

# INTERVENCIÓN DE REFUERZO ESTRUCTURAL SOBRE UNA EDIFICACION SOMETIDA A VARIACIONES DE SUBPRESIÓN FREÁTICA

Aragón Fitera, Jorge<sup>1</sup> / Pérez Valcárcel, Juan Bautista<sup>2</sup>

Universidad de Coruña – Escuela Técnica Superior de Arquitectura – Dpto. Tecnología de la Construcción  
Campus da Zapateira, 15071 - A Coruña (España)

1: coke@udc.es (Doctor Arquitecto - Contratado Doctor), <http://www.ckestructuras.com>

2: valcarce@udc.es (Doctor Arquitecto - Catedrático de Universidad)

**PALABRAS CLAVE:** Patología, Refuerzo, Estructuras, Cimentación, Subpresión.

## RESUMEN

En el año 2012 se realiza una intervención de refuerzo estructural sobre una edificación situada en Gondomar (Pontevedra) que consta de dos volúmenes independientes, separados por un espacio público a nivel de la calle, y con dos sótanos corridos bajo rasante destinados a aparcamiento.

La patología que presentaba dicha edificación era una fisuración múltiple derivada del movimiento periódico vertical, ocasionado por una fuerte variación de la subpresión freática, al estar la cimentación original proyectada inadecuadamente mediante una losa anclada con pilotes de barrena tipo CPI-8 y sin considerar convenientemente las características del complejo terreno de cimentación, adyacente a un río de cauce variable.

El objetivo de la intervención era estabilizar definitivamente la edificación, mediante la mejora de su cimentación así como la posterior reparación de los elementos estructurales y constructivos afectados.

La metodología básica empleada pasó por un control de los movimientos de ascenso/descenso del edificio durante un periodo de un año, tanto en período de lluvias como en período seco; igualmente se controló el nivel freático, la permeabilidad del terreno, la inclinación de los pilares del sótano y la evolución de la fisuración principal. El resultado avaló una variación vertical máxima del edificio de 23 cm causados por oscilaciones de hasta 6,90 m de nivel freático.

El resultado final consistió en proyectar un sistema de refuerzo estructural a base de una malla de anclajes de acero postesado de profundidad variable, al terreno rocoso subyacente, junto con el lastrado de la losa de cimentación existente mediante un recrecido de su canto.

## 1. INTRODUCCIÓN.

El edificio objeto del artículo se sitúa en el término municipal de Gondomar, en la provincia de Pontevedra y a unos cuatro kilómetros de la costa.

Como se observa en la Figura 1 consta de dos volúmenes diferenciados sobre rasante, separados por un espacio público común a nivel de la calle. Presenta un bajo comercial, dos plantas de viviendas y, retranqueada, una tercera planta bajo cubierta. Bajo rasante están construidos dos sótanos corridos con alturas libres de 4,50 m en el primer sótano y 2,60 m en el segundo sótano.

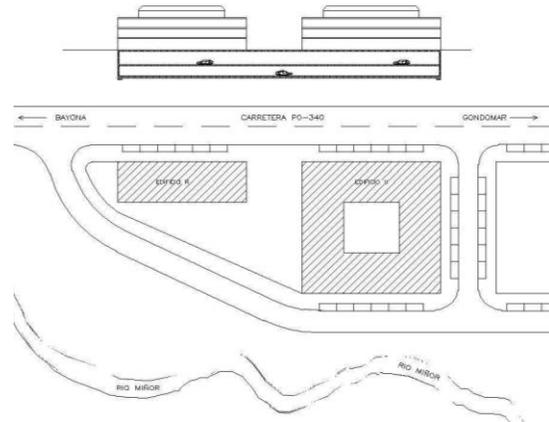


Figura 1: Planta general y sección del edificio

Como dato relevante para comprender el problema, nótese la proximidad del Río Miñor en la parte sur de la parcela. En apariencia inofensivo pero localmente conocido por las inundaciones causadas con su desbordamiento periódico debido a su variable caudal y a estar sometido al refluo de las mareas vivas.

En abril de 2009 se finaliza la ejecución de esta obra. No obstante, pocos meses después, la compañía aseguradora del decenal se ve obligada a enviar a un técnico para indagar las reiteradas reclamaciones por parte de los nuevos inquilinos. Aquél, a la vista de la intensidad de los daños detectados (rotura por torsión en vigas, rotura del forjado a negativos por inversión de esfuerzos, fisuración radial de la losa de cimentación, fisuración de tabiquerías y falsos techos en viviendas, etc.) y anticipando con buen criterio una inestabilidad estructural, recomienda a sus superiores una evaluación de mayor envergadura subcontratando para ello a los autores del presente trabajo como especialistas en patología estructural.

