tilt measurements only. However, to improve the understanding of the settlement mechanism, it is very important to know the composition and stratigraphy of the soil profile. Borehole logging, SPT and CPT tests in the proximity of the





failed structure provide valuable information and allow an estimation of the liquefied soil thickness; however, because of the high cost of site investigation this is rarely the case. Moreover appropriate site investigations are often performed after the earthquake while in principle it would be ideal to have deeper site investigations prior to the occurrence of liquefaction of the ground.

Liquefaction damages were strongly brought to the attention of the scientific community following the 1964 Niigata earthquake, during which approximately 340 buildings were damaged as a consequence of foundation soil liquefaction. Yoshimi and Tokimatsu (1977) collected reliable data about the settlement of 35 reinforced concrete buildings in Niigata city, comprising of both building characteristics and soil conditions (Figure 3). In this study the thickness of the liquefied layer  $D_L$  was estimated by the authors using the simplified procedure of Seed and Idriss (1971) for a peak ground acceleration of 0.16g and relative densities estimated from the soil's standard penetration resistance SPT. The surveyed buildings ranged between 2 and 5 stories, some of them with basement; most of them had shallow foundations while the rest was founded on short piles whose length however did not influence in any case the whole liquefied layer. The presence of such piles and basements does not seem to affect the settlement behaviour of buildings.

A fairly well documented case of extensive liquefaction damages is represented by the Luzon earthquake of 1990. During this earthquake liquefaction of the ground was observed in a wide area of Dagupan city, resulting in settlement and tilting of buildings. Adachi *et al.* (1992) analyzed the effect of buildings' geometric features on their settlement and tilting; the authors found the suffered settlement to be inversely proportional to either building width  $B$  (measured as the smallest plan dimension) or building area. Figure 3 shows that a clear trend can be individuated in the analyzed data when plotting the average settlement  $S$  against the width of the building  $B$ , both normalized by the depth of the liquefied sand  $D_L$ , as first noticed by Yoshimi and Tokimatsu (1977). Acacio *et al.* (2001) also analyzed the Dagupan case following the 1990 Luzon event, they observed that in presence of a thick enough unliquefied surface layer, very small or no building

damages were observed; in particular no settlement was observed where this layer had a thickness over 3 m. Moreover, Tokimatsu *et al.* (1994) observed that in the most affected area the surface layer is constituted, to depths between 5 and 10 m, by sandy soils with SPT N-blows/foot lower than 30. On the contrary, the unaffected areas present a surface layer of clay or dense sand. In the specific case of Dagupan City large settlements and tiltings were found to be a direct consequence of shallow foundation bearing failure due to soil liquefaction, and were concentrated on the banks of active or recently abandoned rivers and man-made fills.

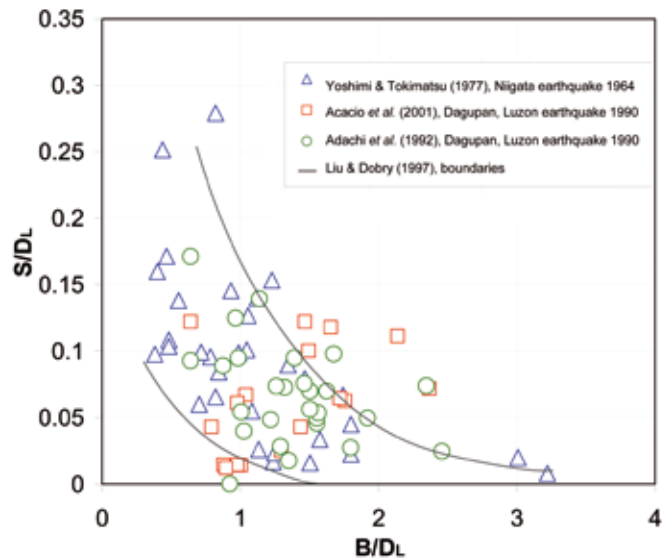


Figure 3: Normalized settlement  $S$  against normalized building width  $B$

Tokimatsu *et al.* (1994) also introduced a damage classification for the specific event, distinguishing in four categories of severity. It was observed that the damage severity to surface structures correlates fairly well with the estimated thickness of liquefied sand and with the shear wave velocity in the surface layer, damages being more severe where thicker liquefied layer characterized by lower values of shear wave velocity propagation were found. The tilting of buildings seems to be inversely proportional to building width and directly proportional to the amount of settlement. Field observations seem to stress the importance of the confining effect of adjacent structures in limiting building settlement. Buildings with similar characteristics founded on the same soil type were seen to settle less when surrounded by heavy structures than stand-alone buildings, corner buildings, spaced buildings or buildings surrounded



by lighter structures. Foundation type also influences the damage severity to the superstructure. Buildings founded on individual footings were seen to suffer greater damages due to differential settlement, while buildings founded on raft foundations tended to sink or settle as a whole (Liu and Dobry, 1997). According to this hypothesis the confining effect of a building itself on the foundation soil should be taken in consideration when analyzing its settlement behaviour in case of liquefaction. Structures exerting higher contact pressure on the foundation soil should be expected to settle less, as the higher confinement reduces the susceptibility to soil liquefaction.

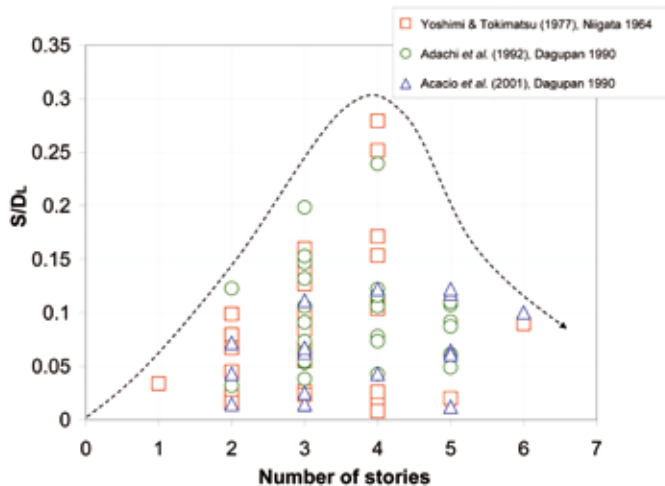


Figure 4: Effect of building number of stories on their induced settlement

As building contact pressure can not be easily estimated, in order to verify this hypothesis, Figure 4 shows the average building settlement  $S$  plotted against the building number of stories, which, provided the buildings are of the same typology, *i.e.* reinforced concrete structures, should be directly proportional to their foundation contact pressure.

## Experimental results

Since the 1960's many authors have carried out experimental research on earthquake induced soil liquefaction. Thanks to these works the mechanics governing soil liquefaction is today fairly well understood. However, many related aspects like the settlement behaviour of superficial structures still requires further research. Two principal typologies of tests are generally used in liquefaction research: 1-g shaking table testing and dynamic centrifuge testing.

## Shaking table tests

As the stress level in soils at any depth is mostly due to the self weight of the overlying portion of soil itself, the stress level reproduced in small scale tests is significantly lower than in situ one. Being soil liquefaction a highly stress dependent phenomenon, this stress dissimilarity introduces an indefinite degree of uncertainty in small scale shaking table tests' results. Despite this physical limitation such tests provided valuable information on the mechanism driving the liquefaction induced settlement of shallow foundations.

A common observation is that the soil right underneath the foundation models is less likely to liquefy after shaking of the model, with respect to the free-field. Yoshimi and Tokimatsu (1977) observed that the presence of a building with shallow foundation acts toward the reduction of the liquefaction susceptibility of the foundation soils in two ways. Firstly, the additional confining determined by the foundation contact pressure causes a reduction in the excess pore pressure ratios  $r_u$ , as the excess pore pressure required to cause initial liquefaction increases. Secondly, the additional shear stresses due to the foundation may trigger dilation in the soil, with the consequent generation of negative excess pore water pressures, hence further reducing the excess pore pressure ratios measured under the footing. The reduction in suffered settlement for wider buildings was also verified by the authors' results, obtaining values consistent with the field measurement in the Niigata and Luzon earthquakes (see Figure 5).

It is interesting to notice how the inclusion of walls embedded in the soil at the edges of the foundation model caused a marked reduction in settlement. This could be explained by the fact that the walls prevented, either lateral deformation of the sand toward the outside, and post-shaking redistribution of pore water pressures due to seepage from the free-field. Figure 6a shows the experimental model used by Ghalandarzadeh and Khaki Khatibi (2003). They performed a series of shaking table tests all subjected to a sinusoidal input shaking of 3 Hz frequency and 0.28g peak base horizontal acceleration. Their results confirm the effect of induced foundation confining observed by Yoshimi and Tokimatsu. In none of the tests  $r_u$  reached 100% underneath the foundation,





although higher values of  $r_u$  were recorded by deeper Pore Pressure Transducers PPTs, as the foundation overburden effect reduces with depth. Failure patterns observed through a Perspex window clearly shows that the overall liquefaction induced settlement is a sum of three different mechanisms: lateral deformation due to softening of the foundation soil; shear strength loss determining a punching failure of the foundation; and settlement due to post liquefaction sand re-consolidation.

seepage flow from the surrounding liquefied loose sand, in which a higher excess pore pressure generation occurred. However, from the analysis of acceleration traces shown in Figure 6d, it can be seen that, despite being beneficial by reducing excess pore pressure generation, the presence of compacted soil beneath the footing causes significantly higher horizontal accelerations to be transmitted to the soil surface and hence to eventual overlying structures.

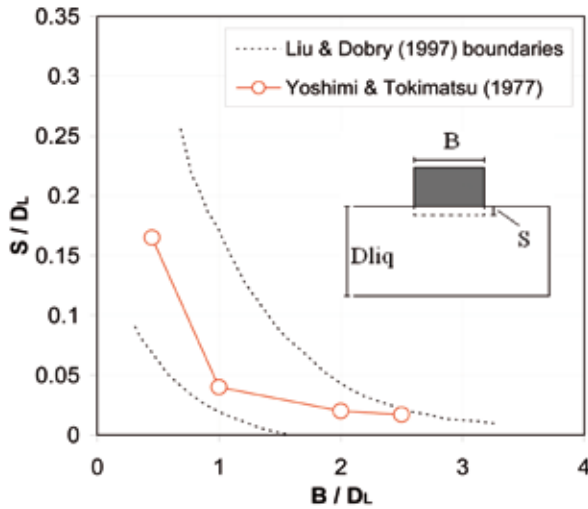


Figure 5: Effect of building width ratio on normalized settlement (Yoshimi and Tokimatsu, 1977)

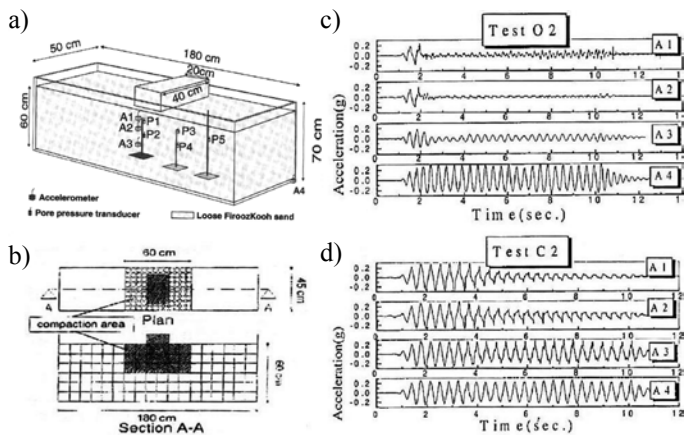


Figure 6: Influence of soil compaction on horizontal acceleration transmission, a) and b) model testing, c) and d) accelerations recorded (Ghalandarzadeh and Khaki Khatibi, 2003)

In one of the tests the effect of an area of compacted soil underneath the foundation was analyzed (Figure 6b). While the excess pore pressure traces showed lower peak values in the compacted soil during shaking, similar values of  $r_u$  were reached after the end of shaking, probably due to

### Centrifuge tests

Soil's behaviour is dominated by gravitational effects, being its mechanical properties dependent on the stress level acting on the soil itself. Since physical modelling in geotechnical engineering generally involves testing of small scale models reproducing the interaction between soil and structures, testing such models at stress levels representative of the field conditions is very important in order to enhance the reliability of the results. For a model scaled with a factor of  $1/N$  subjected to the earth's gravitational field, the effective stress will be  $N$  times lower respect to the prototype. Centrifuge modelling overcomes this problem by increasing the self weight of the soil itself by means of centrifugal forces; in particular if the model is accelerated to a value of  $N$  times earth's gravity  $g$ , the stress distribution in the model will be equivalent to that in the prototype as demonstrated in the following,

$$\sigma_{\text{prototype}} = \rho_{\text{soil}} g Z_{\text{prototype}} \quad (1)$$

$$Z_{\text{model}} = \frac{Z_{\text{prototype}}}{N} \quad (2)$$

$$\sigma_{\text{model}} = \rho_{\text{soil}} g N Z_{\text{model}} = \rho_{\text{soil}} g N \left( \frac{Z_{\text{prototype}}}{N} \right) = \sigma_{\text{prototype}} \quad (3)$$

One of the first series of dynamic centrifuge test investigating the behaviour of shallow foundations resting on liquefiable ground was performed by Whitman and Lambe (1982) on the Cambridge University geotechnical centrifuge. Their model was tested at a centrifugal acceleration of  $80g$  and consisted of a circular brass foundation resting on a medium density uniform sand layer. The corresponding prototype under these conditions is a  $9 \text{ m}$  radius footing exerting a contact pressure of  $130 \text{ kPa}$ . The obtained results are in general accordance with  $1g$  shaking table tests, especially for what concerns excess pore water



pressure generation, which was seen to be limited by the presence of the footing respect to the free-field. It is interesting to notice that the settlement was seen to cease with the end of shaking, while excess pore pressure beneath the foundation kept rising, reducing the effective stress to values in theory low enough to determine ultimate bearing capacity of the foundation soil. This behaviour may be due to the inertia forces generated in the foundation by the shaking, stressing the importance of ‘Soil-Structure Interaction’ in Soil Dynamics. However, as observed by Liu and Dobry (1997), if the soil and pore fluid, *i.e.* water, used in the model are the same in the prototype and the model is scaled to meet the dynamic requirement  $time_{prototype} = Ntime_{model}$ , the soil in the model will behave as a material  $N$  times more permeable than the same soil in prototype conditions. Using water as model pore fluid therefore changes the excess pore pressure generation and dissipation regime. Figure 7 shows the effect of soil model permeability in a series of three centrifuge tests performed with different pore fluid of increasing viscosity (Liu and Dobry, 1997).

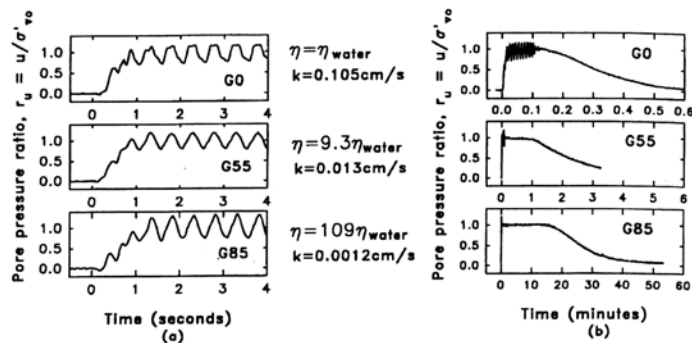


Figure 7: Influence of fluid viscosity (soil model permeability) on excess pore pressure generation and dissipation, a)  $r_u$  in the first 4 s and b)  $r_u$  versus time in minutes (Liu and Dobry, 1997)

In particular it can be easily noticed how for decreasing effective model soil permeability (higher fluid viscosity), the recorded peaks in both positive and negative excess pore pressure were seen to be higher and post shaking dissipation sensibly slower. By delaying excess pore water pressure dissipation beneath the foundation, the use of increased viscosity pore fluid causes a redistribution of the foundation’s settlement pattern, with a higher percentage of it occurring after the end of the shaking. Therefore, in order to enhance the reliability of a model test’s results, it appears very important to carefully match the model soil

permeability with the one in the prototype.

A previous series of dynamic centrifuge tests performed by Liu and Dobry (1992) consisted in a circular footing (with a contact pressure of 125 kPa) resting on a layer of silty clay overlying a medium density uniform sand deposit. PPTs readings showed that the shaking was strong enough to cause full liquefaction in the free-field while the peak excess pore pressure ratio recorded under the foundation was 0.43, and was measured sometime after the shaking has ended (Figure 8). The authors pointed out that maximum excess pore pressure ratios in the free-field were maintained far longer than the time necessary for the liquefied sand layer to undergo complete sedimentation, suggesting that stable water film formed in the free-field at the interface with the clay layer. Figure 8c shows a probable pattern of such water interlayer on the basis of the test’s results; assuming a failure of the capping clay layer in the free-field, where the hydraulic gradient across it is higher, sand boils around the building would be generated, which is in accordance with many field observations.

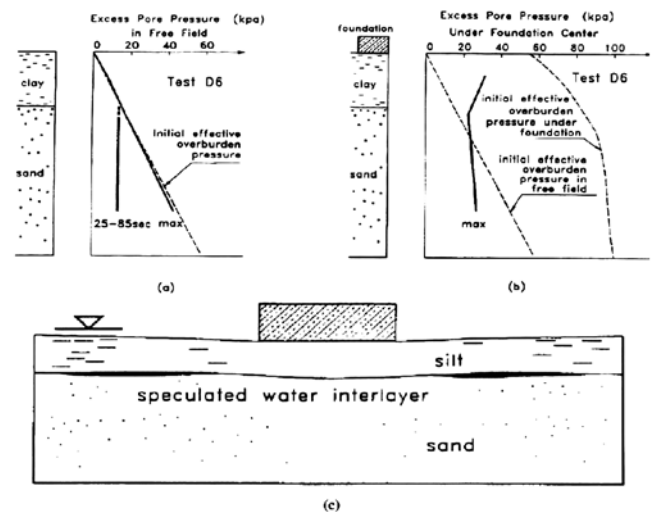


Figure 8: Excess pore pressure generation in layered soil model, (a) free-field, (b) under footing and (c) probable pattern of water interlayer generation (Liu and Dobry, 1992)

In order to reproduce a more realistic Soil-Structure Interaction SSI, Dashti *et al.* (2010) used in their centrifuge tests structural models compofsing of single-degree-of-freedom structures, consisting in a lumped mass supported by steel columns mounted on a rigid aluminium rectangular footing. Figure 9 shows that the structural models represent two and four stories buildings with different foundation areas and contact pressures.



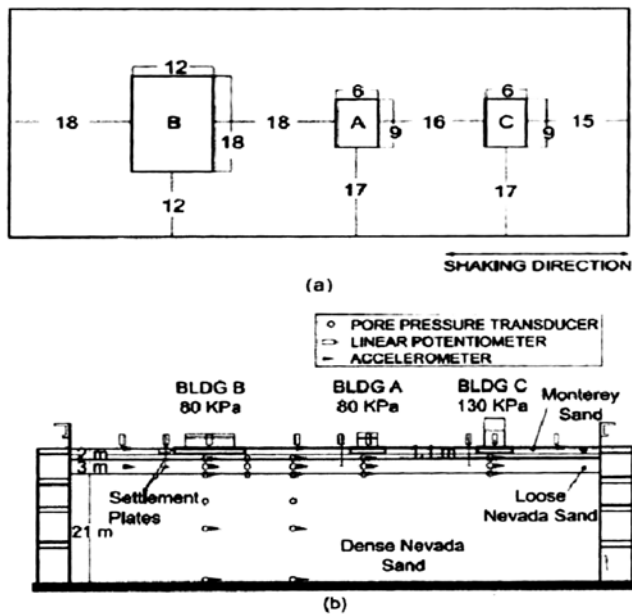


Figure 9: (a) Model top view and (b) cross-section (Dashti *et al.*, 2010)

The behaviour of such structures was tested with various soil profiles; of particular interest was the comparison of their response on thin liquefiable sand layers with relative densities  $D_R$  of 30% and 50%. The medium density model with  $D_R = 50\%$  was capped by a thin layer of non-plastic silt, in order to minimize capillary rise and liquefaction directly beneath the foundation. The presence of such layer acts toward a redistribution of the post-shaking settlement over a longer period of time, while it does not seem to have any influence during shaking. Comparing free-field and structural settlement shows how the difference between the two increases in presence of the silt capping layer. However, this difference reduces when more intense shaking is applied to the model, suggesting that it may be due to the higher sand relative density in the capped model delaying generation of high excess pore pressure. Denser sand requires more energy to generate excess pore pressure high enough to induce initial liquefaction with respect to a loose one, therefore for moderate intensity shaking might not have liquefied completely hence reducing the settlement in the free-field.

Lateral deformations in mildly sloping ground were seen to be distributed throughout the whole depth of uniform sand deposits, while, in presence of a low permeability capping layer, such deformations were concentrated right

below it as a consequence of void redistribution (Fiegel and Kutter, 1994). A similar pattern has been observed in Dashti *et al.* (2010), however in this case the forces driving lateral deformation were the foundation induced shear stress rather than the static initial shear stress due to sloping ground.

Figure 10 shows an excavated section of the foundation soil after liquefaction, the deformed shape of the coloured sand columns clearly show a concentration of lateral strain at the sand-silt interface in the capped layer. This behaviour can be explained considering void redistribution in the upper portion of the sand layer, while in the uniform loose sand model the soil loosens more evenly.

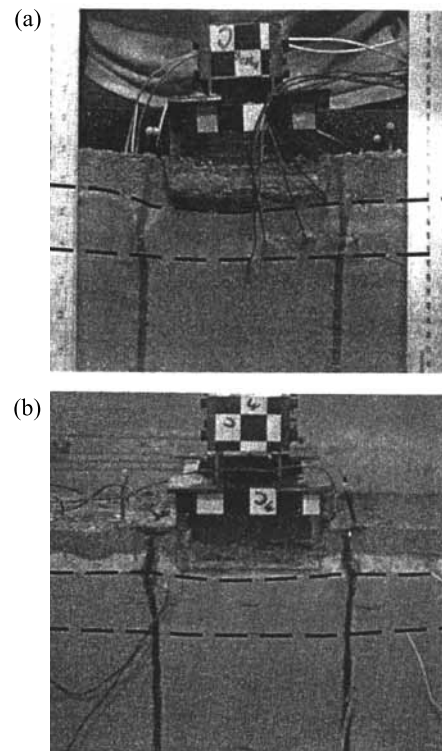


Figure 10: a) Lateral deformation pattern of loose, uniform sand model and b) medium dense, silt capped sand model (Dashti *et al.*, 2010)

Despite saturated sands are erroneously thought to behave always in a fully undrained way during earthquakes, previous studies showed that local pore fluid migration may occur during shaking if a hydraulic gradient is present. Volumetric strains due to pore fluid redistribution  $\epsilon_{p-DR}$  should therefore be accounted for; their contribution to the overall settlement is thought to depend on many factors,



including the magnitude of 3D hydraulic gradients and the soil layering. Dashti *et al.* (2010) classify the mechanisms contributing to liquefaction induced building settlement in two main categories: volumetric and deviatoric. The volumetric type, besides the deformations due to localized drainage  $\varepsilon_{p-DR}$ , comprises of: deformations due to post-liquefaction sedimentation  $\varepsilon_{p-SED}$ , deformations due to consolidation during excess pore pressure dissipation  $\varepsilon_{p-CON}$  and volumetric expansion due to decrease in effective stress  $\varepsilon_{p-EXP}$ . Volumetric mechanisms take place throughout the whole liquefiable deposit, while under and adjacent to the foundation model, additional mechanisms have been observed. These mechanisms belong to the deviatoric type, and consist in partial bearing capacity failure due to the loosening of the soil following excess pore pressure generation  $\varepsilon_{q-BC}$  and soil-structure interaction due to horizontal accelerations transmission to the foundation, such as building ratcheting  $\varepsilon_{q-SSI}$ . Denser sands are less susceptible to volumetric deformation, however the overlying structures experience an amplified acceleration response increasing the severity of the deviatoric deformation component.

The results from dynamic centrifuge tests from different authors seem to confirm the effect of building width on the liquefaction induced settlement. In all cases wider buildings were seen to settle less, for all other parameters being the same, in accordance with Yoshimi and Tokimatsu (1977) observations. Figure 11 shows how most of the experimental settlement ratios measured by several authors fall inside, or very close, to the boundaries of the field data from the Niigata and Luzon earthquakes plotted by Liu and Dobry (1997). Settlement ratios measured in Hausler (2002) and Lambe and Whitman (1982) fall slightly out of the field data boundaries, however in the first case this may be explained by the very thick liquefied deposit (*i.e.* 20 m) while in the second by the lower peak ground acceleration imparted to the model. Therefore it is assumable that for values of these parameters in line with the rest of the tests the measured settlement ratio would be higher, falling in the case history range. However, two out of three tests from Dashti *et al.* (2010) are clearly not consistent with the rest of the data, these two tests consisted of a thin liquefiable sand deposit (*i.e.*  $D_L = 3$  m), while the rest of the tests and field observations involved thicker liquefiable deposits

ranging between 6 and 20 m (see Figure 11).

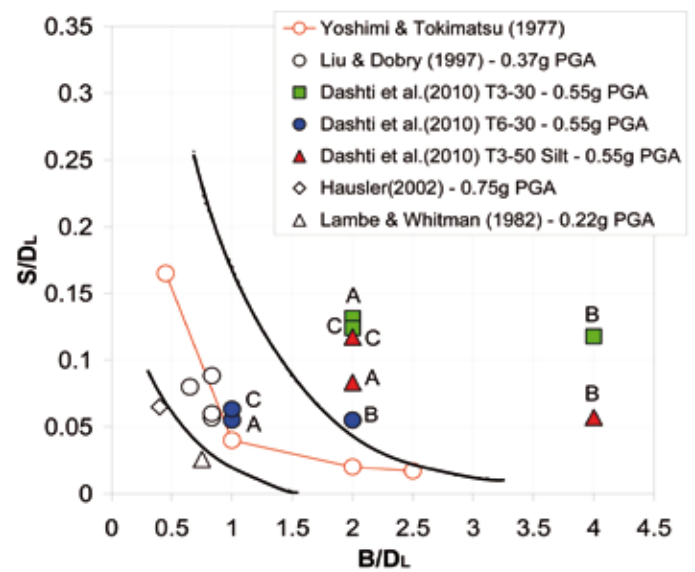


Figure 11: Normalized settlement  $S$  measured in previous centrifuge tests compared with the available case history data of liquefaction induced building settlement

Therefore the widespread normalization by the liquefiable layer thickness  $D_L$  should be limited to cases where deep potentially liquefiable deposits are present, since it is clearly misleading for thin deposits of saturated sands.

In Dashti *et al.* (2010) tests structural model B settled more than structural model A, having a higher contact area (see Figure 9). As expected, both models settled less when placed on the denser sand capped profile. Structural model C, representing a taller building having a contact pressure of approximately 130 kPa, presented a more complex behaviour; despite settling slightly less with respect to building A (exerting a contact pressure of 80 kPa), when placed on the loose sand model. In the dense test it settled significantly more than the other buildings. This behaviour may be ascribed to an amplification of the SSI induced shear stresses due to its higher contact pressure and higher centre of gravity. This observation points out that for tall (hence heavy) buildings the deviatoric component of the deformation may in some cases prevail over the volumetric component, and must therefore be accounted for carefully when analyzing the settlement of such structures.

## Conclusions

A review of the field and experimental case history of





the liquefaction induced settlement of buildings with shallow foundations has been presented. In particular, foundation induced confinement has been shown to be an important factor that was not previously formally taken in consideration in the current methodology used for the estimation of this type of settlement. Field observations suggest that heavier (*i.e.* taller) buildings or those surrounded by other structures suffered smaller settlements (Liu and Dobry, 1997), this is in line with the pore pressure ratios measured in centrifuge and shaking table tests, which showed to be lower underneath the foundation with respect to the free-field. Moreover, excess pore pressure ratios showed to be inversely proportional to the foundation's bearing pressure (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).

In the presence of a capping low permeability layer the excess pore pressure ratios generated as a consequence of ground shaking were maintained for a longer period of time because of their slower dissipation through the finer material top layer. Excess pore water pressure in the free-field was maintained far longer than the time needed for the complete sedimentation of the liquefied soil, suggesting the generation of a water film at the sand-silt interface in the free-field, while underneath the foundation model the excess pore pressures generated were not big enough to equal the increased overburden pressure (Liu and Dobry, 1992).

A series of centrifuge tests is currently being carried out at University of Dundee, in order to further investigate the effect of shallow foundation vertical confining stress and soil stratification pattern on the liquefaction induced settlement of such structures.

## Acknowledgements

The author is grateful for the financial support to the EPSRC research grant Liquefaction Settlements in Stratified Soils (EP/G016127/1) and to The Royal Academy of Engineering travel grant (ITG 10-822).

## References

Acacio, A., Kobayashi, Y., Towhata, I., Bautista, R. T. and Ishihara, K. (2001). Subsidence of building foundation resting upon liquefied subsoil: case studies and assessment. *Soils and Foundation* **41**(6), 111-128.

Adachi, T., Iwai, S., Yasui, M. and Sato, Y. (1992). Settlement and inclination of reinforced-concrete buildings in Dagupan-City due to liquefaction during the 1990 Philippine Earthquake. *Proceedings of the 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 1, 147-152.

Dashti, S., Bray J. D., Pestana, J. M., Riemer, M. and Wilson, D. (2010). Mechanism of seismically induced settlement of buildings with shallow foundation on liquefiable soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* **136**(1), 151-164

EERI (1995). The Hyogo-ken Nanbu (Kobe) earthquake, January 17, 1995: Preliminary Reconnaissance Report, 116p

Fiegel, G.L. and Kutter, B.L. (1994). Mechanism of liquefaction for layered soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* **120**(4), 737-755

Ghalandarzadeh, A. and Khaki Khatibi, A.R. (2003). Study on the behaviour of shallow foundations during liquefaction and mitigation methods by means of 1g shaking table tests. *Proceedings BGA International Conference on Foundations, Dundee*, 331-340

Hausler, E. A., (2002). *Influence of ground improvement on settlement and liquefaction: a study based on field case history evidence and dynamic geotechnical centrifuge tests*. Ph.D. thesis, University of California Berkeley.

Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations* **32**(1), 173-188

Liu, L. and Dobry, R. (1992). Centrifuge study of shallow foundation on saturated sand during earthquakes. *Proceedings of the 4<sup>th</sup> U.S.A. -Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Honolulu*, 493-508.

Liu, L. and Dobry, R. (1997). Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* **123**(6), 557-567

Seed, B. and Lee, K.L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* **92**, SM6, 105-134

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). Simplified procedures for



evaluating soil liquefaction potencial. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* **97**, SM9, 1249-1273

Tokimatsu, K. and Seed, B. (1987). Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE* **113**, No.8, 861-878

Tokimatsu, K., Kuwayama, S., Abe, A., and Midorikawa, S. (1994). Liquefaction-induced damage to buildings in 1990 Luzon earthquake. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* **120**(2), 290-303

USGS (2006). Photographic library. [www.libraryphoto.cr.usgs.gov](http://www.libraryphoto.cr.usgs.gov)

Whitman, R.V. and Lambe, P.C. (1982). Liquefaction: consequences for a structure. *Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Rotterdam*, 941-949

Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. (1977). Settlement of buildings on saturated sands during earthquakes. *Soils and Foundations* **17**(1), 23-28





# CONCEPCION 2011

Vía Interlagunas 406 – Parque Industrial Ejército – Concepción – Chile

e-mail: liem\_concepcion@liem.cl - liem.ingenieria@liem.cl - Fono: 56 41 2853888 - Fax: 56 41 2853889

## INGENIERIA GEOTECNICA Y ESTRUCTURAL

- Geología e Hidrogeología
- Dinámica de Suelos
- Ensayos Geofísicos
- Ensayos Sísmicos



## LABORATORIOS

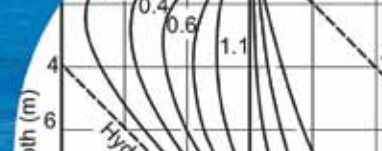
- Control de obras MINVU, SERVIU, MOP y privadas.
- Areas acreditadas: Mecánica de Suelos, Hormigón, Asfalto y Prefabricados
- Sondajes Rotatorios y de Percusión (SPT), marítimos y terrestres.

**Liem Laboratorios**, fue fundado en Agosto de 1991 y constituido como Laboratorio Oficial de Registro MINVU el 08 de Septiembre de 1992, actualmente se encuentra acreditado por el INN Chile y por tanto está oficialmente facultado para emitir informes de ensayos en diversas áreas.

A partir del posicionamiento del laboratorio Liem como empresa, sumado ello al prestigio en el medio, local y del Sur de Chile, se considera oportuno y necesario ofrecer los servicios de Ingeniería e Inspección, cubriendo en forma más amplia e integral las necesidades de nuestros clientes. Nace así, en 2003, **Liem Ingenierías**.

**LIEM Ltda.**, Ingeniería y Laboratorios, gracias a su calidad técnica y profesional, y al prestigio logrado, participa actualmente en proyectos a lo largo de todo Chile.





## Stability of slopes in residual soils

Estabilidad de taludes en suelos residuales

Fecha de entrega: 29 de septiembre 2011  
Fecha de aceptación: 15 de noviembre 2011

Laurence Wesley

Department of Civil and Environmental Engineering, the University of Auckland, Private Bag 92019, Auckland, New Zealand, l.wesley@auckland.ac.nz

*This paper examines and discusses a number of factors that make slope stability assessments, and slope engineering in residual soils somewhat different from sedimentary soils. In particular, slopes are generally steeper and of higher permeability. They are also likely to be more heterogeneous and thus less amenable to analytical assessment than slopes in sedimentary soils. These factors are discussed in some detail. It is explained that climate and weather influence is much greater in residual soils than sedimentary soils, and theoretical methods are presented for taking this influence into account. It is shown also that traditional computer program methods of slip circle analysis can result in very large errors if applied to steep slopes in which seepage is occurring. More rigorous treatment of the seepage state, especially the “worst case” state is needed in order to produce sensible estimates of safety factor.*

*Keywords: slope stability, residual soils, pore pressure ratio, back analysis, remedial measures*

*Este artículo analiza y discute una serie de factores que hacen que las evaluaciones de estabilidad de taludes y la ingeniería de taludes en suelos residuales sean algo diferente a las de suelos sedimentarios. En particular, los taludes son generalmente más pronunciados y de mayor permeabilidad. También son probablemente más heterogéneos y por lo tanto, menos susceptibles a evaluaciones analíticas en comparación a los taludes en suelos sedimentarios. Se discuten estos factores con cierto detalle. Se explica que la influencia del clima y el tiempo es mucho mayor en suelos residuales que en suelos sedimentarios, y se presentan métodos teóricos para tomar esta influencia en consideración. También se demuestra que los métodos computacionales tradicionales de análisis de círculos de deslizamiento pueden dar lugar a errores muy grandes si se aplican a taludes empinados en los que ocurre escurrimiento. Es necesario un tratamiento más riguroso del estado de escurrimiento, especialmente el estado para el “peor caso”, con el objeto de obtener estimaciones razonables del factor de seguridad.*

*Palabras clave: estabilidad de taludes, suelos residuales, razón de presión de poros, retro análisis, medidas mitigadoras*

### Introduction

The general principles of slope stability apply equally to sedimentary soils and residual soils, but there are various aspects of slope behaviour that are peculiar to, or characteristic of, residual soils. These include the following:

- (a) Slopes in residual soils (excluding “black cotton” soils) generally remain stable at much steeper angles than those in most sedimentary soils. Slopes of 45° or steeper are not uncommon. Cuts in volcanic ash (allophane) clays can often be made as steep as 60° and 10 m high, without danger of slipping.
- (b) Slope failures in residual soils, especially when steep slopes are involved, are unlikely to be deep seated
- (c) circular failures. They are more likely to be relatively shallow, often with slightly curved or almost planar failure surfaces. However, the volume of material involved may still be very large.
- (c) The value of  $c'$  usually plays a significant role in maintaining stability; it appears to be due to some form of weak bonds between particles.
- (d) The residual strength is generally closer to the peak strength than in the case with most sedimentary soils, especially in clays containing allophane or halloysite.
- (e) The stability of many slopes in residual soils is dependent on the contribution to shear strength arising from the zone of negative pore pressure above the water table.
- (f) With some (possibly the majority) residual soils,



the presence of discontinuities may be the factor governing the stability behaviour of slopes.

- (g) The extent to which the stability of slopes in residual soils can be evaluated by analytical methods is often very limited, because of uncertainties in the soil strength parameters and in the seepage conditions.
- (h) Slips and landslides in residual soils area generally triggered by heavy rainfall, and are the result of temporary increases in the pore pressure in the slope. This is an important difference with sedimentary soils, where water tables tend to stay in a permanent equilibrium position unaffected by weather.
- (i) Strong earthquakes may also be the trigger for slips or landslides.
- (j) The actual cause (as distinct from the “trigger”) of a great many landslides in residual soils is in fact human activity. Excavations into slopes, the placing of fill on slopes, the interference with natural drainage and seepage patterns, and deforestation are all factors that lead to reducing stability and possibly to failures, especially in urban areas.

## Failure modes

As mentioned above, slope failures in residual soils, especially when steep slopes are involved, are unlikely to be deep seated circular failures. They are more likely to be relatively shallow, with fairly planar failure surfaces. In large slopes with a limited depth of weathered material overlying sound rock, they are likely to be predominantly translational slides. Also, it is not uncommon in volcanic areas for volcanic material to slide at the interface between volcanic deposits and the underlying sedimentary soils. The slip surface in this case may be fairly linear so that the slide is essentially a translational slide. However, the volume of material involved may still be very large. Some modes of failure are illustrated in Figure 1.

It should not be imagined that assessing the stability of natural slopes is essentially an analytical exercise. There are severe limitations on the extent to which analytical methods can be applied to natural slopes. They may or may not be an important part of slope stability assessment, depending on the nature of the slope, in particular its geology, topography, soil conditions and history.

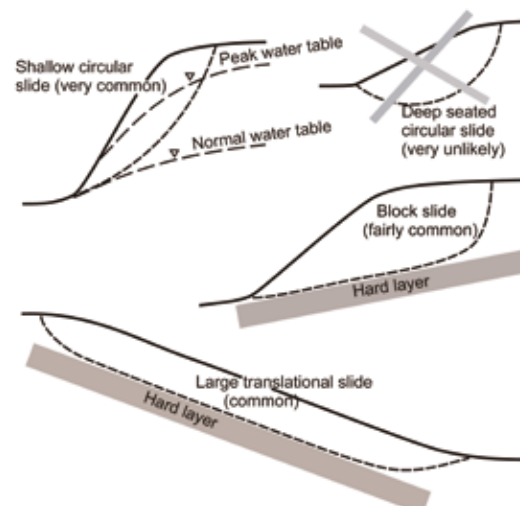


Figure 1: Failure modes in residual soils

## The place of analytical and non-analytical methods

Other, non-analytical methods, however, are always an essential part of any assessment of the stability of natural slopes. These methods may appear “primitive” and not technically satisfying, but that does not lessen their importance. They include the following:

- (a) Visual inspection of the slope
- (b) Geological appraisal of the slope and surrounding area
- (c) Inspection of aerial photos
- (d) Inspection of existing slopes in similar materials to the slope in question

Careful visual inspection of slopes, along with geological knowledge can give a very good guide as to whether a particular slope is stable or not. Slopes with smooth contours, as shown in Figure 2, indicate that they have been formed by surface erosion processes, without slip movement. On the other hand irregular surfaces suggest that some form of slip movement may have been involved.

Inspection of aerial photographs can often show features of a site that are not evident from a direct visual inspection. They can show scarp lines or changes of vegetation indicating old slip movement. Inspection of any existing cuts in the area of interest can tell us two things – how the cut slope itself is performing, and what sort of material it is made of.

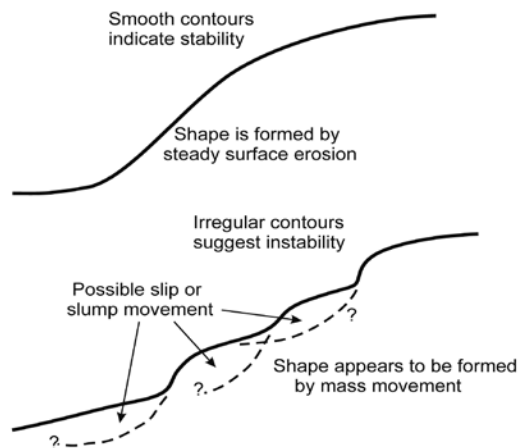
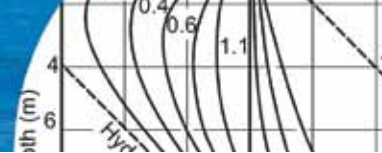


Figure 2: Stability indications from surface features of slopes

It is probably true that most assessments of the stability of a natural slope are based 80% or more on (a) to (d) above and less than 20% on analytical procedures.

## Limitations of analytical methods

The limitations of applying analytical methods to residual soil slopes arise from uncertainties in the shear strength parameters and in the seepage conditions. With respect to the strength parameters, it is convenient to divide slopes into three categories, as follows:

1. Slopes consisting of uniform, homogeneous materials.
2. Slopes containing distinct, continuous, planes of weakness.
3. Slopes of heterogeneous material, but without distinct planes of weakness, as for example in a weathering profile of the “Little” kind.

### Slopes consisting of uniform materials

With such slopes, the determination of accurate safety factors by conventional slip circle analysis would appear to be a reasonable expectation. However, there are still uncertainties that cannot easily be eliminated. These uncertainties relate to firstly the shear strength of the soil and secondly the seepage and pore pressure state in the ground, as explained in the following paragraphs.

With respect to shear strength, the following points should be noted:

- The value of  $\phi'$  can usually be determined with

reasonable accuracy using normal measurement methods, such as triaxial testing.

- The value of  $c'$  is often very significant, (due to weak bonds between particles) but cannot easily be determined with the same degree of reliability as  $\phi'$ . Very careful triaxial testing at low confining stresses is needed to accurately determine  $c'$ .
- The residual strength is likely to be fairly close to the peak strength, especially in clays containing allophane or halloysite.

With regard to the seepage pattern and pore pressure state in the slope, the relatively high permeability of most slopes in residual soils means that the seepage state is continuously changing depending on the weather conditions. The worst case seepage pattern is clearly the one that governs the long-term stability of the slope. Unfortunately there is no reliable way to determine this pattern, although there are some methods that we can adopt to try to estimate this worst case.

### Slopes containing distinct, continuous, planes of weakness

The behaviour of many slopes in residual soils is likely to be dominated by the presence of random discontinuities in the form of distinct planes of weakness. This is likely to be the case with soils that have been subject to tectonic deformations and shearing, or derived from rocks subject to such deformation. The presence of these discontinuities makes the determination of the likely failure mode, and the values of the soil strength parameters, extremely difficult, and thus reduces the likelihood that analytical methods will produce reliable results. Only in rare situations is it likely to be possible to determine the location, orientation, and strength of discontinuities with the degree of reliability needed for the use of analytical methods.

The exception to this observation is the situation when the fissures are generally orientated in a particular direction. Some residual soils derived from sedimentary soils may contain planes of weakness that reflect particular weak layers in the parent material. In this case it may be possible to determine the shear strength parameters within these weak layers and make use of them in sensible stability analysis. Possible patterns of discontinuities are illustrated in Figure 3.



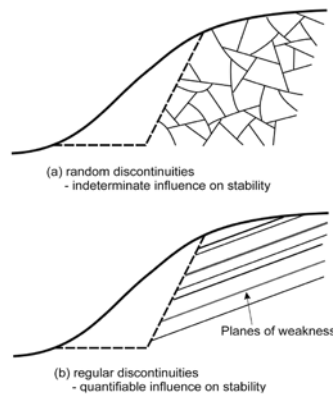


Figure 3: Possible discontinuity patterns and influence on slope stability

### Slopes of heterogeneous material, but without distinct planes of weakness

The weathering of igneous rocks such as granite, does not generally create distinct planes of weakness, so that this is quite a different situation to that just described above. The soil profile consists of zones of partly weathered material containing remnants of the parent rock, and zones of fully weathered material (soil). Determination of the strength parameters applicable to the material as a whole is still very difficult, if not impossible, by conventional sampling and laboratory testing. This may not entirely rule out the use of analytical methods, as it may still be possible to determine the strength parameters from back analysis methods applied to existing slips or slopes. Some examples of these methods are given in a later section.

### Influence of climate

Slips and landslides in residual soils are generally triggered by periods of prolonged or intense rainfall, and are the result of temporary increases in the pore water pressure in the slope. This is an important difference in behaviour between residual and sedimentary clays. With sedimentary clays of low permeability (such as London clay) the pore pressures can be measured and the assumption safely made that they will remain approximately the same indefinitely (except very close to the surface), provided there are no significant changes in external conditions. With residual soils, any measurement of pore water pressure in the slope is valid only at the time it is made and cannot be assumed to be relevant to long term stability estimates. For such estimates, it is the worst seepage condition likely to occur in the future

which will determine the long term stability of the slope.

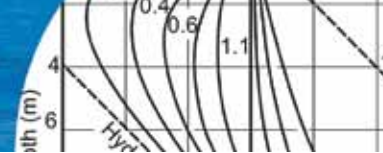
One important reason (which should be clearly recognised) that slopes in residual soils remain stable at steep angles is because the phreatic surface (water table) is often deep, and the pore pressure above the surface is negative (“suction” or “pore water tension”) as described elsewhere. This zone of pore water tension may include most of the slope, and increases the effective normal stress across any potential failure surface, thus increasing the shear strength and the safety factor of the slope. The influence of intense rainfall on this zone is to increase the pore pressure from its negative value towards zero (*i.e.* to reduce or destroy the “suction” above the water table), or possibly to turn it into a positive value if the phreatic surface rises. However, it is not necessary for the phreatic surface to rise at all for rainfall to induce failure in a slope. The reduction in the negative pore pressure without change in water table may induce failure in the slope. An example of such a situation is given later.

### Response of pore pressure to rainfall

The influence of rainfall on the water table and the pore pressure state in a slope arises from two distinct weather effects, as follows:

- (1) Regular seasonal influence. This is cyclical in nature, and for many climates is reasonably predictable, as described elsewhere.
- (2) Isolated storm events. These are generally unpredictable, both in timing and intensity, and are more likely to be the direct trigger of landslides than normal seasonal changes.

The place where the most study has been given to the response of slopes to periods of heavy rainfall is Hong Kong, a part of China. Hong Kong, along with many parts of the Far East, is subject to extremely intense rainfall from time to time, because it is in the path of typhoons; these typhoons have been the trigger for many large disastrous landslides, resulting in severe damage to property, and even loss of life. For about the last four decades, Hong Kong has had a specialist geotechnical unit responsible for investigating slope failures and setting up guidelines for all new developments close to, or actually on, sloping sites. Considerable data has been obtained from field monitoring of the way pore pressures in slopes respond to periods



of rainfall, and this has been used to develop empirical or semi-empirical methods for predicting pore pressures corresponding to particular return period storms.

The pore pressure response measured in stand-pipe piezometers was found to be quite variable, and could be considered to be of two types. The first is response to seasonal changes (*i.e.* wet season to dry season), and the second is response to intense short duration storms. The forms of response are shown in Figure 4, taken from the Hong Kong Manual for Slopes (2000). This information is very informative, as it shows that ground water regimes respond in quite different ways to the same storm event, so that any modelling of pore pressure response to rainfall events requires a very good understanding of the factors governing the seepage conditions, especially detailed geological knowledge of the soil layers.

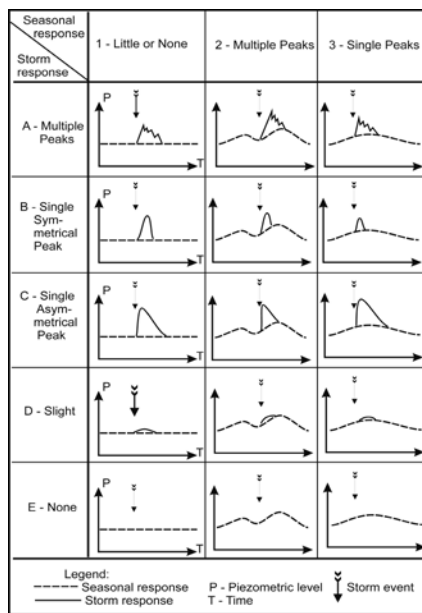


Figure 4: Piezometer responses to seasonal and storm influence (Geotechnical Manual for Slopes, 1984)

Figure 4 shows that some piezometers respond only to seasonal effects, and some respond only to storm events, some do not respond at all, and there is a range of responses made up of combinations of these. Comments on the differing behaviour include the following:

- Piezometers that show no response of any sort may be located in places where the phreatic surface is fixed by nearby boundary conditions, such as proximity to

a drain or a lake. It is also possible that they may be in very low permeability material.

- Piezometers that show seasonal response but no storm response are likely to be located in layers of low permeability, where a long period of changed boundary conditions is needed before the groundwater system shows any change
- Piezometers that show no seasonal response but some storm response are likely to be in soils of relatively high permeability, so that in normal seasonal conditions water entering the slope can find a way out just as quickly as it enters the slope. It is only in very intense rainstorms that the rate of entry exceeds the rate of exit with the consequence that the pore pressures increase and the water table rises.

Whatever the explanation of the differing behaviour, it clearly shows the difficulties involved in any attempt to model pore pressure response to seasonal weather changes and to storm events. We should note that the soils involved in the Hong Kong measurements were predominantly weathered granites, which are relatively coarse grained (silty sands) and involve major variations in properties depending on the degree of weathering. The mechanism by which the pore pressure changes in the Hong Kong soils is probably a combination of that for a granular material and that for a moderate permeability clay. In true clays, such as those normally found in wet tropical climates, the response can be expected to be that of a clay. In this case the response of the clay is governed by the coefficients of permeability  $k$  and one dimensional compressibility  $m_v$ , or in their combined form the coefficient of consolidation  $c_v$ . The mechanism of pore pressure change is similar to that in normal consolidation or swelling of soils.

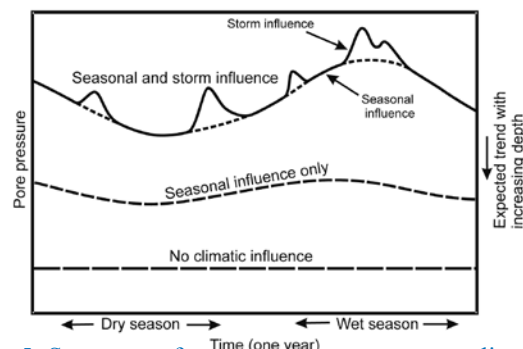


Figure 5: Summary of pore pressure response to climate effects in clay slopes (Wesley 2009)



An approximate summary of the trends shown in Figure 4 is presented in Figure 5. This is intended for reasonably homogeneous clay slopes. Near the surface, influence from both seasons and isolated storm events is to be expected. As depth increases, this influence declines, especially that from storm events. There will be a maximum depth beyond which neither seasonal nor storm influence will be felt.

### Transient analysis of rainfall influence on the stability of a homogeneous clay slope

An example of a clay that generally belongs in homogeneous soil category above is the tropical red clay found widely in the island of Java in Indonesia. It is not completely homogeneous, but the variations in its properties are sufficiently small that for practical engineering purposes it can often be considered to be homogeneous. The author has previously described and analysed a river bank slope in this clay (Wesley, 1977). The stability analysis was limited to examining the slope with the relatively deep water table that was present at the time of the investigation. No attempt was made to establish the most probable seepage pattern, or the worst case. Our present purpose is to re-analyse the slope in greater detail, taking account of changing pore pressures resulting from rainfall, and at the same time illustrate that theoretical transient analysis in uniform slopes can produce sensible and informative results. Figure 6a shows a series of cross-sections along the river bank that were actually measured, together with the idealised section used in the analysis.

The computer program Seep/W (2007) is used here to carry out the transient seepage analysis. This is based on the conventional transient form of the continuity equation (Lam *et al.*, 1987) expressed as follows:

$$k \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1)$$

where  $Q$  is the rate of flow into a soil element from an external source,  $m_w$  is the slope of the volumetric water content with change in pore pressure  $u$ . The volumetric water content  $\theta$  is the volume of water per unit volume of soil. It is directly related to the water content as normally defined in soil mechanics. Hence,

$$m_w = \frac{\partial \theta}{\partial u} \quad (2)$$

For fully saturated soils it is easily shown that  $m_w = m_v$ , the coefficient of compressibility of the soil. For the case we are studying here the term  $Q$  disappears as the rate of flow into the soil elements is determined by the hydraulic conductivity of the soil and the hydraulic gradient at the soil surface, and does not have a pre-determined value.

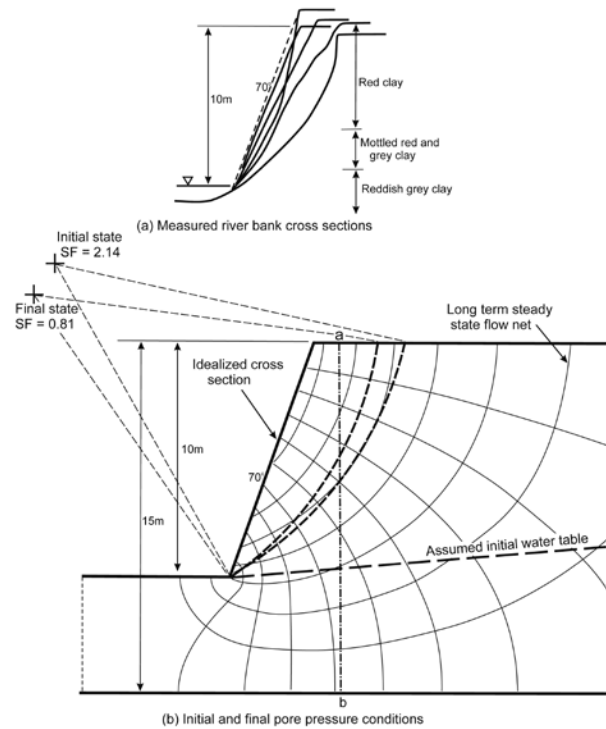


Figure 6: Transient analysis of the stability of a river bank slope in tropical red clay

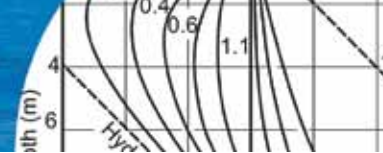
The above equation (1) then becomes:

$$k \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3)$$

which with a little manipulation becomes:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{m_w \gamma_w} \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) \quad (4)$$

Readers will recognise equation (4) as having a very similar form to the well known Terzaghi consolidation equation. The only difference of substance is its two-dimensional form. The similarity is to be expected, since the soil parameters controlling the mechanics in the two situations are the same, namely the coefficient of permeability  $k$ , and



the compressibility coefficient  $m_v$ , or their combined form, the coefficient of consolidation  $c_v$ . The Terzaghi equation is simply a special case of transient flow.

The objective of the analysis is to determine how the pore pressures and the safety factor of the slope change as a result of continuous rainfall on the slope and surrounding ground. The analysis includes both transient states and the ultimate steady state. The transient seepage states at a sequence of time intervals obtained from the Seep/W analysis are transferred to a Slope/W (2007) analysis to obtain safety factors. The soil properties used are those in the original Wesley (1977) analysis, namely: unit weight  $\gamma = 16.2 \text{ kN/m}^3$ ,  $c' = 14 \text{ kPa}$  and  $\phi' = 37^\circ$ . In addition, for the transient analysis, the following parameters were adopted: coefficient of permeability  $k = 0.01 \text{ m/day}$  and coefficient of compressibility  $m_v = 0.0001 \text{ kPa}^{-1}$ .

The results are shown in Figures 7 and 8. Figure 7 shows curves of pore pressure on one particular vertical section through the slope, namely section a-b in Figure 6, at a series of time steps. The similarity of these curves to Terzaghi consolidation curves is clearly evident. There is a notable difference however, as the final equilibrium situation is not one of hydrostatic equilibrium. It is an equilibrium seepage state, so that the pore pressures are well below the hydrostatic values. This is an example of a point made in a later section regarding the error involved in the common “vertical intercept” assumption method used by computer programs to calculate pore pressures.

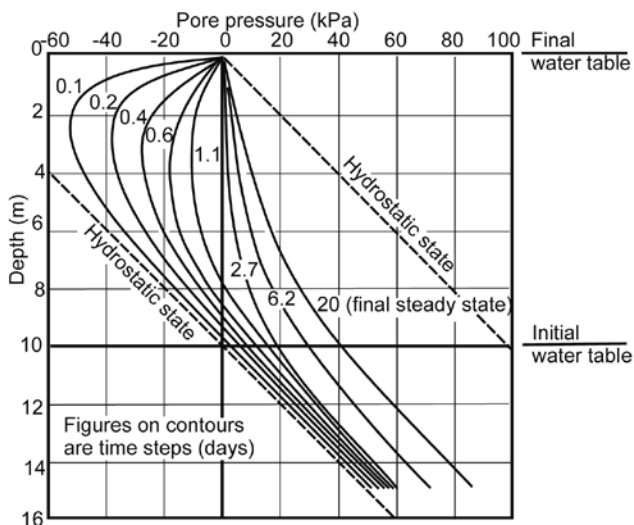


Figure 7: Pore pressure changes with time on section a-b of Figure 6

These contours illustrate an important point about the way the water table rises. It does not rise at a uniform rate; instead it rises slowly at first and then very rapidly in its final stages. This is because of the shape of the contours. From the start until time step 1.1 it rises from its initial depth of 10 m to 8 m, but then rises from 8 m to the surface between time step 1.1 and 2.7. Figure 8 shows the rise in water table with time as well as the rise in pore pressure at a depth of 15 m. The water table reaches the surface after only 2.7 days while the pore pressure at 15 m takes about 20 days to reach an equilibrium “steady” state.

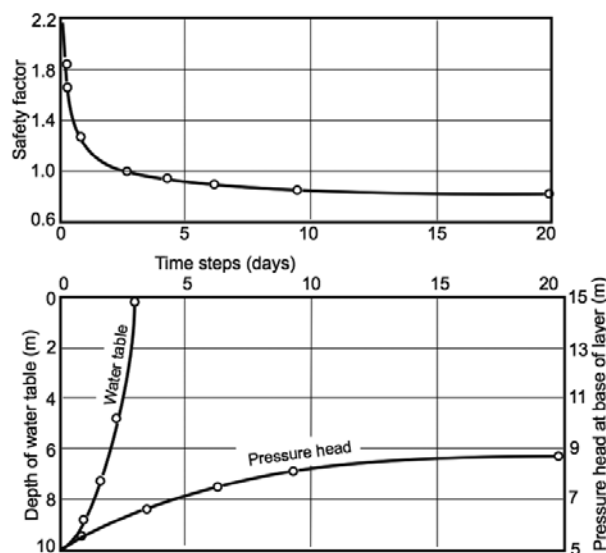


Figure 8: Safety factor, water table and head changes with time

Figure 8 also shows the change in safety factor with time. The safety factors are summarised in Table 1. The initial value of safety factor is 2.14 taking into account the negative pore pressure above the water table. It falls to unity in about 3 days and continues to decline to reach its steady state value of 0.81 in 20 days. If the long term stability is estimated assuming a worst-case condition with the water table at the surface and using a conventional computer stability program the safety factor is only 0.11. This arises because of the unrealistic assumption inherent in almost all conventional computer programs, namely that the pore pressure can be calculated from the vertical intercept between the water table (ground surface in this case) and the slip surface.

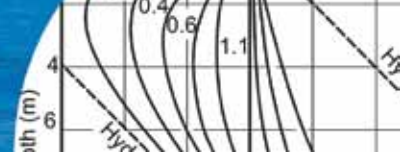


Table 1: Details of the analysis and corresponding safety factors

Situation	Safety factor	Comment
Initial condition, water table as shown in Figure 6(b)	2.14	Analysis includes effect of negative pore pressure above water table
After three time steps (days)	1.03	Slope on point of failure
Pore pressure ratio $r_u = 0.07$	1.01	This is the $r_u$ value equivalent to the seepage pattern after three time steps
Long term steady state flow net shown in Figure 6(b)	0.81	The most probable “worst case” pore pressure state
Water table at ground surface and “vertical intercept” assumption, $r_u = 0.60$	0.11	Normal software method, which implies vertical equipotentials and horizontal flow lines.

This example of an actual field situation, illustrates a number of important points:

1. The analysis produces a sensible result, as it indicates that three days of continuous heavy rainfall is necessary for the safety factor to fall to unity and initiate failure. The island of Java does have very heavy rainfall, but it is most unlikely to be continuous for three days, so the likelihood of the worst case pore pressure state actually occurring is very low.
2. Adopting a worst case condition of the water table at the ground surface, and carrying out a stability analysis using routine computer programs that incorporate the “vertical intercept” assumption to estimate pore pressure produces a hopelessly unrealistic result. The banks of the stream concerned here have been stable for years and an analysis that produces a safety factor of 0.11 is clearly nonsensical.
3. The results of the analysis are essentially the same as those in the author’s 1977 paper, in that it shows the slope to have a safety factor of unity when the value of  $r_u$  is quite low. The 1977 paper states: “the safety factor falls to unity when the  $r_u$  value rises to just under 0.1”. The current analysis gives the value of  $r_u$  as 0.07, which is not too different.

4. In the 1977 paper the statement is made that “the groundwater level could rise substantially during periods of heavy rainfall to give higher values of  $r_u$ ”, a statement that reflects the author’s (mistaken) belief at the time that the pore pressure was related directly to the level of the water table (the “vertical intercept” assumption).
5. The shear strength parameters,  $c'$  and  $\phi'$ , used in this study are believed to be reliable, as also is the assumption that the soil is reasonably homogeneous. However, the parameters  $k$  and  $m_v$ , used in the steady state analysis are of much less certain reliability. Both coefficients (of permeability and compressibility) are based on conventional oedometer tests. The situation involved here is one where the soil has been subject to endless cycles of seasonally changing effective stresses, and much more detailed laboratory testing is needed to establish reliable values of the parameters. The time steps in the above analysis could be in error by an order of magnitude. It is generally the case that  $c_v$  values measured in the laboratory tend to be a poor representation of those that apply in the field, so this cannot be ruled out in the present case.

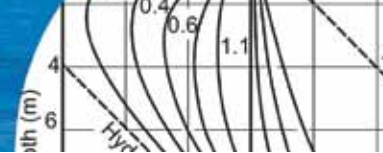
The above example is not intended to suggest that theoretical analysis of this kind can predict when a slope is likely to fail. However, in this particular situation of a homogeneous soil it does provide useful information, namely that the slope is unlikely to fail as a result of prolonged rainfall.

#### Prediction of long term “worst case” pore pressure state

As already noted, the long term stability is dependent on the worst pore pressure state in the slope, which cannot be predicted with any certainty. One approach is to assume that the water table rises to the ground surface, which is not unreasonable, but it still leaves open the question of what exactly the pore pressures are below the water table. The last example illustrates this issue. Even on a long term steady state basis, the pore pressures are not hydrostatic beneath the water table and the use of computer programs that assume this to be the case (*i.e.* the equipotential lines are vertical) can give a very erroneous estimate of stability.

Figure 9 shows the results of an analysis investigating





this issue. Stability estimates are made of a range of slopes of varying inclinations, using two different pore pressure states, both assuming the water table is at the ground surface. The assumption is that equipotentials are vertical, in line with most computer programs. The second assumption is of a flow net compatible with the water table at the surface, and the stability analysis repeated using pore pressures from this flow net. We should note in passing that the only way the water table can exist at the ground surface is for rain to be continuously falling on the surface. Details of the slopes analysed and the assumed soil properties are: height of 20 m, inclination from 0.25:1 to 2.5:1 (0.25:1 means 0.25 horizontal and 1 vertical), unit weight of 16 kN/m<sup>3</sup>, shear strength from  $c' = 70$  kPa,  $\phi' = 45^\circ$ , to  $c' = 13$  kPa,  $\phi' = 30^\circ$ , as given in Table 2.

Table 2: Shear strength parameters

Slope angle	0.25:1	0.5:1	1:1	1.5:1	2:1	2.5:1
$c'$ , kPa	70	50	30	16	15	13
$\phi'$ , deg.	45	45	40	35	33	30

The shear strength parameters have been selected to give an average safety factor of unity, (or close to unity) for each slope angle from the two pore pressure cases analysed. This means varying the strength parameters from large to small as the slope angle is decreased. The parameters are believed to be representative of residual soils with slopes of these inclinations. The results of the analysis are shown in Figure 9. Figures 9a and 9b show typical results for one of the slopes analysed, namely the 1:1 slope. In Figure 9a a flow net has been created using the SeepW program and then used in SlopeW to calculate the safety factor. The cross section actually used in the seepage study extended in the horizontal distance well beyond the boundaries shown (in Figure 9a) in order to minimise edge effects. Figure 9b shows the situation used in many computer programs (vertical equipotentials), which in this case means an  $r_u$  value of  $9.8/16.0 = 0.61$ . The position of the critical circles determined by the slip circle analysis is not very different, but there is a large difference in the safety factor. The value using the flow net is 50% higher than the value assuming hydrostatic pore pressures.

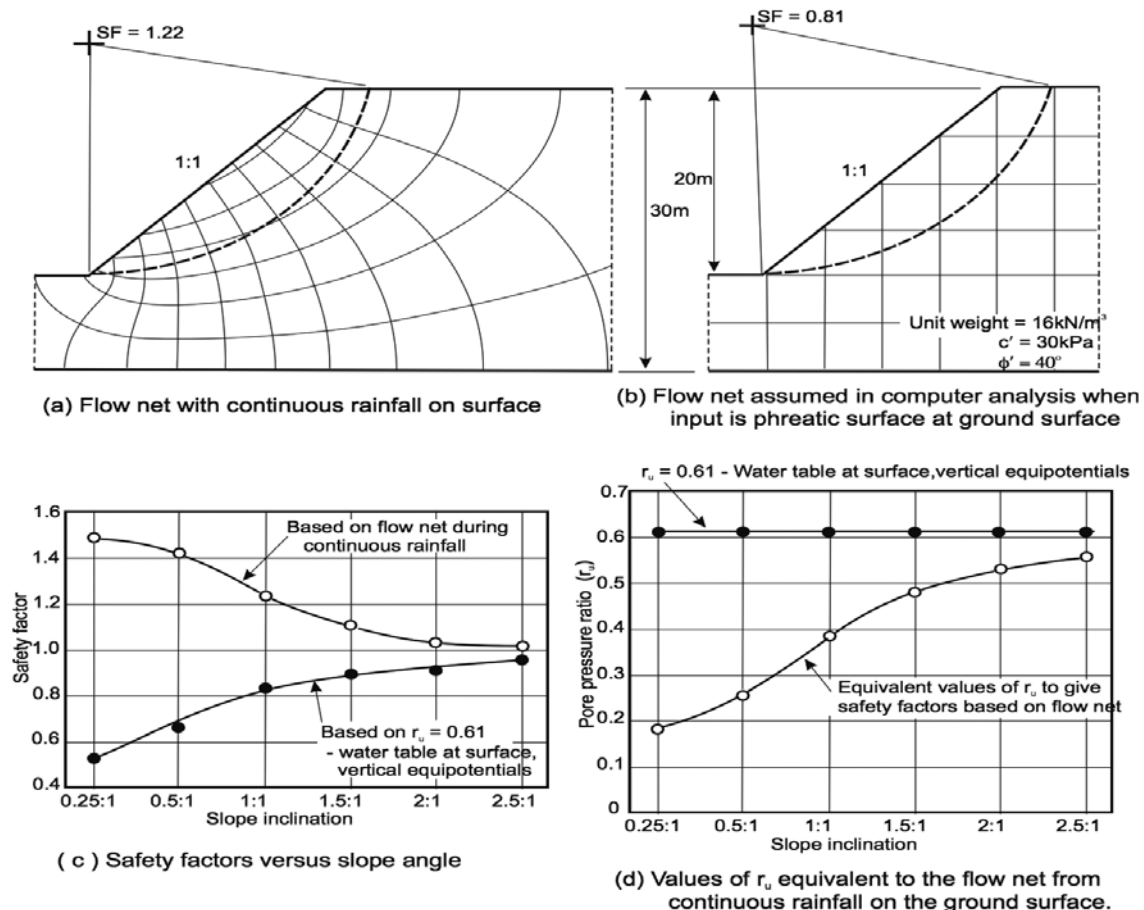
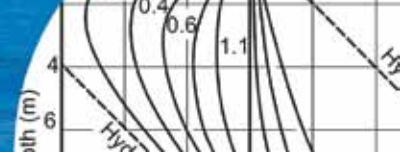


Figure 9: Influence of pore pressure assumptions on the calculated safety factor (after Wesley, 2010)



Figures 9c and d summarise the results for all the slopes. The dramatic difference in safety factor with steep slopes is clearly illustrated in Figure 9c. With the 0.25:1 slope the assumption of vertical equipotentials gives a safety factor of 0.5 while that with the flow net gives a value of 1.5. Figure 9d shows the actual values of  $r_u$  that correspond to the flow net seepage state. The conclusion from this analysis is that estimating the “worst case” pore pressure state in steep slopes by assuming the phreatic surface rises to ground level and the equipotential lines are vertical can easily lead to extremely erroneous results.

Figure 10 summarises what has been said above and emphasises the differences in behaviour between residual and sedimentary soils.

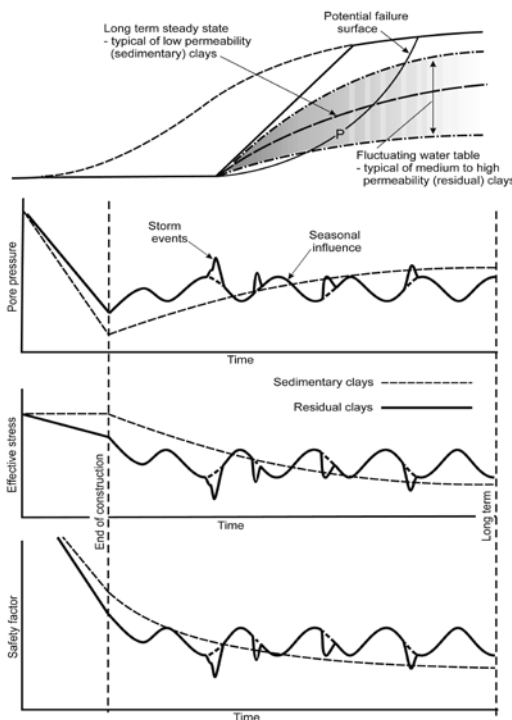


Figure 10: Pore pressure and safety factor changes in cut slopes in sedimentary and residual soils

## Slope design

### Selection of the profile for a new cut slope

It is perhaps appropriate to revisit and re-emphasise what was said earlier, namely that the selection of an appropriate profile for a new cut slope in residual soil is a matter of judgment based more on non-analytical approaches, than on analytical estimation. Despite this, much of the article has been spent looking at theory and analytical methods,

particularly in relation to the influence of climate and rainfall on slope stability. This has not been done to stimulate the use of analytical methods as a design process in preference to non-analytical methods. Rather, it has been done because estimating the influence of rainfall is a predominant issue in selecting stable slopes, and knowledge of the theoretical mechanism (or mechanisms) by which rainfall influences stability ought to be an aid in the process of using judgment to determine slope profiles.

A further point that should be emphasised here is that the use of non-analytical methods should in no way diminish the importance of site investigations, especially investigations aimed at providing a comprehensive picture of the geology of a site. A simple illustration of the importance of this is given in Figure 11. The prime objective of a site investigation in relation to the design of cut slopes must be to determine an accurate soil profile at the location of the cut, especially in weathered igneous rocks such as granite. In many situations, especially in highway construction, it is inevitable that slopes will be steep and safety factors will not be high. In this situation it is imperative to take maximum advantage of the stronger materials, especially any unweathered rock. The cut should be vertical or near vertical in competent rock, in order to minimise earthworks, and to make “room” for more gentle slopes in the soil layers in the upper levels of the cut, as indicated in Figure 11.

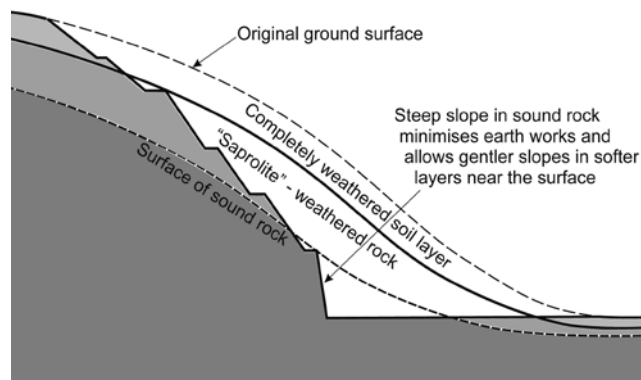
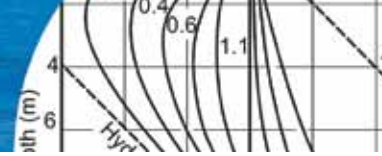


Figure 11: Profile of a cut slope in weathered igneous rock such as granite

Profiles of the sort illustrated in Figure 11 are common in weathered granites, such as those found in Hong Kong and Malaysia. It is highly desirable to determine the profiles



prior to commencement of construction rather than during excavation. For practical reasons slopes are cut from the top down in their final profile, and any adjustments to this profile made necessary by soil conditions revealed during excavation poses construction difficulties. It is not an easy matter getting excavation equipment back up to the top of a cut slope to re-shape the profile. For determining the surface of the sound rock, geophysical methods can be a better approach than conventional boreholes.

In volcanic materials, the increase in strength with depth found in weathered granites may be very small or insignificant, in which case a uniform slope angle is likely to be the most appropriate. However, volcanic material is likely to be rather unpredictable, which again emphasises the need for thorough site investigations.

### To bench or not to bench a slope?

Figure 12 shows a slope which has incorporated benches, or “berms”, into its design. These are not infrequently considered to be an aid to improve the stability of a slope, or at least a means to control and minimise erosion.

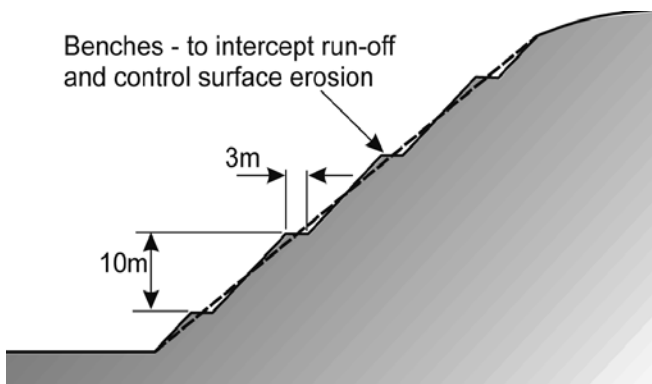


Figure 12: Benched slope versus “un-benched” slope

Whether benches (berms) really are a desirable feature of slope design is a question that is almost invariably raised during discussions or presentations on the design of cut slopes, at least in the countries of the wet tropics. There is no simple or single answer to this question, but the following comments may be useful:

(a) Benches do not normally have a significant influence on the general stability of the slope. If the slope is cut without benches but with the same average inclination as the benched slope (as indicated in Figure 12) the

stability would be the same. It can be argued that benches may have an adverse influence on stability because water will tend to “pond” on the benches and result in greater infiltration into the slope.

- (b) The only useful function that benches can have is to control erosion and provide a means of access to the slope. Their usefulness in controlling erosion will depend very much on the installation of properly designed sealed surface drains on the benches and on regular maintenance to keep the drains functioning as intended.
- (c) The author is a somewhat less than enthusiastic advocate of benches on slopes because he has inspected a very large number of benched slopes in which the benches are clearly not performing any useful function. The drains that were incorporated at the time of design have become blocked with eroded material or vegetation, and in many cases surface slips of the benches have rendered them ineffective. Where such slips occur they tend to promote concentrations of surface run-off and lead to rapid increases of surface erosion.
- (d) For highly erodible soils such as weathered granite, it is undoubtedly the case that control measures are needed and benches may be the most practical measure available. However, it is imperative that measures are adopted to ensure regular and effective maintenance of the benches.
- (e) For erosion resistant soils, such as allophane clays, there is no benefit to be gained from the use of benches, and they probably do less good than harm.

### A note on vegetation cover on slopes

Vegetation generally has a positive effect in helping to stabilise slopes. Its influence is threefold:

- a) vegetation reduces the amount of water seeping into the ground, and thus helps to minimise pore pressures.
- b) vegetation also extracts moisture from the ground, which also assists in minimising pore pressures.
- c) vegetation helps to minimise surface erosion. This may not have a direct influence on the stability of the slope, but is beneficial as a well vegetated surface is much less likely to allow seepage into the slope than a bare eroded surface.



## Back analysis methods for determining strength parameters

### Back-analysis of a single slip or a single intact slope

Consider the slope shown in Figure 13. If there is an existing slip in the slope, then we can assume the safety factor is unity and by a back analysis of this circle we can determine shear strength parameters  $c'$  and  $\phi'$  that give  $SF = 1$ . However, there is not a unique combination that satisfies this criterion, only a range of combinations of values.

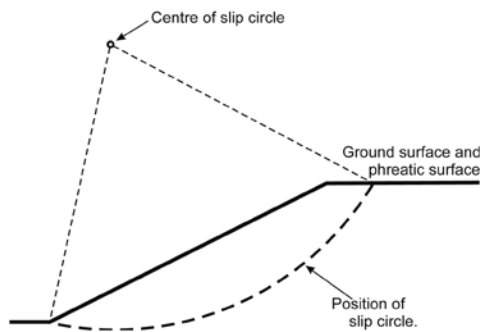


Figure 13: Back analysis to determine the strength parameters  $c'$  and  $\phi'$

Even if there was not an existing slip in the slope, we could still assume it to have a safety factor of unity and by back analysis obtain another set of combinations of  $c'$  and  $\phi'$  that give  $SF = 1$ . The two sets of values obtained in this way are shown in Figure 14. It is seen that the values are different, although they coincide at one point. We would not expect to get the same range of values because the first set (from the known slip) has been obtained from a single fixed slip - the one shown in Figure 13. The second set has been obtained without any constraints on the location of the slip circle, so that this set represents a range of different circles.

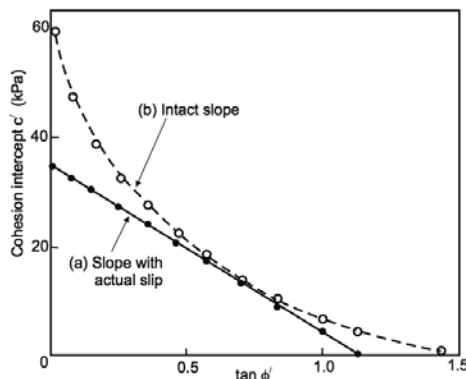


Figure 14: Combinations of  $c'$  and  $\phi'$  obtained by back analysis of an intact and a failed slope

This graph suggests the means by which we can obtain a unique set of values from the analysis of the slope with the actual slip in it.

If we take each of the sets of values obtained from the actual slip, and then re-analyse the slope assuming it is an intact slope (no existing slip in it) seeking to determine the critical circle, we will obtain a series of critical circles in different locations. This is illustrated in Figure 15.

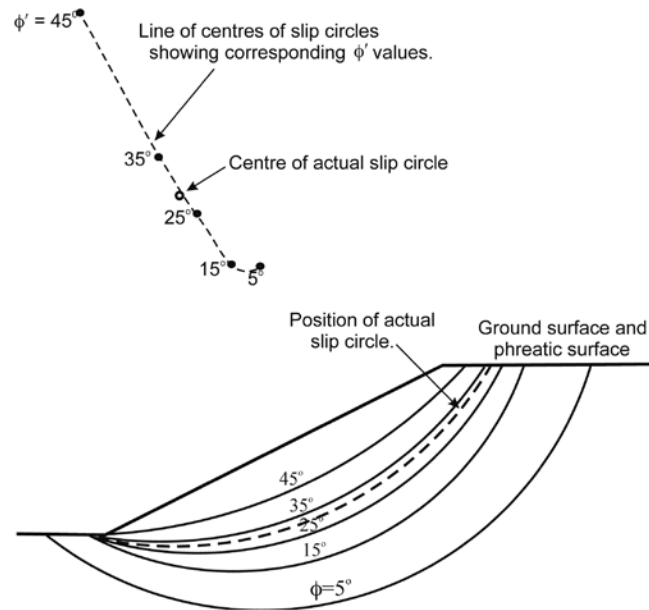


Figure 15: Circles corresponding to combinations of  $c'$  and  $\phi'$

The values obtained in this way are  $c' = 18$  kPa and  $\phi' = 30^\circ$ . There are several other ways in which to determine the true values of  $c'$  and  $\phi'$ . For example, they are given by the point at which the two curves coincide in Figure 14, although this point is poorly defined because of the tangential nature of the intersection. Other methods are described by Wesley and Lelaratnam (2001).

### Analysis of a number of slips in the same material

It is a big advantage when more than one slip is available in the same material. To obtain the strength parameters  $c'$  and  $\phi'$  we could apply the method described above to each slip individually and then use an averaging procedure to obtain the most representative values. A better way is that illustrated in Figure 16, which is for brown London clay (after Chandler and Skempton, 1974). This is not a residual soil but the method is equally valid for residual

soils. In this example data is available from seven different sites in the same material. By back analysis the average shear strength needed to maintain stability, and also the average normal stress on the slip surface on which failure has taken place, have been determined.

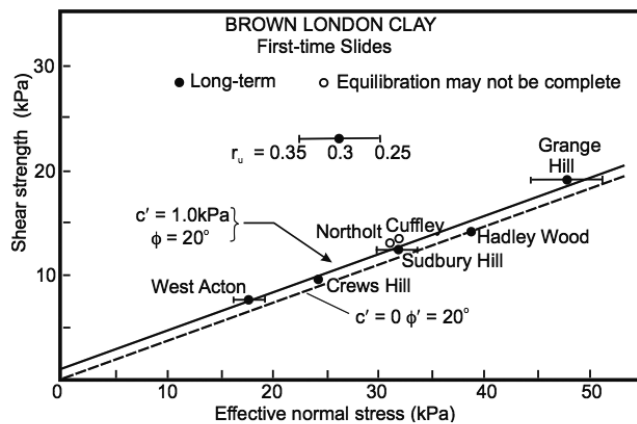


Figure 16: Values of  $c'$  and  $\phi'$  obtained from back-analysis of slips in brown London clay (after Chandler and Skempton, 1974)

These values have then been plotted on a graph of shear stress against effective normal stress, and a best fit line drawn to establish the Mohr-Coulomb failure line, and the  $c'$  and  $\phi'$  values. The horizontal line through some of the data points in the graph reflects uncertainty about the seepage condition and pore pressures in the slope. The line indicates the range of possible effective normal stress values arising from this uncertainty.

### Analysis of a large number of intact slopes (no previous slips)

It is possible to collect data on slope heights and slope angles for a particular geological formation or soil type, that is, for any material that is reasonably homogeneous, and use this data to deduce the strength parameters by a curve fitting procedure. The data should be gathered from those slopes considered to be closest to failure, in other words the steepest slopes for any particular height. The data is then plotted in graphical form as shown in Figure 17a and a curve drawn defining the upper limit of combinations of slope height and angle that will remain stable. In addition to the curve fitted to the field data, two curves are also shown in Figure 17 to indicate the way in which the shape of the curves varies with the relative magnitude of  $c'$  and  $\phi'$ .

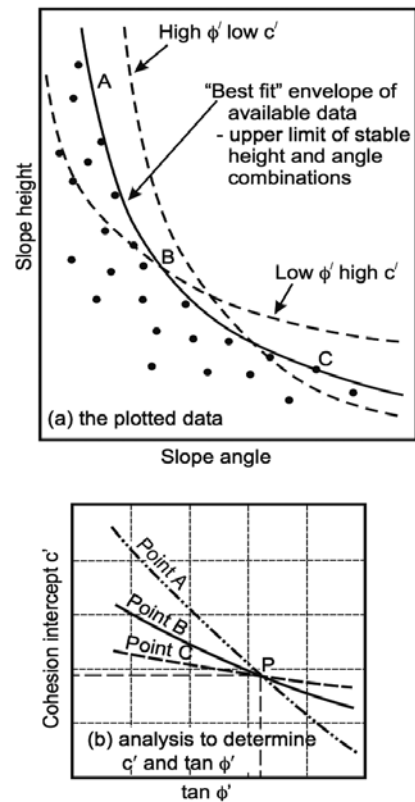


Figure 17: Curve fitting to height and slope data to determine  $c'$  and  $\phi'$

For any given values of  $c'$  and  $\phi'$ , and fixed seepage condition (defined by an  $r_u$  value), there will be a unique combination of slope heights and slope angles that will be stable. A procedure involving “trial and error” can then be used to fit a curve to the field data. This procedure can be quite tedious, but systematic methods can be used to avoid time consuming “trial and error” procedures.

For example we can select two or three points on the curve, such as A, B, and C, and then use the single slip procedure to determine combinations of  $c'$  and  $\phi'$  for each point and plot these as graphs on a common graph, as shown in Figure 17b. The intersection of these graphs (the point P) defines the values common to the whole curve and thus the values we are seeking.

All of these methods are of limited value, because of the practical difficulties involved in applying them in practice. Nature does not often provide the tidy geometry or materials of uniform properties needed to make the methods feasible.

## Remedial measures

Engineering involvement with slope stability issues frequently arises after failure has occurred. The engineer may be required to determine the cause of failure; his most important role, however, is likely to be determination of appropriate remedial measures to stabilise the slope. To stabilise a slip after it has occurred, or to increase the safety factor of a marginally stable slope we can do one or more of the following:

1. Decrease the disturbing forces
  - (a) flatten the slope
  - (b) decrease the height
  - (c) add a toe weight (berm)
2. Increase the shear resistance
  - (a) lower the pore water pressure (drainage)
  - (b) use mechanical keying such as piling
  - (c) grout the soil

It is difficult to generalise as to which of the above should be used in a particular case. All of the possibilities under (1) are usually practical and relevant if the slope geometry is suitable; of the possibilities under (2) the first (a) is by far the most relevant and practicable, 2(b) and 2(c) can only rarely be used. The choice of measure to use is very dependent on the type of slip. There are two basic kinds of slips:

1. Rotational – typical of cuttings and embankments – usually in slope of low to moderate height.
2. Translational – typical of natural slopes – often in very large slopes of “indefinite” extent.

### Rotational slips

It is generally possible and effective to decrease the disturbing forces, as indicated in Figure 18.

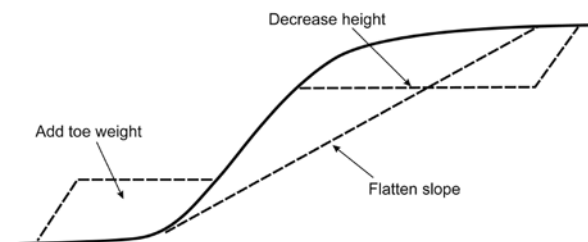


Figure 18: Remedial, or stabilising measures, involving changing the geometry of the slope

It may also be possible to increase the shearing resistance by installing drainage measures to lower the pore pressure. Two types of drainage, illustrated in Figure 19, are common.

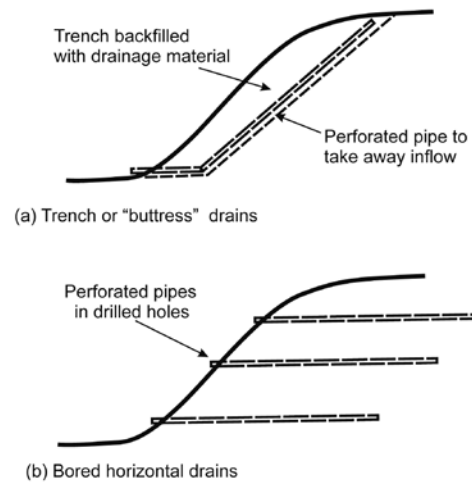


Figure 19: Drainage measures to reduce pore pressures in slopes

### Translational slips

In this case it is usually not possible to reduce the disturbing forces by flattening the slope or by adding a toe weight, because of the size of the slope and slide.

Generally the installation of drainage measures is the only practical possibility, and trench drains are by far the most effective method of doing this. The concept is illustrated in Figure 20. It is important to check that the ground water level in the slope is high and that the drains will therefore lower the pore pressures.

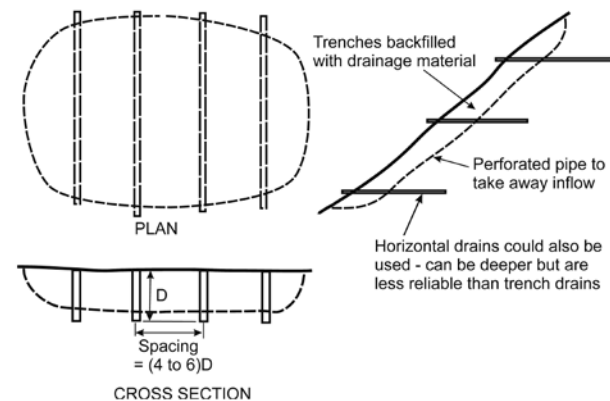
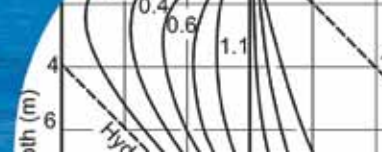


Figure 20: Drainage measures in translational slides

Ideally, the drains should be taken below the failure surface but this is not essential. The spacing should be in the range





of 3 to 5 times the depth.

*It should be noted that in many remedial situations, especially those involving large translation slides in residual soils, the safety factor is often very low, and it is usually impractical to increase the value by more than say 0.1 or 0.2, i.e. we can only hope to raise a safety factor of 1.0 to a value of 1.1 or 1.2. At a dam site (the Clyde Dam) in the South Island of New Zealand, half a billion dollars was spent stabilising landslides – in most cases the safety factors were raised by only 0.1 or 0.2.*

### Mechanical methods, such as piling or grouting

The forces involved in most slips are very large in comparison to the resistance which can be provided by pile installation. Figure 21 illustrates the relative effectiveness of drainage measures and bored piles on stability. It is evident that drainage measures are likely to be the preferred method for stabilising this particular slope.

Grouting cannot generally be used on clay slopes, because conventional cement grouts will not flow into the pore space of clays. Grouting would be a possibility in sandy or gravely materials. Various types of grouts that do not use cement are available on the market, but even these may not be very effective unless the clay is of relatively high permeability.

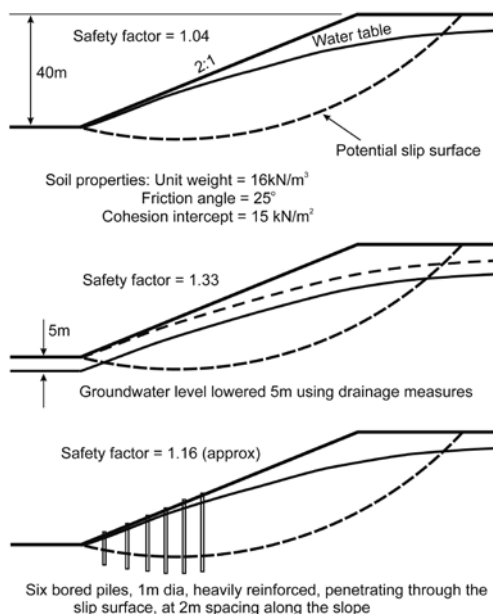
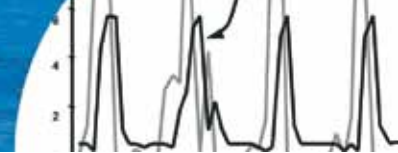


Figure 21: Relative influence of drainage measures and “shear” piles on safety factor

## References

- Geotechnical Manual for Slopes (1984, 2000). Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, The Government of Hong Kong. Second edition and fourth reprint
- Chandler, R.J. and Skempton, A.W. (1974). The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays. *Géotechnique* 24, No.4: 457- 466
- Lam, L., Fredlund, D.G. and Barbour, S.L. (1987). Transient seepage model for saturated-unsaturated soil systems: a geotechnical engineering approach. *Canadian Geotechnical Journal* 24, 565-580
- Seep/W (2007). Groundwater seepage analysis. GeoStudio, Geo-Slope International, Canada
- Slope/W (2007). Slope stability analysis. GeoStudio, Geo-Slope International, Canada
- Wesley, L.D. and Lelaratnam, V. (2001). Shear strength parameters from back-analysis of single slips. *Géotechnique* 51, No. 4: 373 – 374
- Wesley, L.D. (2010). *Geotechnical Engineering in Residual Soils*. John Wiley and Sons Ltd., New York.
- Wesley, L.D. (2009). *Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*. John Wiley and Sons Ltd., New York
- Wesley, L.D. (1977). Shear strength properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia. *Géotechnique* 27, No.2, 125-136



## Modeling the effects of agricultural management practices on groundwater in Shelton, USA

Modelación de los efectos de prácticas de manejo agrícola en el agua subterránea en Shelton, EEUU

Fecha de entrega: 23 de junio 2011  
Fecha de aceptación: 4 de octubre 2011

José Luis Arumí<sup>1</sup>, Derrel Martin<sup>2</sup> and Darrell Watts<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Facultad de Ingeniería Agrícola, Universidad de Concepción, Casilla 537, Chillán, Chile, jarumi@udec.cl

<sup>2</sup> Department of Biological System Engineering, University of Nebraska-Lincoln, 223 L.W. Chase Hall, Lincoln, NE 68583-0726 USA, dlmartin@unlnotes.unl.edu

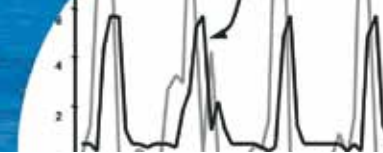
<sup>3</sup> Department of Biological System Engineering, University of Nebraska-Lincoln, 230 L.W. Chase Hall, Lincoln, NE 68583-0726, USA dwatts1@unl.edu .

*An integrated methodology was developed to assess the impact of recharge rates, nitrate leaching from crop root zones, and irrigation pumping rates on groundwater quality and quantity. Monthly values for deep percolation of water, irrigation pumping and leaching of nitrate-nitrogen were calculated with a soil-water-plant model. An Intermediate Vadose Zone Model (IVZM) was developed and used together with models for groundwater flow (MODFLOW) and solute transport (MT3D) to simulate the movement of water and nitrate-nitrogen. The IVZM generates recharge files used by MODFLOW and MT3D. The methodology was applied to an area near the town of Shelton, Nebraska, where a shallow sand-gravel aquifer is highly contaminated by nitrate-nitrogen. MODFLOW was calibrated using historic groundwater level data from 1981 to 1996. Simulation results suggest that concentration reductions of 10% in the upper third of the saturated zone are possible after 10 years of improved irrigation and nitrogen fertilizer management. Groundwater quality changes slowly propagate down-gradient from the field and towards the lower part of the aquifer. A particle tracking technique showed that water from a well does not provide a good indication of the influence of improved management in the adjacent field. The quality of water pumped from a well represents the effect of management over 15 years and from more than 1.5 km up-gradient from the well. Regional groundwater quality depends on local management practices over a long period. Regulatory programs to improve water quality require therefore, widespread adoption and substantial time to provide significant water quality improvements.*

**Keywords:** groundwater, modeling, recharge, water quality, agricultural management practices

*Se desarrolló una metodología integrada para evaluar el impacto en la calidad y cantidad de agua subterránea ocasionado por la tasa de recarga, infiltración de nitrato desde zonas de cultivos, e intensidad de bombeo para irrigación. Se calculan valores mensuales de percolación profunda, irrigación por bombeo e infiltración de nitrato-nitrógeno con un modelo de suelo-agua-planta. Un modelo de zona vadosa intermedia (IVZM) fue desarrollado y usado junto con modelos de flujo de agua subterránea (MODFLOW) y transporte de soluto (MT3D) para simular el movimiento del agua y nitrato-nitrógeno. IVZM genera archivos de recarga usados por MODFLOW y MT3D. La metodología fue aplicada a un área próxima a la localidad de Shelton, Nebraska, donde un acuífero somero de arena y grava está altamente contaminado por nitrato-nitrógeno. MODFLOW fue calibrado usando registros históricos de nivel de agua de 1981 a 1996. Resultados de simulaciones sugieren que reducciones de un 10% de la concentración en el tercio superior de la zona saturada son posibles después de 10 años de mejoras en el manejo de riego y de fertilizantes de nitrógeno. Los cambios en la calidad del agua subterránea se propagan lentamente gradiente abajo desde el terreno cultivado hacia la parte inferior del acuífero. Una técnica de rastreo de partículas mostró que el agua de pozo no entrega una buena indicación de la influencia de la mejora en el manejo en terrenos adyacentes. La calidad del agua bombeada de un pozo representa el efecto del manejo sobre 15 años y de más de 1.5 km gradiente arriba del pozo. La calidad del agua subterránea regional depende de prácticas locales de manejo sobre un periodo largo. Programas de regulación para mejorar la calidad del agua requieren por lo tanto ser adoptados ampliamente y con tiempo suficiente para lograr mejoras significativas de la calidad del agua.*

**Palabras clave:** agua subterránea, modelación, recarga, calidad del agua, prácticas de manejo agrícola



## Introduction

The Central Platte Valley of Nebraska, shown in Figure 1, is an area of intensive agricultural production where nitrate pollution of groundwater has increased since it was first detected in 1961. Currently about 200,000 ha are underlain by groundwater with a nitrate-nitrogen  $\text{NO}_3^-$ -N concentration in excess of the  $10 \text{ mg l}^{-1}$  maximum contaminant level established for drinking water. The vast majority of municipalities and rural dwellings in the region use groundwater for potable water. To curtail the buildup of  $\text{NO}_3^-$ -N, the Central Platte Natural Resources District (CPNRD) implemented a groundwater management program in 1987. The goal was to encourage farmers to apply the necessary amount of nitrogen (N) fertilizer by taking into account the mineral N available from the soil and irrigation water, thereby increasing the fraction of N fertilizer used by the crop and reducing nitrate leaching (CPNRD, 1996). In 1990, the Nebraska Management Systems Evaluation Area (MSEA) project was established in the Central Platte Valley to develop practical and economical practices to improve groundwater quality (Figure 1). The project established a field research site near the town of Shelton.

The effects of agricultural practices on groundwater quality are difficult and expensive to measure. Modeling provides an alternate to estimate the effects of improved practices on groundwater quality; however, accurately estimating recharge, pumping and pollutant loading of the aquifer are essential (Oyarzún *et al.*, 2007). The effect of the vadose zone on recharge and pollutant loading of groundwater has not been widely considered (Canter, 1997). Most groundwater modeling studies use the amount of recharge as a calibration parameter and neglect how changes in agricultural practices or land use affect recharge. They often ignore the buffering effect of the vadose zone on the movement of water and solutes. Additionally, complex models that simulate water and solute transport in the vadose zone are usually not linked to groundwater models because such models are often too large and complex for regional-scale modeling (Gusman and Mariño, 1999).

The objective of this work was the development of an integrated groundwater model for the area surrounding

the Nebraska MSEA site for the estimation of  $\text{NO}_3^-$ -N concentrations in an aquifer. This results from the use of alternative practices for irrigation and N management, tillage and other production practices. The size of the modeled area was determined by the location of physical features that provide stable boundary conditions, the location of the MSEA site and the direction of the groundwater flow, which is generally parallel to the Platte River, with a slight northerly component leaving the river. Regionally, this tendency did not change materially between 1930 and 1990 (Kilpatrick, 1996). In addition, the uncertainty about the east and west boundary conditions made it useful to have a buffer zone between these boundaries and the study site.

The integrated model has four main components. The soil-water-plant model simulates crop production to estimate crop yield, nitrate leaching, irrigation pumping and deep percolation from crop root zones. The intermediate vadose zone model (IVZM) simulates the effect of the intermediate vadose zone on water and solute recharge to the groundwater system. A groundwater flow model is used to calculate the dynamic behavior of the groundwater system and a solute transport model is used to simulate changes in groundwater quality.

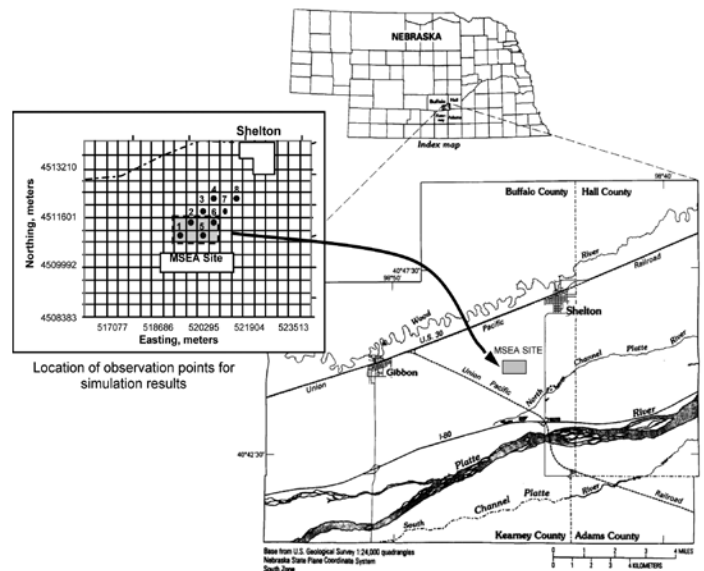
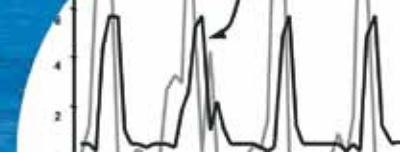


Figure 1: Location of the study area and the Nebraska MSEA site (adapted from Kilpatrick, 1996). The observation points for tracking simulated groundwater quality changes are shown in the insert.





## Integrated model Hydrogeological model

A groundwater model was developed to simulate the behavior of the aquifer beneath the MSEA project site (Arumi, 2000). The groundwater system beneath the site consists of two aquifers: an upper alluvial aquifer and a confined aquifer that is a part of the Ogallala formation. The hydraulic connection between the two aquifers is not significant (Peckenpaugh and Dugan, 1983; Diffendal and Smith, 1996). Irrigation and fertilization practices have strongly impacted the quality and quantity of groundwater in the upper aquifer. In contrast, the Ogallala is little used for irrigation in this region and has low levels of nitrate-nitrogen. For that reason, this study focuses on the upper aquifer.

The computer code MODIME was used for management of groundwater simulations (Zhang *et al.*, 1996). This code corresponds to a pre-processor and post-processor for MODFLOW, PATH3D and MT3D that makes the linkage between these models and uses the same interface to process simulations. An important feature of MODIME is its capability to interpolate data from the regional groundwater model to create a sub-model. The code uses input and output from a larger model to interpolate the results in a smaller area inside the original model. This allows the simulation of local conditions using finer details while retaining regional boundary conditions. The sub-model area was large enough so that boundary conditions did not affect simulation results near the MSEA site.

Data needed for the model consisted of geological and hydrological information such as the watershed configuration and hydraulic characteristics from geologic test-hole logs. Data about soils, cropping patterns, irrigation and well location were also compiled. Historical groundwater data were used for calibration and verification (Kilpatrick, 1996; McGuire and Kilpatrick, 1998). The main sources of information were the University of Nebraska's Conservation and Survey Division, the U. S. Geological Survey, the Central Platte Natural Resources District and the Nebraska Department of Natural Resources.

A series of recharge and pumping events is necessary to produce long-term simulations. An extended time series

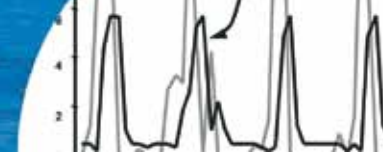
of deep percolation and pumping was generated with the EPIC model (Sharpley and Williams, 1990; Williams *et al.*, 1990) to provide stress on the groundwater system. The percolation series represents the monthly volume of water that drained from the root zone. The pumping series represents the volume of water applied for irrigation including losses resulting from inefficient application. The percolation and pumping series were developed for each soil association in the area.

With the exception of local variations produced during the irrigation season or temporal variations produced in extremely wet years, such as 1993, the regional water table configuration is quite stable. Kilpatrick (1996) and McGuire and Kilpatrick (1998) compared the regional water table configuration between 1931 and 1991. They found a constant shape for the water table. During calibration of the groundwater model it was observed that very strong variations of recharge (or discharge) were necessary to produce a significant alteration of the water table configuration. This is because of the strong effect of the Platte River on the groundwater system and the high transmissivity of the upper aquifer. The model is not very sensitive to aquifer hydraulic conductivity or storage coefficient values. Simulations using hydraulic conductivities of 50 and 150 m/day produced nearly identical results. The lack of sensitivity probably explains the different values of hydraulic conductivity determined for the area by McGuire and Kilpatrick (1998) and Peckenpaugh and Dugan (1983).

## Soil-water-plant model

The effect of agricultural practices on the water and nitrate balance in the root-zone was simulated using the EPIC model. The model simulates crop systems and biophysical processes in the root zone. Bredeweg (1994) calibrated EPIC to simulate irrigation and fertilization practices at the Nebraska MSEA site, using weather data from Grand Island, Nebraska. Yildirim *et al.* (1997) simulated best management practices for corn irrigated by a center pivot in the area and found EPIC to be reliable for calculating the volume of water that percolates from the root zone.

For modeling purposes, homogeneous management units based on soil, crops and irrigation practices were defined.



The geographic distribution of the soil associations was obtained from the Nebraska Department of Natural Resources database for Hall and Buffalo Counties (Table 1). There are three principal zones: upland, valley and floodplain. The upland area is dominated by the Coly soil associations, the valley by Hord, Wood River, Blendon and Gibbon associations, and the floodplain by the Platte River soil association. The most intensively irrigated agricultural production is located in the valley. In the upland and the floodplain the predominant use is pasture and range land. A summary of the cropping patterns according to zone, soil and irrigation method is summarized in Table 2. Each combination of soil, crop and irrigation system was simulated using the EPIC model. Representative values of applied depths of irrigation water and N fertilizer amounts were obtained from local reports (CPNRD, 1996). Monthly values of deep-percolation and nitrate leaching were obtained from those simulations.

**Table 1: Soil associations found in the study area (from USDA-SCS, 1974)**

Association	Name	Texture	Slope
Gibbon-Leshara	Gibbon	Silt loam	nearly level
Platte	Platte	Loamy and sandy	nearly level
Holdrege-Hall-Cozal	Hord	Silt loam	nearly level
Coly-Uly-Holdrege	Coly	Silt loam	gentle to steep
Blendon-Thurman-Valentine	Blendon	Sandy loam	nearly level
Wood River	Wood River	Silt loam & clay pan	nearly level

**Table 2: Characteristics of crops and irrigation trends found in the study area**

Zone	Soil	Crop	Irrigation	% Area
Upland	Coly	Pasture	-	80
		Others		20
Valley	Hord	Corn	pivot	17
			furrow	68
	Wood	Soybean	non-irrigated	0.5
			pivot	0.5
			furrow	5
	Blendon	Alfalfa	non-irrigated	0.5
			pivot	0.1
Gibbon	Others	furrow	2.5	
		non-irrigated	1	
Floodplain	Platte	Pasture	non-irrigated	20
		Wet-meadow	non-irrigated	65
		Others	non-irrigated	15

**Intermediate vadose model**

The intermediate vadose zone model (IVZM) simulates the transport of deep percolation from the root zone through the vadose zone and predicts the temporal pattern of recharge to the groundwater system. IVZM was developed from a solution of the Richards equation, using the method of decomposition and the Brooks and Corey models (Arumi, 2000). This method produces an approximated analytical solution to predict the residence time of water in the intermediate vadose zone and the rate that water fluxes reach the groundwater. The model estimates the water and nitrate fluxes that enter the saturated zone. A bookkeeping algorithm calculates the monthly recharge of water and nitrate, creating the files used by MODFLOW and MT3D.

The vadose zone near the Nebraska MSEA site consists mainly of the soil association at the surface and the coarse sand of the aquifer (Qs and Qal2, respectively). For each cell of the model a representative vadose zone column was created. The vadose zone depth VZD was estimated using the following index:

$$VZD_{i,j} = Cota_{i,j} - RZD_{i,j} - GWL_{i,j} \tag{1}$$

where Cota represents the mean topographic elevation of the cell, the root zone depth is represented by RZD and GWL corresponds to the average value of the groundwater level measured in 1981, 1991 and 1996.

From the geological description of the area (Arumi, 2000), it is possible to estimate the depth of the Qs formation for each cell (DQs). Based on that information the properties of the vadose zone were calculated as:

$$P_{sc} = P_{Qs} \frac{DQs}{VZD} + P_{Qal2} \left[ 1 - \frac{DQs}{VZD} \right] \quad \text{if } DQs < VZD \tag{2}$$

$$P_{sc} = P_{Qs} \quad \text{if } DQs > VZD \tag{3}$$

where  $P_{sc}$  represents a parameter of the vadose zone, and  $P_{Qs}$  and  $P_{Qal2}$  are the parameter values for the geological units Qs and Qal2. The parameters considered for each soil association (grouped by Qs geological units) and the coarse sand soil (Qal2) are presented in Table 3.

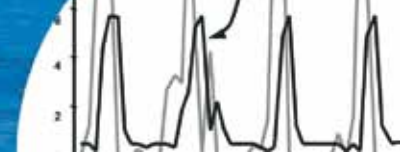


Table 3: Properties of soil and aquifer materials used for the Vadose Zone Model (based on procedures from Rawls *et al.*, 1992).

Property	Qal2	Qs geological unit				
		Hord silt loam	Wood River silty clay loam	Gibbon silt loam	Blendon sandy loam	Platte loamy sand
Brooks and Corey soil parameters	Aquifer coarse sand					
Saturated hydraulic conductivity, cm/hr	29.0	0.45	0.30	0.45	2.00	4.50
Saturated water content	0.430	0.45	0.45	0.45	0.45	0.43
Residual water content	0.045	0.060	0.060	0.060	0.040	0.035
Pore-size distribution	0.70	0.23	0.23	0.23	0.38	0.55
Bubbling pressure, cm	7.3	20.7	20.7	20.7	14.6	8.7

The IVZM used the time series of percolation events that was generated for each soil association as input. The model produces the groundwater recharge series needed for the groundwater model. An example of the results obtained from the vadose zone model is shown in Figure 2 for a Hord soil and a vadose zone depth of 3.6 m. The recharge values were organized into the MODFLOW format using an auxiliary program that read results from each series and distributed them through time for each soil association across the groundwater grid.

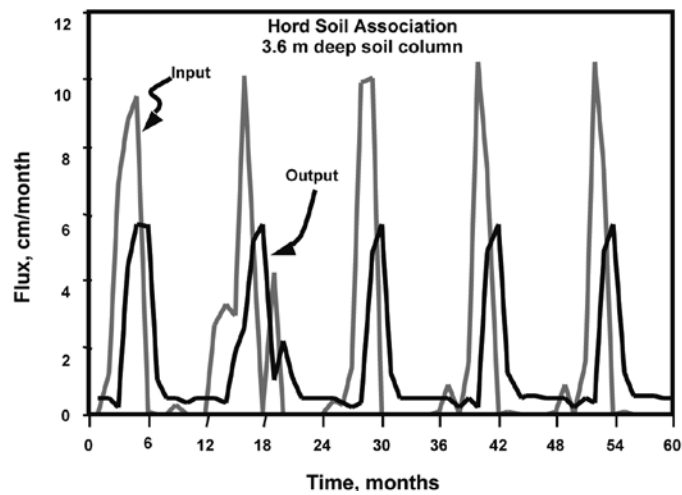


Figure 2: Example of the monthly pattern of inflow into and drainage from the vadose zone as predicted with the soil-plant-water and the intermediate vadose zone models

### Calibration and verification of the groundwater model

Calibration of the groundwater model consisted of establishing boundary conditions, determining aquifer properties and defining the effects of the Wood River and the North Channel of the Platte River on the water table. The weather in the Central Platte Valley has a strong

periodicity. The rainy season starts in the spring with April, May and June being the wettest months of the year. Rain extends into the summer but is generally inadequate to fully meet crop water requirements during July and August; thus, irrigation pumping from the aquifer occurs mostly during the last two months of the summer. The soil is frozen during part of the winter which inhibits processes in the upper soil profile. Since there is little extraction from the aquifer outside of the irrigation season the water-table recovers to its highest level in spring. Due to the annual pattern of recharge and pumping, April represents the end of an annual cycle of the groundwater system. Springtime water levels provide a stable time for comparison of trends. Some of the most reliable groundwater level observations for the area were recorded in 1981, 1991 and 1996. Building on the reliability of these data a 10 year calibration period between May 1981 and April 1991, and a 5 year verification period between May 1991 and April 1996 were used in model development and testing.

The natural boundary conditions for the groundwater model are the Platte River on the south and the watershed division on the northwest side of the area. Other boundaries consisted of aquifer cuts that were simulated using the General-Head Boundary module GHB in MODFLOW. This module allows the simulation of variable fluxes across boundaries. The rate of the flux depends on the difference in head between the aquifer  $h_a$  and a specified head outside of the model  $h_c$  that represents an external source of water:

$$Q = C_d (h_c - h_a) \quad (4)$$

where  $C_d$  is the conductance between the aquifer and the external source of water. This parameter is generated by MODFLOW as a function of the hydraulic conductivity and the geometry of the aquifer.

Calibration of the model was based on external heads, boundary conductance parameters and aquifer parameters. A range of values for the hydraulic conductivity  $K_s$  and the specific yield  $Y$  was used for each geological unit. The values of  $K_s$  and  $Y$  were calculated for each cell of the groundwater model depending on the percentage of the geological unit contained in a specific cell. The most important parameter of the model is the hydraulic conductivity for the sand



and gravel aquifer. Previous studies have found that the hydraulic conductivity varies from 40 to 140 m/day. To calibrate the model, we conducted a sensitivity analysis of the groundwater system with respect to the hydraulic conductivity using the root mean of squared residual errors (RMS) as a measure of the goodness of fit. Results of the sensitivity analysis showed that the accuracy of predicted water levels improves for values of  $K_s$  over 100 m/day and that there is little difference between the values of 100 and 125 m/day (see Figure 3). These results are consistent with the findings of McGuire and Kilpatrick (1998), thus the hydraulic conductivity of the sand and gravel aquifer was taken as 125 m/day.

The configuration of the water table in Figure 4, shows that the North Channel of the Platte River and the Wood River can be both gaining and losing streams in this reach. For these reasons, the Platte and the Wood Rivers were simulated as open drains that can lose or gain water from the aquifer depending on the difference between the hydraulic head of the aquifer and the stream. The upland portion of the study area was incorporated into the model to represent the watershed division boundary in the north. Our study focuses primarily on the groundwater system in the Central Platte Valley, specifically that area between the Wood River and the Platte River. For that reason the comparison between simulated and observed data considered only the groundwater model cells located in the Valley.

The groundwater model calibration for the period between May 1981 and April 1991 was used to simulate the observed values in the Valley as shown in Figure 4. The validation of the model for simulation between 1991 and 1996 shows that the results are less accurate around the Wood River, but are still adequate, as observed in Figure 5. The largest mass balance error during calibration was 0.02%. The largest sources of water were the west boundary of the aquifer (62%) and groundwater recharge (7%). The largest sinks of water were the east boundary (57%) and well extraction (36%). The effect of the Platte River is less dominant than that found by McGuire and Kilpatrick (1998). In their work the modeled area was limited by the Wood River on the north and the Platte River on the south. They also used different recharge procedures and boundary conditions.

The Platte River was the most important source/sink of water in their study. The extension of the model to the north and the incorporation of improved recharge estimates and boundary conditions in this study illustrate the importance of agricultural practices and aquifer boundaries on the water balance in the Valley.

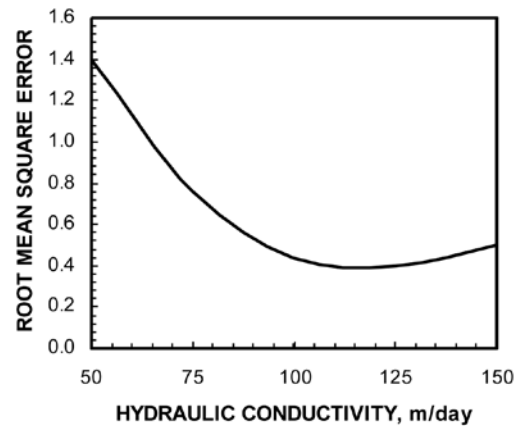


Figure 3: Analysis of the sensitivity of simulated water levels to the hydraulic conductivity of the sand and gravel aquifer.

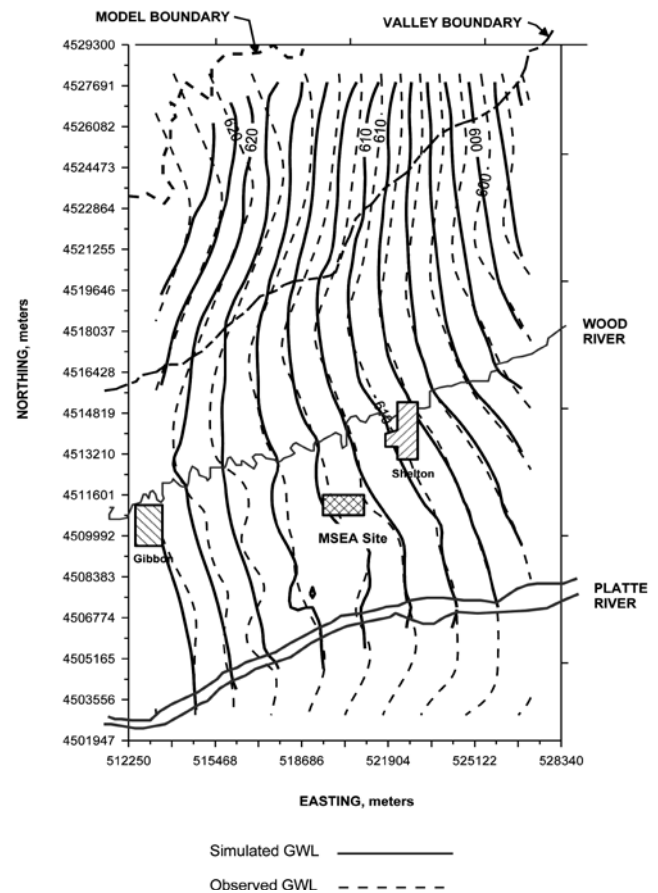


Figure 4: Groundwater levels simulated and observed in April 1991 (elevation in meters above sea level).

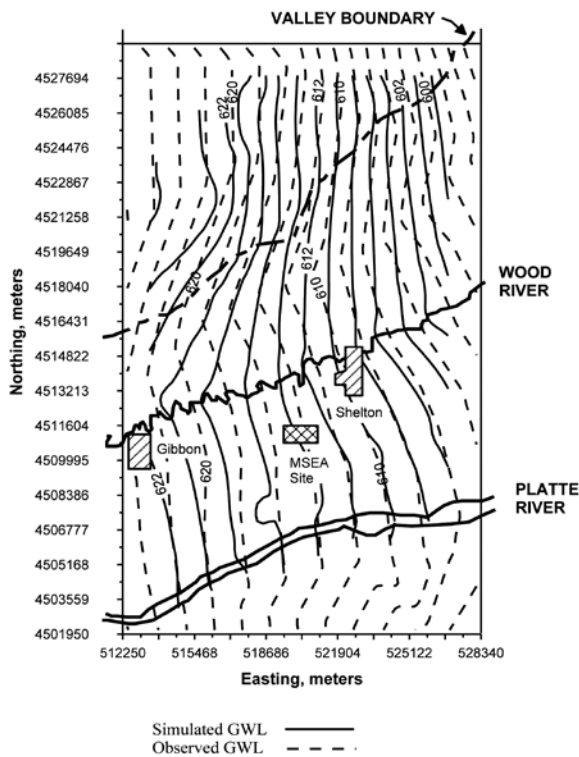
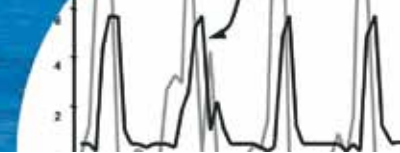


Figure 5: Groundwater levels simulated and observed in April 1996 (elevation in meters above sea level).

## Simulation of groundwater flow beneath the MSEA site

Direct sampling of groundwater is the best indication of the integrated effects of management over large areas; however, results may be difficult to interpret for a particular field or farm because of the practice effects on adjacent lands. There may also be delays in improved water quality conditions as a result of management changes. We used two simulation analyses to evaluate the potential groundwater impact caused by localized reduction of nitrate leaching. The first used particle tracking to characterize the aquifer beneath the MSEA site. The second provided an evaluation of groundwater quality changes caused by reductions of nitrate leaching at the MSEA site.

### Source region for the MSEA site

Particle tracking has proved to be helpful for determining the direction of groundwater flow. That is important because advection is the main mechanism for solute transport. Snyder *et al.* (1999) used a groundwater flow model with particle tracking to evaluate groundwater vulnerability. They identified recharge areas for the aquifer, and with geographic information systems, determined

characteristics of the recharge areas, down-gradient impacts of land use and the age of the groundwater.

The particle tracking analysis used a sub-model area downstream of the MSEA site to evaluate management effects. The Platte River, the Wood River and the towns of Gibbon and Shelton define the sub-model area. An initial particle tracking analysis was made to identify the pathlines that converge to the MSEA site.

## Results

The approach used for the delineation of the MSEA site source region was based on the tracking of five hundred particles over a period of thirty years. Initially, the particles were uniformly distributed in the top of the aquifer, representing the particles that infiltrated directly from crop root zones. Extensive pumping during the irrigation season produces a general trend of particle movement in an east-northeast direction with a gradual vertical movement toward the bottom of the aquifer. The particles that reached the MSEA site, and their initial positions, were registered for each year of the simulation. Using that information, it was possible to calculate the time required for particles to arrive at the MSEA site (called particle age).

Particle age increases with depth as can be seen in Figure 6. Fifty percent of the particles are older than seven years and 25% are older than ten years. The vadose zone in the vicinity of MSEA site is shallow. Recharge residence time in the vadose zone as calculated from IVZM simulations was about two to five months as shown in Figure 7.

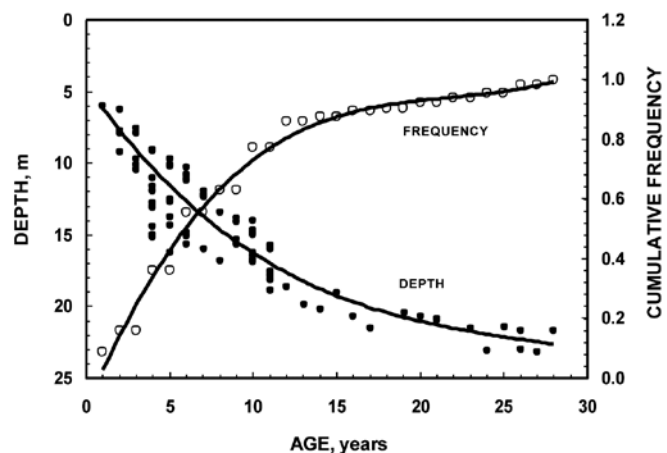


Figure 6: Distribution of particle age with respect to depth in the aquifer beneath the MSEA site.

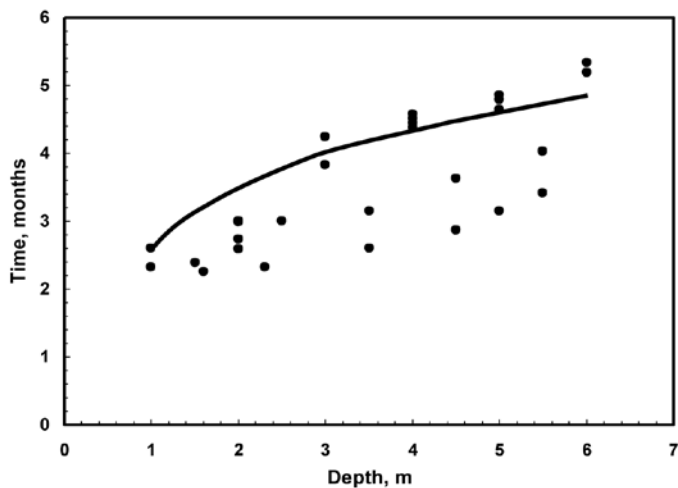


Figure 7: Recharge residence time in the vadose zone near the MSEA site.

The distance that particles traveled from the point where they entered the water table until they reached the MSEA site is shown in Figure 8. The particles at the bottom of the aquifer traveled the greatest distance. About 50% of the particles traveled a distance greater than 1000 m, but only 20% traveled a distance greater than 2000 m. Figure 9 shows that the particle velocity varied between 0.5 and 0.7 m/day in the upper 12 m of the aquifer. The reduction of velocity in the lower part of the aquifer (deeper than 20 m) is caused by a ridge in the confining geological unit (Qa11) that acts as a local barrier to groundwater flow.

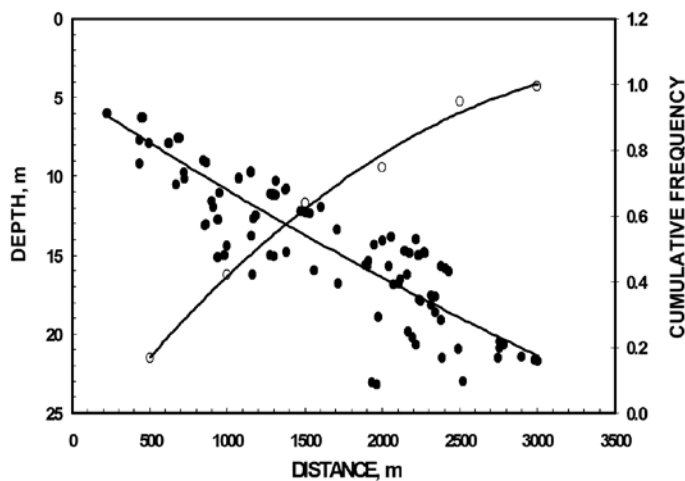


Figure 8: Particle-travel distance distribution with depth

In the Central Platte Valley where furrow irrigation is a common practice, wells are normally located on the up-gradient side of each field and are usually screened in the lower third of the aquifer. A significant part of the

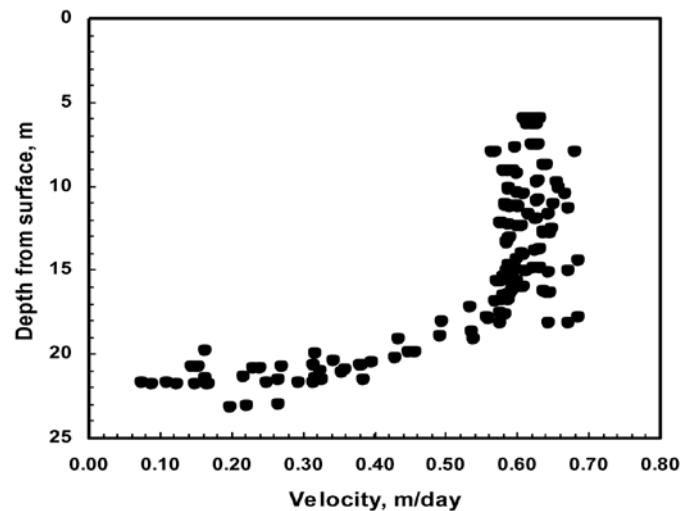


Figure 9: Particle velocity distribution with depth

groundwater that wells can capture has had a much longer residence time than water recently added at the top of the water table. Consequently, the quality of water pumped by a farmer is highly dependent on the management practices of up stream neighbors, since it is primarily related to events that took place over the previous 15 years, and more than 1500 m up-gradient of the irrigation well. Farmers in the CPNRD must analyze and report the  $\text{NO}_3\text{-N}$  concentration of their irrigation water annually. These data have been used to define boundaries of zones in which specific management practices may be required. These zones were initially defined by  $\text{NO}_3\text{-N}$  concentrations less than 10  $\text{mg l}^{-1}$ , in the range from 10 to 20  $\text{mg l}^{-1}$  and more than 20  $\text{mg l}^{-1}$ , with increasing restrictions on management practices as concentration increases. The concentration of nitrate in groundwater pumped for irrigation has been used in two ways. First, it is included in computing the nitrogen fertilizer requirement. Nitrogen available from groundwater can reduce fertilizer requirements and reduce the buildup of nitrate in groundwater. Thus, knowing the nitrate concentration of irrigation water is important to management. Secondly, some regulators and producers have assumed that the concentrations measured in producers' wells represent the impact of recent management practices of that producer. That is generally not the case. In this region, zones as far upstream as 1500 m and management practices from the previous 15 years affect the nitrate concentration of a specific well. Our work suggests that groundwater  $\text{NO}_3\text{-N}$  from irrigation wells may not be useful in identifying farmers whose



recent management practices contribute to contamination problems. Regulatory policies will likely be most effective if they recognize the spatial and temporal dependency of nitrate contamination in groundwater.

## Simulating impact of management practices on groundwater quality

The previous analysis suggested that, reductions of nitrate leaching at a field scale could help improve down-gradient groundwater quality. The goal of the second simulation study was to improve our understanding of the effects of field-scale nitrate leaching reduction on groundwater quality. To do that, we compared the simulated changes in  $\text{NO}_3^-$ -N concentration of groundwater if nitrate leaching at the MSEA site was reduced to 75, 50 and 25% of the regional average. The study was conducted by applying the model for a ten-year period.

The soils at the MSEA site are mapped within the Hord Soil Association. From the EPIC simulation, the average annual amount of  $\text{NO}_3^-$ -N leached from the root zone was estimated as 46 kg/ha. Four 10 year simulations were conducted using the model. Each simulation corresponded to a scenario where the nitrate leaching at the MSEA site was equal to 100, 75, 50 or 25% of the N loss computed with the EPIC model. To quantify changes in groundwater quality, eight “observation wells” were placed within the boundaries of the sub-model (see Figure 1). The wells were arranged in two lines approximately aligned with the groundwater flow.

### Results

The computed changes in  $\text{NO}_3^-$ -N concentration are shown in Figures 10 and 11. Results from the observation wells along the line from well 1 to well 4 are similar to the pattern from wells 5 to 8. In the top 5 m of the aquifer the  $\text{NO}_3^-$ -N concentration is reduced inside the MSEA site (wells 1, 2, 5 and 6). There is some reduction just outside the site at observation wells 3 and 7, and the reduction is negligible at wells 4 and 8 which are further away. The same trend was observed in groundwater which lies between 5 and 10 m below the water table; however, improvements in groundwater quality were less significant in the 5 to 10 m zone compared to the surface layer. In the lower one-third

of the aquifer change is minimal. After 10 years of reduced leaching, groundwater quality is improved in the top of the aquifer, but there is little significant change near the bottom which is consistent with the findings of Spalding *et al.* (2001).

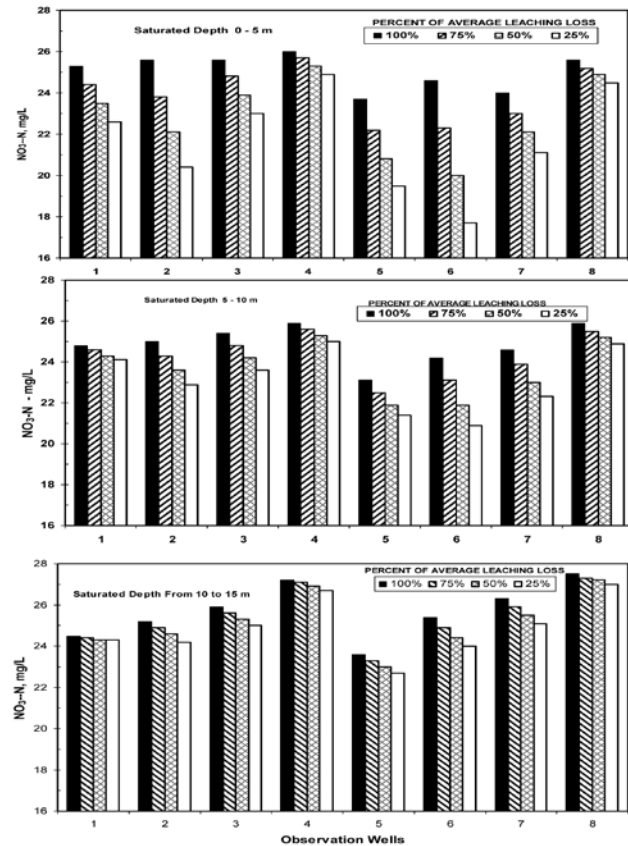


Figure 10: Simulated  $\text{NO}_3^-$ -N concentration in surface groundwater layer after 10 years of nitrate leaching at the observation wells.

The change of  $\text{NO}_3^-$ -N concentration in the top 5 m of the aquifer at the MSEA site is represented through a series of contour lines in Figure 11. The reduction in groundwater pollution extends to the area immediately down-gradient of the MSEA site. The zone of improved groundwater quality is about twice the size of the MSEA site where management improvements were made to reduce leaching losses to 25% and 50% of the average leaching loss. Obviously groundwater moves relatively slow, thus management impacts are reasonably local with the greatest improvement in groundwater quality taking place directly under the site where nitrate leaching was reduced. While the nitrate concentration in an individual well may not reflect the most recent actions of the producer irrigating that field, the regional groundwater quality is mostly determined by

local practices. Results show that the groundwater quality is slow to improve and that the quality is the result of practices that occurred in the local area over many years. Improvements in quality will require a widespread, long-term, management control program.

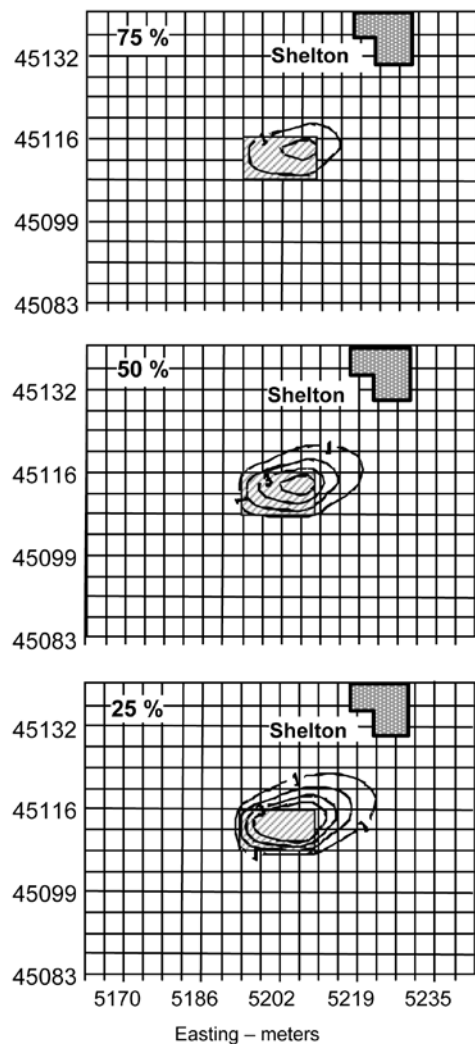


Figure 11: Simulated reduction in  $\text{NO}_3\text{-N}$  concentration in the top 5 m of the aquifer at the MSEA site during a ten-year period, when leaching was reduced to the indicated percent of the regional average. Each contour line represents 1  $\text{mg l}^{-1}$  decrease in concentration.

## Conclusions

The combined use of the IVZM, MODFLOW, MT3D and PATH3D models provides a methodology to evaluate the impacts of changes in recharge, nitrate leaching and pumping rates on groundwater quality and quantity. Good characterization of the groundwater system, including the vadose zone, is essential. A common practice in

groundwater modeling is to use recharge rates to calibrate the model. However, this limits the possibility of evaluating effects produced by changes in management of irrigation, N fertilizer and other cultural practices. For that reason, evaluation of agricultural management practices on groundwater should include a root-zone model that estimates nitrate leaching, irrigation pumping and water percolation. It is also necessary to evaluate the effect of the vadose zone. For example, near the MSEA site the vadose zone depth varies between 0 to 6 m and consists predominately of coarse sand. The residence time in the vadose zone there averages about four to six months, which would have little effect on multi-year analyses. In contrast, in deeper and finer soils such as the Coly series in the northern portion of the model area, the effect of the vadose zone is significant and should be considered.

The only indications farmers have of the groundwater quality under their fields are samples taken from their irrigation wells. However, such samples are not good indicators of the effect of individual farmer's management on nitrate leaching and groundwater contamination. In the Central Platte Valley, high-capacity irrigation wells capture water primarily from the lower part of the aquifer. Water samples from irrigation wells represent the effects of management decisions made up-gradient from the well from one to more than fifteen years in the past.

The direct impact of leaching from a single field has a scale comparable with field size. Spalding *et al.* (2001) found that changing from furrow to center pivot irrigation, and adjusting the timing and amount of N fertilizer applications according to need as indicated by crop condition, reduced the nitrate concentration in the upper groundwater beneath a 13.6 ha field at the MSEA site. Our study also indicates that reduction in nitrate leaching at the field scale initially improves water quality in the upper part of the groundwater beneath the field. Subsequently, these changes slowly propagate down-gradient and toward the bottom of the aquifer.

Good management of irrigation and N fertilization can help protect the groundwater quality of a specific area. However, regional groundwater quality changes will require widespread adoption of improved management



practices by most producers. An individual producer who persists with excessive applications of water and N fertilizer will continue to contaminate the irrigation water pumped to his down-gradient neighbors even though they use improved practices. The majority of farmers respond well to educational programs that clearly define the causes and costs of groundwater nitrate contamination and which provide cost effective management alternatives. Unfortunately, there are a few that refuse to make management adjustments. The groundwater management program implemented in 1987 by the CPNRD included both producer education and regulation of management practices. This has proved to be a useful approach to obtaining long-term improvement of groundwater quality in a region of intensive agricultural production like the Central Platte Valley. In most areas within the district groundwater nitrate concentrations have slowly begun to reverse the 40 year upward trend.

## REFERENCES

- Arumí, J.L. (2000). *Modeling the effects of agricultural management practices on groundwater quality and quantity*. PhD thesis, University of Nebraska, Lincoln
- Bredeweg, S.M. (1994). *Calibration of EPIC for simulating best management practices for irrigation and nitrogen*. MSc thesis, University of Nebraska, Lincoln
- Canter, L. W. (1997). *Nitrates in groundwater*. CRC Press, Inc. Boca Raton, Florida
- CPNRD (1996). Groundwater quality management program. Grand Island, Nebraska
- Diffendal R.F. and Smith, F.A. (1996). Geology beneath the primary Management Systems Evaluation Area (MSEA) site southwest of Shelton, Buffalo County, Nebraska. USGS Water-Supply Paper # 1358, Washington DC.
- Gusman, A., J., and Mariño, M. A. (1999). Analytical modeling of nitrogen dynamics in soil and ground water. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 125, 330-337
- Kilpatrick, J.M. (1996). Temporal changes in the configuration of the water table in the vicinity of the Management Systems Evaluation Area Site, central Nebraska. USGS Water-Resources Investigation Report 94-4173. Lincoln, Nebraska.
- McGuire, V.L. and Kilpatrick, J.M. (1998). Hydrogeology in the vicinity of the Nebraska management systems evaluation area site, central Nebraska. USGS, Denver, CO.
- Oyarzún, R., Arumí, J., Salgado, L. and Mariño, M. (2007). Sensitivity analysis and field testing of the RISK-N model in the Central Valley of Chile. *Agricultural Water Management* 87, Issue 3, 251-260
- Peckenpaugh, J.M. and Dugan, J.T. (1983). Hydrogeology of parts of the Central Platte and Lower Loup Natural Resources Districts. Nebraska. U. S. Geological Survey Water-Resources Investigation. Report 83-4219
- Rawls, W.J., Ahuja, L.R. and Brakensiek, D.L. (1992). Estimating soil hydraulic properties from soils data. *Proceedings of the International Workshop on Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*. van Genuchten, Liej and Lund, editors. University of California, Riverside, 329-340
- Sharpley, A.N. and Williams, J.R. (eds.) (1990). EPIC-Erosion/Productivity Impact Calculator. 1. Model Documentation. USDA, Tech. Bull. No. 1768.
- Snyder, D.T., Wilkinson, J.M. and Orzol, L.L. (1999). Use of a ground-water flow model with particle tracking to evaluate ground-water vulnerability, Clark County, Washington. USGS Water Supply paper; 2488.
- Spalding, R.F., Watts, D.G., Schepers, J.S., Burbach, M.E., Exner, M.E., Poreda, R.J. and Martin, G.E. (2001). Effect of management systems on nitrate leaching in irrigated agriculture. *Journal of Environmental Quality* 30(4):1184-1194
- USDA-SCS (1974). Soil survey of Buffalo County, Nebraska. U.S. Department of Agriculture.
- Williams, J. R., Dyke, P. T., Fuchs, W. W., Benson, V. W., Rice, O. W. and Taylor, E. D. (1990). EPIC-Erosion/Productivity Impact Calculator. 2. User Manual. A. N. Sharpley and J. R. Williams (eds.) USDA, Tech. Bull. No. 1768.
- Yildirim, Y.E., Skonard, C.J., Arumi, J., Martin, D.L. and Watts, D.G. (1997). Evaluation of best management practices using an integrated GIS and SWAT model for field sized areas. ASAE meeting, Minneapolis, MN. Paper No. 97-2162
- Zhang, Y., Zheng, C., Neville, C. J. and Andrews, C. B. (1996). MODIME. An integrated modeling environment for MODFLOW, PATH3D and MT3D. S.S. Papadopoulos & Associates, Inc.





# Planificación de recursos hídricos en zonas de secano usando un modelo de optimización no lineal

Planning water resources in dry lands using a non-linear optimization model

Fecha de entrega: 22 de junio 2011

Fecha de aceptación: 6 de octubre 2011

Abelardo Villavicencio<sup>1</sup>, José Luis Arumí<sup>2</sup> y Eduardo Holzapfel<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Instituto de Investigaciones Agropecuarias INIA Rayentué, Avda. Salamanca s/n, km 105 ruta 5 sur, Los Choabinos, Casilla 13, Rengo, Chile, avillavi@inia.cl

<sup>2</sup> Facultad de Ingeniería Agrícola, Universidad de Concepción, Casilla 537, Chillán, Chile, jarumi@udec.cl, eholzapf@udec.cl

*Se desarrolló una metodología de trabajo que permite identificar y planificar el uso de los recursos hídricos en zonas de secano, haciendo uso de una base de datos con información de un conjunto de cuencas identificadas con el software ARCVIEW 3.2. Se obtuvo información meteorológica de la zona de estudio que fue utilizada en un balance hídrico para cuantificar la cantidad potencial de agua a acumular en cada sitio identificado. Posteriormente se usó un modelo de optimización no lineal que determina un patrón de cultivo que maximiza el beneficio neto dado un conjunto de recursos y restricciones físicas, medioambientales y económicas. A través de un análisis de sensibilidad se encontró que las variables que más influyen sobre el beneficio neto son el precio de venta de los productos agrícolas, la disponibilidad de agua, la disponibilidad de mano de obra y la eficiencia del método de riego. También se determinó que las cuencas de tipo pequeño son más sensibles a los cambios en estas variables. Una estrategia adecuada de intervención en el secano es introducir especies que se adapten a esta condición y utilizar el agua acumulada para dar riegos suplementarios en épocas de mayor demanda hídrica. No se pretende transformar toda el área en una zona de riego, sino que desde sus limitantes y potencialidades planificar el uso racional del agua factible de acumular.*

*Palabras clave: recursos hídricos, funciones de producción, modelos de optimización, planificación, secano, sistema de información geográfica*

*A methodology was developed for identifying and planning the water resources use in dry lands. A data base was constructed with information of small basins which were identified using the ARCVIEW 3.2 software. Meteorological information was used to estimate run-off and to calculate the potential water volume that could be accumulated in each identified site. Subsequently, a non linear optimization model was used to determine the crop pattern that maximizes the net benefit according to the physical, environmental and economic resources and constraints. The sensibility analysis of the model indicated that the most important variables were product price, water availability, labor hand availability and irrigation method efficiency. It was also determined that small basins are more sensible than medium or big basins. An appropriate intervention strategy for dry lands is to introduce adapted species to these conditions and to use captured water for supplementary irrigation in the few months with high water demand. The idea is not to transform the whole area in an irrigation zone, but from its limitations and potentialities to plan a rational use of the water that can be captured in winter.*

*Keywords: water resources, production functions, optimization models, planning, dry lands, geographic information systems*

## Introducción

Las condiciones de sequía, fenómeno cada vez más recurrente en Chile, debe hacernos reflexionar sobre como abordar de forma más eficiente la producción agrícola en zonas donde la restricción de agua es una severa

limitante. En general estas zonas presentan altos niveles de pobreza por lo que se busca incorporar alternativas de mayor rentabilidad que contribuyan a la diversificación de los sistemas productivos, centrados actualmente en cultivos tradicionales como trigo y garbanzos que tienen

baja rentabilidad. Es necesario enfrentar técnicamente el problema de como obtener una mejor producción agrícola en zonas de restricción hídrica. Para esto se deben utilizar estrategias como, incorporar sistemas de riego tecnificado y capturar aguas producto de la escorrentía superficial del invierno para ser utilizadas en épocas de déficit hídrico (Billib *et al.*, 2009).

La tecnología disponible permite ocupar poderosas herramientas como los sistemas de información geográfica y modelos de optimización, capaces de manejar gran cantidad de información y de generar diferentes escenarios a partir de los cuales se pueden establecer políticas de apoyo o fomento, tal que ayuden a mitigar el problema de escasez de agua para fines agrícolas o de consumo humano.

El objetivo de este trabajo es desarrollar una metodología que permita identificar y planificar el uso de los recursos hídricos en condiciones de secano. Esta metodología se desarrolló en dos comunas de la Región de O'Higgins, llamadas Navidad y Pumanque (ver ubicación en Figura 1). La metodología desarrollada tiene dos componentes: 1) la confección de una base de datos que contiene información referenciada espacialmente de un conjunto de sectores donde se pueden construir obras de almacenamiento (embalses); y 2) desarrollar un modelo de optimización para determinar el patrón óptimo de cultivos que, en los sitios identificados, maximice las utilidades.

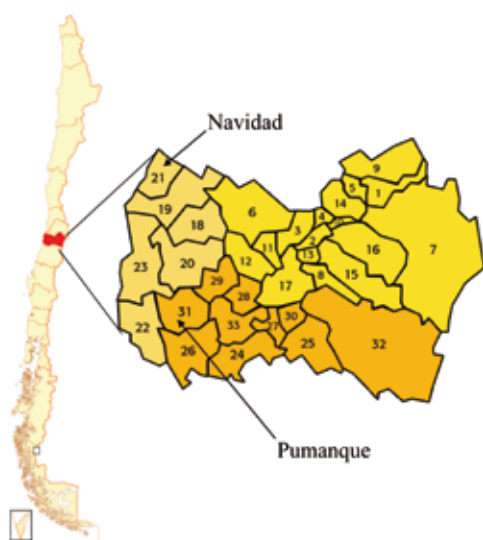


Figura 1: Ubicación de las dos comunas estudiadas de la región de O'Higgins

## Área de estudio

El área de estudio comprendió la comuna de Navidad en la zona de secano costero y la comuna de Pumanque en el secano interior. El clima en estas zonas se caracteriza por una estación seca y calurosa entre los meses de septiembre y marzo que corresponden a la primavera y verano del Hemisferio Sur. En el sector costero se aprecia la influencia oceánica que determina menores variaciones térmicas diarias e intermensuales. En cuanto a las precipitaciones, se caracterizan por su variabilidad y se concentran en invierno, entre abril y julio, alcanzando niveles de 660 mm al año aproximadamente en la comuna de Navidad y 518 mm en Pumanque, como promedios de los últimos 30 años.

La hidrología de la zona de estudio es similar a la descrita por Uribe *et al.* (2003). Los suelos que forman las cuencas son predominantemente graníticos, con una baja infiltración. Por esta razón, durante los eventos de precipitación invernal, se producen fuertes crecidas y en verano prácticamente no existe flujo, lo cual justifica el uso de estructuras de acumulación.

## Metodología

### Identificación de posibles localizaciones de embalses

La información cartográfica básica utilizada para este estudio se obtuvo del Instituto Geográfico Militar de Chile y la información meteorológica de la Dirección de Aguas, dependiente del Ministerio de Obras Públicas. Utilizando el software ARC VIEW 3.2®, se confeccionó un mapa base digital de la zona que contiene la información relevante para el estudio. Utilizando el plano base, se seleccionaron ubicaciones de posibles obras de almacenamiento de acuerdo al siguiente esquema:

1. En cada comuna se identificó un conjunto de pequeñas cuencas cuyas aguas drenaran hacia sectores donde existiera población y que fuera posible realizar una actividad agrícola.
2. En cada cuenca, utilizando la información de curvas de nivel, se identificaron puntos donde se producen estrechamientos del cauce de los esteros que pueden ser aprovechados para la construcción de muros de embalses.
3. En zonas de alta pendiente el volumen factible de ser acumulado es muy limitado. Por esta razón, para este estudio, se descartaron como posibles ubicaciones de



embalses todas aquellas áreas que presentaban una pendiente del cauce superior al 10%.

Para estimar la escurrentía de cada cuenca se realizó un balance hídrico mensual (Uribe *et al.*, 2003). La información básica se obtuvo del mapa base generado inicialmente y de datos meteorológicos recogidos en estaciones cercanas a la zona de estudio.

### Modelo de optimización

Para determinar el uso más eficiente del agua, se utilizó un modelo de optimización no lineal que usa funciones agua-producción para diversos cultivos, costos de producción y costo de construcción de embalses y determina el patrón de cultivos que optimice el uso del agua. Dicho modelo de optimización fue ejecutado mediante el software GAMS-MINOS 2.25 (Brooke *et al.*, 1988). Las funciones agua-producción para los cultivos de cerezo, frambueso, alfalfa, trigo y maíz se obtuvieron de Carvallo *et al.* (1998). Mientras que para cebolla y almendro, los datos fueron extraídos de Al-Jamal *et al.* (1999) y Torrecillas *et al.* (1989) respectivamente.

Para facilitar la parametrización y la comparación de la información, los rendimientos y la evaporación de bandeja fueron expresados en forma relativa respecto a un máximo potencial establecido para la zona en base a los antecedentes históricos de producción. Las funciones de producción consideradas en el modelo tienen la siguiente expresión:

$$Y_{REL} = AC + BC(EB_{REL})^a - CC(EB_{REL})^b \quad (1)$$

$$Y = \{AC + BC(EB/EB_{max})^a - CC(EB/EB_{max})^b\} Y_{max} \quad (2)$$

donde  $Y$  es el rendimiento del cultivo en kg/ha (o ton/ha o qqm/ha),  $Y_{max}$  corresponde a los rendimientos máximos en kg/ha,  $Y_{REL} = Y/Y_{max}$  es el rendimiento relativo,  $EB$  es la evaporación de bandeja en mm de agua,  $EB_{max}$  es la evaporación de bandeja máxima o potencial del área en mm de agua,  $EB_{REL} = EB/EB_{max}$  es la evaporación de bandeja relativa y  $AC$ ,  $BC$ ,  $CC$ ,  $a$  y  $b$  son coeficientes determinados experimentalmente. La función objetivo es representada por la siguiente expresión:

$$MaxU = \sum_{i=1}^n (P_i A_i Y_i - C_i A_i) \quad (3)$$

donde  $U$  es la utilidad en US\$,  $P_i$  es el precio del producto  $i$  en US\$/unidad de producción,  $A_i$  es el área sembrada del cultivo  $i$  en ha,  $Y_i$  es la producción del cultivo  $i$  en unidades de producción/ha,  $C_i$  es el costo de los insumos utilizados en el cultivo  $i$  en US\$/ha,  $i$  es el número entero correspondiente al tipo de cultivo (1, 2, ...,  $n$ ) y  $n$  es el número total de cultivos considerados. Si se sustituye la expresión (2) en (3) se tiene:

$$MaxU = \sum_{i=1}^n P_i A_i (AC_i + BC_i (EB/EB_{max})^a - CC_i (EB/EB_{max})^b) Y_{max} - \sum_{i=1}^n C_i A_i \quad (4)$$

Los costos de producción se dividen en 4 tipos:

- i. Costo del agua embalsada  $CW$ , en US\$/m<sup>3</sup>, expresada mediante la siguiente función de costo (CIREN CORFO, 1996)

$$CW = 124.73 W_i^{0.4866} \quad (5)$$

donde  $W_i$  es el volumen de agua a embalsar.

- ii. Costo de implementación del método de riego empleado  $CR$ , en US\$/ha
- iii. Costo de mano de obra  $CMO$ , en US\$/JH
- iv. Otros costos: maquinaria, fertilizantes, pesticidas y semillas;  $OC$ , en US\$/ha

Incluyendo estas expresiones en (4) con los costos arriba mencionados se obtiene:

$$MaxU = \sum_{i=1}^n P_i A_i (AC_i + BC_i (EB/EB_{max})^a - CC_i (EB/EB_{max})^b) Y_{max} - \sum_{i=1}^n (CW_i A_i W_i - A_i CR_i - A_i CMO_i NMO_i - A_i OC_i) \quad (6)$$

donde  $NMO_i$  es la mano de obra por hectárea necesaria para el cultivo  $i$ ,  $W_i$  es la necesidad bruta de agua para el cultivo  $i$  en m<sup>3</sup>/ha,  $CR_i$  son costos de riego anuales del cultivo  $i$  asociado al método de riego  $j$ , y  $OC_i$  otros costos asociados al cultivo  $i$ . Los costos de riego  $CR_i$  asociados a los métodos de riego por goteo y aspersión corresponden a los costos totales anuales por hectárea de los equipos,





considerando una vida útil de 20 años. Las necesidades brutas de agua de riego  $W_i$ , para cada cultivo se obtuvieron mediante la siguiente relación:

$$W_i = 10 \frac{EB_i}{EA_i} \quad (7)$$

donde  $EB_i$  son requerimientos de agua para el cultivo  $i$  en mm y  $EA_i$  es la eficiencia de aplicación de agua del método de riego usado para regar el cultivo  $i$  en porcentaje %.

Finalmente, la función objetivo del modelo queda expresada como,

$$Max U = \sum_{i=1}^n P_i A_i \{ AC_i + BC_i (EB / EB_{max})^a - CC_i (EB / EB_{max})^b \} Y_{max_i} - 10 \sum_{i=1}^n (CW_i \frac{EB}{EA_i} A_i W_i) - \sum_{i=1}^n (A_i CR_i - A_i CMO_i NMO_i - A_i OC_i) \quad (8)$$

Además se consideraron restricciones físicas, de manejo, económicas, diversificación productiva y disponibilidad de recursos. Estas fueron:

#### a) Disponibilidad de agua

La restricción física de la disponibilidad de agua debe considerar que la suma de todos los requerimientos brutos de agua de los cultivos  $i$ , no puede ser mayor a la disponibilidad total de agua embalsada  $W_i$  ( $m^3$ ). Los requerimientos brutos de agua se calcularon a partir de la relación entre las necesidades netas de agua expresadas en forma de evaporación de bandeja  $EB$  y la eficiencia del método de riego utilizado  $EA$ . Por lo tanto la restricción es:

$$\sum_{i=1}^n \frac{EB_i}{EA_i} A_i 10 \leq W_i \quad (9)$$

#### b) Disponibilidad de suelos

La restricción de suelo se expresó de la siguiente forma:

$$\sum_{i=1}^n A_i \leq S_i \quad (10)$$

donde  $S_i$  es la superficie disponible en ha y  $A_i$  es la superficie destinada al cultivo  $i$

#### c) Disponibilidad de mano de obra

La restricción de este recurso depende de la fuerza de trabajo disponible en la zona. Su expresión es:

$$\sum_{i=1}^n NMO_i A_i \leq DTMO \quad (11)$$

donde  $DTMO$  es la disponibilidad total anual de mano de obra  $JH$ .

#### d) Criterios de manejo, mercado y diversificación productiva

Desde el punto de vista práctico es necesario considerar ciertos criterios de manejo agrícola, de mercado y de diversificación productiva para restringir las áreas máximas o mínimas de cultivo. Esto se debe a situaciones de comercialización, mercado, rotaciones u otras limitantes agronómicas. Estas restricciones se expresan como:

$$min S_i \leq \sum_{i=1}^m A_i \leq max S_i \quad (12)$$

donde  $min S_i$  es la mínima área a cultivar con el cultivo  $i$  y  $max S_i$  es la máxima área a cultivar con el cultivo  $i$ .

## Datos básicos de entrada al modelo

Los datos de entrada del modelo de optimización, costos y parámetros técnicos se presentan en la Tabla 1. Los rendimientos potenciales se consideran bajo niveles óptimos de riego y manejo agronómico. Las especies frutales son regadas por goteo y el resto por aspersión. El costo de mano de obra considerado es de 7 US\$/JH, que corresponde al salario promedio que se paga en las actividades agrícolas chilenas.

Tabla 1: Datos de entrada del modelo de optimización, costos y parámetros técnicos

Cultivo	Req. mano obra JH/ha	Costo riego US\$/ha	Otros costos US\$/ha	Precio US\$/kg	Rend. máx. kg/ha
Cerezo	120	287	583,7	1,14	10000
Almendro	51	287	284,2	3,5	5000
Frambueso	460	287	385,4	1,37	8000
Alfalfa	12,5	215	347,3	0,08	16000
Cebolla	116	215	657,9	0,19	50000
Trigo	7,1	215	477,0	0,18	6000
Maíz	14,5	215	618,7	0,19	12000



## Funciones agua - producción

Las funciones agua - producción usadas en el modelo se muestran en la Tabla 2 y están basadas en la evaporación de bandeja relativa  $EB_{REL}$  y rendimiento relativo  $Y_{REL}$ .

Tabla 2: Funciones agua - producción usadas en el modelo, basadas en la evaporación de bandeja relativa  $EB_{REL}$  y rendimiento relativo  $Y_{REL}$

Cultivo	Función
Cerezo <sup>a</sup>	$Y_{REL} = -0,0286 + 3,1661EB_{REL} - 2,4364(EB_{REL})^2$
Almendro <sup>b</sup>	$Y_{REL} = 3,3351EB_{REL} - 2,8452(EB_{REL})^2$
Frambueso <sup>a</sup>	$Y_{REL} = -0,7473 + 7,6951EB_{REL} - 8,7241(EB_{REL})^2$
Alfalfa <sup>a</sup>	$Y_{REL} = -0,0114 + 2,5343EB_{REL} - 1,5875(EB_{REL})^2$
Cebolla <sup>c</sup>	$Y_{REL} = 1,4993EB_{REL} - 0,4963(EB_{REL})^2$
Trigo <sup>a</sup>	$Y_{REL} = 0,1 + 1,9EB_{REL} - (EB_{REL})^2$
Maíz <sup>a</sup>	$Y_{REL} = -0,35 + 2,21EB_{REL} - 0,91(EB_{REL})^2$

<sup>a</sup>Carvalho *et al.* (1998), <sup>b</sup>Torrecillas *et al.* (1989), <sup>c</sup>Al-Jamal *et al.* (1999)

## Resultados y discusión

Se identificaron 19 puntos potenciales para la construcción de embalses en la comuna de Navidad y 20 en la comuna de Pumanque, los cuales son mostrados en las Figuras 2 y 3. Cada uno de los puntos define el cierre de una cuenca aportante cuyas características y rendimientos son mostradas en las Tablas 3 y 4. El volumen anual de escorrentía se calculó para una probabilidad de excedencia de 85%, que es el valor de referencia tradicional que se utiliza en Chile para determinar la superficie bajo riego.

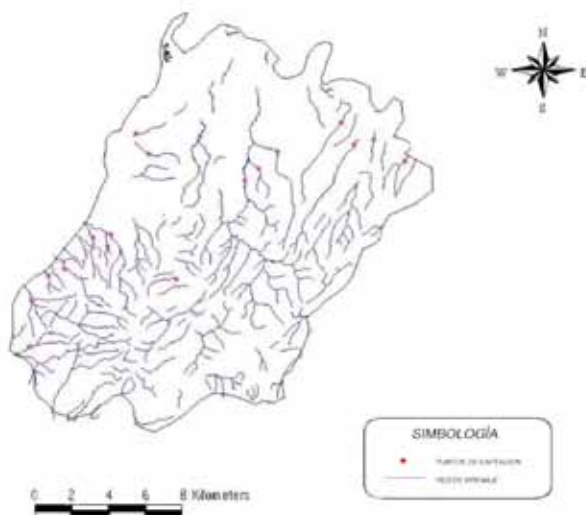


Figura 2: Puntos factibles para la construcción de acumuladores en la comuna de Navidad

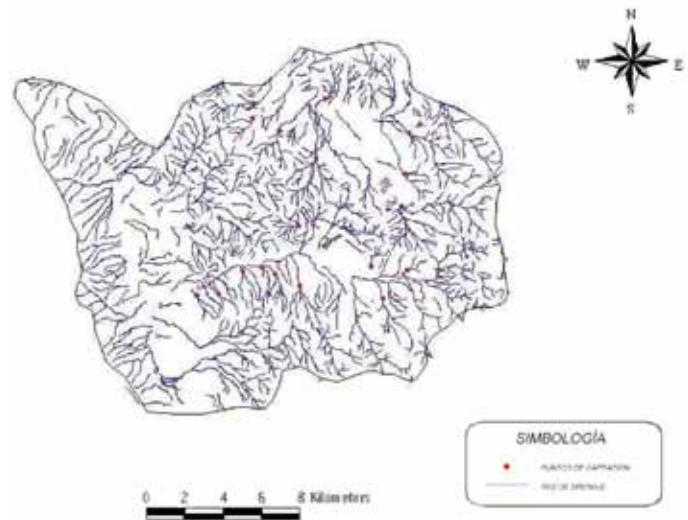


Figura 3: Puntos factibles para la construcción de acumuladores en la comuna de Pumanque

Tabla 3: Atributos de las cuencas identificadas para la comuna de Navidad

Cuenca	Perímetro km	Área km <sup>2</sup>	Pendiente sector del muro, %	Escorrentía m <sup>3</sup> /año
Centinela 1	6,3	2,8	3,4	28.661
Centinela 2	11,3	4,6	2,8	47.597
Chorrillos 1	7,5	2,2	2,7	22.660
Chorrillos 2	12,6	4,8	0,9	49.976
El Macho	3,6	0,9	7,7	9.209
El Mal Paso	8,6	3,2	2,9	33.007
Huehuinco	6,2	1,9	7,5	20.073
La Chépica	15,3	9,3	5,3	96.228
La Pulpería	3,2	0,5	6,6	5.380
La Vinilla	14,7	6,5	1,4	67.256
Los Queñes	10,8	5,5	2,2	57.323
Maitencillo	4,6	1,4	5,1	13.969
Matanza	7,5	2,8	2,6	29.075
Navidad	31,0	31,3	1,0	323.864
Pataguilla	10,5	5,5	1,1	57.116
Polcura	3,3	0,5	8,0	5.484
Pupuya	21,7	23,3	1,3	241.087
Rincón Polcura	6,9	2,4	6,7	24.833
San Rafael	13,7	6,4	5,5	66.325

Basándose en la superficie de las cuencas identificadas y su escorrentía media, en la comuna de Navidad las cuencas se agruparon en cuatro categorías: pequeña, mediana, mediana-grande y grande; en la comuna de Pumanque se identificaron tres categorías: pequeña, mediana y grande (Tabla 5). La clasificación en diferentes categorías se hizo con la finalidad de facilitar el análisis y la aplicación del modelo de optimización cuyos resultados se indican en la Tabla 6.



Tabla 4: Atributos de las cuencas identificadas para la comuna de Pumanque

Cuenca	Perímetro km	Área km <sup>2</sup>	Pendiente sector del muro, %	Escorrentía m <sup>3</sup> /año
Alto del Peumo	10,2	5,7	4,2	99.944
Alto Las Vegas	14,1	10,1	5,4	177.093
Colhue	12,8	8,1	2,1	142.025
Com. M. Rodríguez 1	6	1,5	2,8	38.399
Com. M. Rodríguez 2	6,1	2,2	2,1	26.301
El Membrillo	6,8	2,4	2,0	42.082
La Esperanza	14,8	10,6	2,0	185.860
La Gloria	7,1	3,3	5,6	57.862
Loma de Itata	7,2	3,5	4,3	61.369
Loma El Clavo	5	1,7	8,0	29.808
Loma Jiménez	4,8	1,2	7,9	21.041
Los Pequeños	5,4	1,9	2,2	33.315
Orilla de los Silva	17,5	10,5	0,8	184.107
Palmilla de Reto	12,2	8,0	1,3	140.272
Peñablanca	8,6	4,1	1,5	71.889
Pta. Piedra	4,9	1,4	4,4	24.548
Punta Alta	6,1	2,1	1,6	36.821
Quetecura	10,2	6,1	2,1	106.957
Rincón La Mina	9,1	4,5	5,7	40.328
Sta. Esmeralda	12,3	4,8	3,0	84.163

Tabla 5: Clasificación de cuencas según superficie y comuna

Comuna	Rango de superficie, km <sup>2</sup>	Nº de cuencas	Clasificación
Navidad	0,5 - 3,2	10	Pequeña
	3,2 - 9,3	7	Mediana
	23,3	1	Mediana-Grande
	31,3	1	Grande
Pumanque	1,2 - 3,5	10	Pequeña
	3,5 - 8,1	7	Mediana
	8,1 - 10,6	3	Grande

Tabla 6: Patrón de cultivo, por tipo de cuenca, resultado del modelo de optimización

	Unid.	Comuna de Navidad				Comuna de Pumanque		
		Grande	Med-Gde	Med.	Pequeña	Grande	Med.	Med.
Utilidad	USM\$	912,689	672,119	162,520	42,606	526,257	278,689	88,265
Max. superf.	ha	61,6	45,8	12	3,6	39,5	20,4	7,1
Agua utilizada	Mm <sup>3</sup>	323,864	241,087	63,117	19,235	182,353	107,542	37,443
Req. mano obra	JH	3142	2339	612	186	2016	1043	363
Almendro	ha	61,6	45,8	12	3,6	39,5	20,4	7,1

Los resultados permitan apreciar que en todos los casos el patrón de cultivo recomendado está definido solo por el frutal almendro, lo que se explica por su alto precio de venta, menores costos de producción y baja demanda hídrica. Si bien es cierto este resultado genera el más alto valor de beneficio neto, deben considerarse razones agronómicas, de manejo, mercado y disponibilidad de recursos que hace aconsejable introducir algunos criterios de diversificación productiva que eviten la alta concentración de labores agrícolas en un corto período de tiempo y la sobreoferta de producto que haría disminuir su precio. Dado lo anterior, se establecieron límites máximos de superficie por especie, por su bajo precio y carácter extensivo de la producción los cultivos anuales se restringieron a un 5% de la superficie total, por su alta demanda de mano de obra durante la cosecha el cerezo se restringió a un 25%, el almendro a un 35% y el frambueso no más de 20%.

La Tabla 7 muestra el resultado de aplicar estas restricciones en el modelo donde es posible inferir que los cultivos tradicionales como trigo, maíz y alfalfa, no son considerados como una alternativa económicamente viable, excepto en Navidad donde para cuencas tipo “grande” aparece una superficie de 3.15 ha de maíz, lo que demuestra que este cultivo se podría incorporar a la rotación cuando exista una gran disponibilidad de agua.

Tabla 7: Resultados del modelo de optimización y patrón de cultivo por tipo de cuenca, incorporando criterios de diversificación productiva

Utilidad	Unidad	Comuna de Navidad				Comuna de Pumanque		
		Grande	Med-Gde	Med.	Pequeña	Grande	Med.	Med.
USM\$		487,170	396,086	97,739	23,138	315,204	156,975	53,009
Max. Superficie	ha	47,25	39,1	11,05	3,4	32	17	6,6
Agua utilizada	Mm <sup>3</sup>	323,864	241,087	63,117	19,235	182,353	107,542	37,443
Req. mano obra	JH	5945	6699	1893	582	5548	2913	1139
Cerezos	ha	12,6	11,5	3,25	1	9,75	5	2
Almendro	ha	22,1	16,1	4,55	1,4	13,65	7	2,8
Frambueso	ha	6,3	9,2	2,6	0,8	7,8	4	1,6
Alfalfa	ha	0	0	0	0	0	0	0
Cebolla	ha	3,15	2,3	0,65	0,2	0,82	1	0,172
Trigo	ha	0	0	0	0	0	0	0
Maíz	ha	3,15	0	0	0	0	0	0





En el caso del trigo, no es considerado como alternativa de producción bajo riego en ningún tipo de cuenca, por lo que su cultivo como parte del sistema productivo característico de la zona debería seguir realizándose bajo condiciones de secano.

La alfalfa es un cultivo que permanentemente los agricultores de la zona mencionan como ideal para alimentar su ganado o conservar forraje para épocas de baja disponibilidad, y que se podrían implementar en caso de tener disponibilidad de agua. Los resultados indican claramente que no es una buena alternativa para la condición de secano, debido a su alta demanda hídrica y su bajo precio de venta. Esta situación indica que se deben explorar otras alternativas forrajeras como falaris o mezclas de avena (*avena sativa*) con vicia (*vicia atropurpurea*) que se adaptan muy bien a condiciones de secano, dejando así el agua disponible para otros cultivos que produzcan un mayor retorno económico por unidad de agua utilizada.

Respecto del cultivo de cebolla, éste se incluye en todos los patrones de cultivo en superficies desde 0.17 a 3.15 ha. Esto obedece principalmente al nivel de producción que es posible obtener, del orden de 50.000 kg/ha, lo que compensa el bajo precio que puede presentar el producto. En cuanto a los frutales, éstos forman parte de todos los patrones de cultivo y se manifiestan como la base productiva de cada cuenca analizada. Resalta el comportamiento del almendro, que ocupa en promedio el 42% de la superficie potencialmente disponible para riego. La razón de esta importante presencia es su alto precio de venta y bajos requerimientos de agua y mano de obra.

La segunda especie frutal en cuanto a superficie ocupada, es el cerezo con un 29%. Esta especie resulta interesante de evaluar en mayor profundidad en la zona de estudio por su característica de producción temprana y concentrada en pocos meses (noviembre y diciembre). Finalmente, la tercera especie frutal en importancia resultó ser el frambueso, que ocupó en promedio el 22% de la superficie. Su principal limitante es la gran cantidad de mano de obra que se requiere para su cultivo, especialmente en cosecha, lo que repercute en los costos de producción y lo deja como tercera alternativa al momento de decidir la asignación del recurso agua.

Cabe hacer notar que se pueden evaluar muchas más alternativas de cultivos, sin embargo, se considera que los antecedentes expuestos son la base para acciones futuras.

## Análisis de sensibilidad

Villavicencio (2003) realizó un detallado análisis de sensibilidad que permitió evaluar como afectan a los patrones de cultivo las posibles variaciones que puedan tener las variables y parámetros considerados en el modelo de optimización. Estos resultados demuestran que no todas las cuencas son afectadas en la misma proporción ni por los mismos factores. Como tendencia general se advierte que la variable “precio del producto” afecta la función objetivo en forma creciente de mayor a menor tamaño de cuenca, es decir, las de mayor tamaño son menos vulnerables a variaciones de precio que las más pequeñas. Esto se explica por el comportamiento de la función “costo de embalse”, lo cual determina que cuencas con menor capacidad de embalse tengan un costo relativo más alto por  $m^3$  de agua embalsada que las cuencas más grandes. Por lo tanto, al disminuir la variable “precio del producto”, las cuencas pequeñas quedan con costos más altos, a diferencia de las cuencas grandes, donde el costo por  $m^3$  de agua embalsada es menor.

La segunda variable de importancia, es la disponibilidad de agua. Su efecto es significativo en todas las cuencas, excepto en las grandes de Navidad, donde el impacto es un 50% menor que en las demás. En tercer lugar se ubica la disponibilidad de mano de obra en cuencas mediana-grandes y pequeñas de Navidad y medianas y pequeñas de Pumanque. Por otra parte la eficiencia del método de riego tiene un efecto creciente desde cuencas mediano-grande a pequeñas en Navidad y en todas las cuencas de Pumanque, sólo en las de tipo grande en Navidad muestra un efecto marginal. Los parámetros que tienen el menor efecto son el costo de mano de obra y el costo de los equipos de riego.

## Conclusiones

La metodología desarrollada facilita el análisis, la toma de decisiones y la focalización de instrumentos y estrategias de planificación del uso de los recursos hídricos en zonas de secano. El uso del modelo de optimización demostró ser una herramienta útil para conciliar el óptimo técnico y

económico y definir los patrones de cultivo más apropiados dado un conjunto de recursos y restricciones agronómicas, físicas y de mercado.

En orden de importancia, las variables que más influyeron fueron precio de productos, disponibilidad de agua, disponibilidad de mano de obra, costo de mano de obra, eficiencia del método de riego y costo de los equipos de riego. Por otra parte, se determinó una respuesta diferenciada de las cuencas a estas variables, siendo las cuencas pequeñas las más vulnerables a variaciones en estos parámetros. Cabe hacer notar que la metodología aquí desarrollada es factible de replicar en otras zonas donde el recurso agua es escaso y se requiera tener elementos técnicos de decisión al momento de definir estrategias de intervención en dichas zonas. Lo anterior entrega valiosos elementos de análisis que permiten con la ilustración de escenarios prever posibles impactos de políticas o medidas de fomento tendientes a fortalecer la producción agrícola en zonas con restricción hídrica

Es importante considerar que la intervención en estas zonas no debe entenderse como una transformación del secano en una zona de riego, sino que, a partir de sus limitantes y potencialidades, usar racionalmente el agua factible de acumular durante el invierno y conjugarlo con la incorporación de especies que se adapten a condiciones de restricción hídrica, de modo de configurar un sistema productivo más estable, diversificado y capaz de sustentar a la población rural que habite en él.

## Referencias

Al-Jamal, M.S., Sammis, T.W., Ball, S. and Smeal, D. (2000). Computing the crop water production function for onion. *Agricultural Water Management* 46, No. 1, 29-41

Billib, M., Holzapfel, E.A. and Fernandez-Cirelli, A. (2009). Sustainable water resources management for irrigated agriculture in Latin America. *Chilean Journal of Agricultural Research* 69, suppl.1, 3-5

Brooke, A., Kendrick, D. and Meeraus, A. (1988). *GAMS A user's guide*. The Scientific Press. Redwood City, U.S.A.

Carvalho, H.O, Holzapfel, E.A., Mariño, M.A. and López, M.A.

(1988). Irrigated cropping optimization. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 124, No. 2, 67-72

CIREN –CORFO (1996). *Manual de obras menores de riego*. Publicación Ciren nº 111. Santiago, Chile

Torrecillas, A., Ruiz -Sanchez, M.C., Leon, A. and Del Amor, F. (1989). The response of young almond trees to different drip irrigated conditions, development and yield. *Journal of Horticultural Science and Biotechnology* 64, No.1, 1-7

Uribe, H., Arumí, J.L., González, L. and Salgado, L.G. (2003). Groundwater recharges using hydrological balances in the central drylands of Chile. *Ingeniería Hidráulica en México* 18, No. 3, 17-28

Villavicencio, A. (2003). *Identificación y planificación del uso de recursos hídricos en zonas de secano*. Tesis de Magister en Ingeniería Agrícola, Universidad de Concepción, Chile

# Trabajando a lo largo de todo Chile



- **Fundaciones Especiales**
- **Canalizaciones Subterráneas**

#### FUNDACIONES ESPECIALES

- Anclajes Postensados ( Temporales y Permanentes)
- Muro Berlínés
- Muros Pantalla
- Pantallas Plásticas
- Water In Take
- Soil Nailing
- Estabilización de Taludes
- Pilotes Hincados
- Pilotes Preexcavados
- Inyecciones a alta presión de lechadas y compuestos químicos.
- Drenajes Sub- Horizontales
- Micropilotes
- Densificación de Terrenos.
- Compactación Dinámica
- Ingeniería Geotécnica
- Pruebas de Carga.

#### CANALIZACIONES SUBTERRÁNEAS

- Hincado Subterráneo desde Diam=150 mm. hasta Diam=1.200 mm.
- Cracking de Agua, Gas y alcantarillado ( renovación de redes sin rotura de pavimentos)
- Atravesos Subterráneos de Tuberías Plásticas
- Relining
- Atravesos en roca



## Requerimientos de publicación

1. Los artículos enviados deben ser originales y no haber sido publicados antes ni estar en proceso de revisión por otra publicación. Una vez que el artículo es recibido conforme a los puntos detallados más abajo, éste será enviado a revisores externos, expertos en los temas específicos que trata el artículo. Los autores tienen la responsabilidad de reconocer y declarar cualquier conflicto de intereses que pudiera sesgar su trabajo, por ejemplo, indicando fuentes de financiamiento y apoyo.
2. El artículo deberá tener una extensión máxima de 8000 palabras. No se exige un formato específico, pero se sugiere usar tamaño de letra 12, tipo de letra Verdana y espaciado doble. Se pide claridad tanto en lo escrito, o sea, buena redacción con una secuencia lógica de lo que se presenta, como en las figuras, gráficos, tablas y fotos.
3. Los artículos deberán tener en su primera página el título, el nombre y apellido del o los autores, además de la afiliación, dirección postal y electrónica de todos los autores. El título debe estar en castellano y en inglés.
4. El resumen o abstract no debe exceder las 250 palabras y debe apuntar a los aspectos claves del artículo y dar una síntesis de las aplicaciones y conclusiones más importantes que el artículo entrega. El abstract debe ser una traducción correcta del resumen al inglés. Se deben incluir palabras claves tanto en castellano como en inglés.
5. Las referencias deben estar completas y correctas. Las referencias citadas en el texto, figuras y tablas deben estar incluidas en las referencias al final del artículo y viceversa. En el texto, figuras y tablas, las referencias deben citarse como Martínez (2008) o (Goodell y Warren, 2006). Para más de dos autores deben indicarse como (Van Abeelen *et al.*, 2008). Al autor de un mismo año deben diferenciarse usando 2010a, 2010b, etc. El estilo de las referencias debe seguir los esquemas siguientes:  
  
Navarrete, M. (2009). Influencia del contenido de finos no plástico en la rigidez y el amortiguamiento a bajas amplitudes de deformación en arenas cuarzosas. *Obras y Proyectos* 6, 19-30  
  
Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th. and Poblete, M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (12), 923 - 932  
  
Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon Press
6. Las tablas y fórmulas (ecuaciones) deberán ser numeradas secuencialmente en el mismo orden en que aparecen en el texto, con números arábigos y haciendo referencia a ellas como: Tabla 1, Tabla 2, fórmula (1), fórmula (2)...etc., según corresponda. En el caso de las tablas, ellas no deben duplicar los resultados presentados en gráficos y el título debe colocarse en la parte superior. El sistema de unidades a emplear será el Sistema Internacional (SI).
7. Las figuras pueden incluir gráficos, esquemas y diagramas. Las figuras deben enviarse en una condición lista para su publicación, con calidad de impresión láser. Si son fotografías, deben ser de alta calidad. Deben numerarse en forma secuencial: Figura 1, Figura 2 o Foto 1, Foto 2, etc. y su título deberá colocarse en la parte inferior. Las figuras deberán ser mencionadas dentro del texto antes de que aparezcan.
8. Las opiniones vertidas en los artículos publicados en Obras y Proyectos son de exclusiva responsabilidad del autor o los autores de los mismos y no reflejan necesariamente los puntos de vista del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción.
9. El envío de un artículo a la revista Obras y Proyectos implica que los autores aceptan transferir el derecho de autor de sus artículos a la Editorial siempre y cuando el artículo sea aceptado para publicación. El derecho de autor cubre los derechos exclusivos para la reproducción y distribución del artículo, incluyendo re-impresiones, reproducciones fotográficas, microfilms, escaneo de documentos o cualquier reproducción de naturaleza similar así como traducciones. Permisos para usar figuras que no son de propiedad de los autores deben ser obtenidos por el autor en forma previa al envío del artículo.

Editores: Dr. Enrique Muñoz y Dr. Diego Caamaño, Departamento de Ingeniería Civil,  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Obras y Proyectos está planificando un número especial para fines del 2012 dedicado a Hidráulica e Hidrología

Debido al crecimiento y desarrollo de la población mundial, la presión sobre la Ingeniería Hidráulica e Hidrológica aumenta, demandando mejores soluciones para el diseño de obras hidráulicas, predicción de crecidas, abastecimiento del recurso hídrico, y mejoras en la gestión ambiental, hídrica, y de cuencas.

Este número especial de Obras y Proyectos permitirá compartir y presentar las experiencias y avances que están desarrollando expertos y grupos de investigación dedicados a las especialidades de Hidráulica e Hidrología, abordando temas relacionados con el desarrollo de métodos y herramientas para solucionar problemas relacionados con la Ingeniería Civil.

### Tópicos principales:

• **Ecología fluvial • Geomorfología fluvial • Gestión ambiental, hídrica y de cuencas • Modelación hidráulica e hidrológica e incerteza • Interacción agua superficial-subterránea • Tratamiento y uso de datos hidrometeorológicos • Hidrología superficial y subterránea**

Obras y Proyectos is planning a themed issue for the end of 2012 dedicated to Hydraulics and Hydrology

The pressure on Hydraulic Engineering and Hydrology is increasing due to the growth and development of population. This requires better solutions for the design of hydraulic structures, flood prediction, water resources supply, and environmental, water and basin management.

This special issue of Obras y Proyectos will share experiences and advances which are being developed by experts and research groups in Hydraulics and Hydrology. It will address developments of new methods and tools, aimed to solve problems related to Civil Engineering.

**Main topics: • Fluvial ecology • Fluvial geomorphology • Environmental, water and basin management • Hydraulics and hydrological modeling and uncertainty • Ground and surface water interactions • Use, pre-, and post-processing of hydro-meteorological data • Surface and groundwater hydrology**

### Invitación a autores

Para el envío de artículos o solicitar información, por favor enviar emails a: [oyp@ucsc.cl](mailto:oyp@ucsc.cl)  
Visite [www.oyp.ucsc.cl](http://www.oyp.ucsc.cl) y [www.scielo.cl/oyp](http://www.scielo.cl/oyp)

Plazo de envío es el 5 de julio 2012

### Invitation to authors

To submit manuscripts or to request information, please email to: [oyp@ucsc.cl](mailto:oyp@ucsc.cl)  
Visit [www.oyp.ucsc.cl](http://www.oyp.ucsc.cl), [www.scielo.cl/oyp](http://www.scielo.cl/oyp)

The deadline for submissions is 5<sup>th</sup> July 2012



# INGENIERÍA CIVIL **GEOLÓGICA**



UNIVERSIDAD CATOLICA  
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

## Descripción ■

El ingeniero civil geólogo es un profesional con dominio teórico y práctico de las ciencias básicas, ciencias de la ingeniería y geología, con capacidad para aplicar teorías, principios y métodos en la formulación, diseño, proyección, gestión, desarrollo y evaluación de proyectos de ingeniería considerando condiciones y riesgos geológicos.

Para ello requiere interpretar adecuadamente los procesos geológicos en la búsqueda, evaluación, desarrollo y aprovechamiento de los ambientes y recursos naturales. Así mismo es capaz de proponer soluciones pertinentes a problemas de la sociedad desde la geotecnia, hidrología, prospección, ingeniería ambiental y manejo de recursos naturales. En el contexto de su formación, se busca formar un ingeniero competente, que destaque por su espíritu emprendedor, sus capacidades directivas y su actuar ético fundado en la antropología cristiana.

## Áreas de estudio ■

Ciencias de la Ingeniería y Ciencias de la Geología  
Geotecnia  
Hidrología Aplicada  
Prospección  
Ingeniería Antisísmica  
Ingeniería Medioambiental  
Manejo de Riesgos Naturales  
Desarrollo Responsable de Recursos  
Formación Filosófica-Teológica

## Campo laboral ■

El Ingeniero Civil Geólogo puede desarrollar actividades en diversos ámbitos como: Industria minera, proyectos de Ingeniería Civil, recursos hidráulicos, Industria Energética, recursos alternativos de energía, protección del medio ambiente, proyectos de riesgos geológicos, proyectos geotécnicos, Investigación, entre otros.

Potenciales centros laborales: empresas del sector privado; ejercicio libre de la profesión; administración pública; centros de investigación, desarrollo e innovación; laboratorios de mecánica de suelos, rocas y sondajes; y prospección.

## Ficha ■

Grado: Licenciado en Ciencias de la Ingeniería

Título: Ingeniero Civil Geológico

Duración: 11 semestres

Jornada: diurna

Sede: Campus San Andrés

Para mayores antecedentes visite nuestra página [www.civil.ucsc.cl/inggeo](http://www.civil.ucsc.cl/inggeo)