El primer paso fue analizar el informe geotécnico inicial, realizado con carácter previo a la obra, el cual lógicamente respondía a la necesidad de definir adecuadamente el suelo a fin de proyectar el edificio. Sorprendentemente se detectó que el estudio contemplaba únicamente la construcción del primer sótano sin que estos técnicos dispongan de datos veraces acerca del momento y de las circunstancias en las que se decidió la construcción del segundo sótano.

Dicho informe situaba el nivel de firme a una profundidad homogénea de unos 10 m respecto de la cota de la acera, con una tensión de cálculo de  $0,25 \text{ N/mm}^2$ . También citaba un nivel freático a  $-1,10 \text{ m}$ , si bien no se daban recomendaciones acerca de los efectos de la subpresión del agua que, en cualquier caso, sin duda serían mucho menos acusados con un sótano que con dos.

El segundo paso fue verificar la cimentación proyectada, resuelta con pilotes, con los encepados conjuntamente hormigonados con una losa de cimentación de canto  $h=40 \text{ cm}$  armada con parrilla del  $\Phi 16 \times 15 \text{ cm}$  en su cara inferior y  $\Phi 12 \times 15 \text{ cm}$  en su cara superior. Los pilotes proyectados en la zona de la plaza eran de barra  $\Phi 350 \text{ mm}$  del tipo CPI-8 diseñados básicamente para trabajar a compresión, dado que la armadura de los mismos se limita a los seis primeros metros del fuste, independientemente de la profundidad total del pilote.

El tercer paso fue revisar la memoria de cálculo del proyecto. El listado facilitado no contenía ninguna referencia relativa a los pilotes y sus encepados, por lo que presumiblemente fueron calculados como estructura independiente por la empresa suministradora. Sí se pudo verificar que se había introducido tanto

en la zona bajo las dos edificaciones como bajo la plaza central, un valor de sobrecarga superficial negativa de  $-40 \text{ kN/m}^2$  que se correspondía básicamente con la subpresión freática. A su vez, en la misma zona, un valor de sobrecarga de uso superficial positiva de  $+10 \text{ kN/m}^2$  sin especificar, presumiblemente correspondiente a la interpretación de la hipótesis del camión de bomberos y/o al uso comercial en la planta baja. Esta combinación arrojaba un valor final que podría haber sido asumible para el planteamiento inicial de un único sótano, pero no para los dos sótanos finalmente construidos.

En el mes de julio de 2010 los técnicos ratifican en un Informe la magnitud técnica y económica de la patología estructural, derivada del movimiento periódico ocasionado por la fuerte variación de la subpresión freática. El resultado había sido el acusado abombamiento negativo de la losa de cimentación del sótano inferior, como se refleja en la Figura 2, causando un empuje ascensional sobre los pilares y éstos sobre los forjados, dañando finalmente a los diversos elementos constructivos soportados.

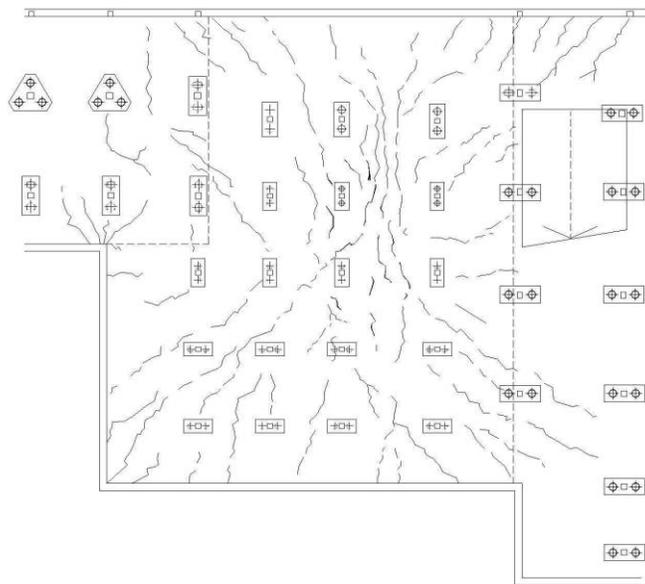


Figura 2: Fisuración en cara superior del suelo en el Sótano -2

Como solución los técnicos proponen un proyecto de intervención destinado a estabilizar definitivamente la edificación, mediante la mejora de su cimentación; añadir que en dicho informe preliminar, el coste orientativo ya se cifraba en torno al medio millón de euros.

## 2. PROYECTO DE INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL.

Tras una interrupción de casi un año hasta que la propiedad llegó a un acuerdo económico con la compañía aseguradora, se procedió con el siguiente procedimiento para poder fundamentar con precisión el proyecto de refuerzo.

### 2.1 Metodología analítica empleada.

a) Se solicitó un nuevo estudio geotécnico, esta vez específico, con el claro objetivo de definir las condiciones del suelo ante dos posibles soluciones diferenciadas. Por un lado una posible solución de refuerzo de la cimentación bien con barras de acero postensadas ancladas al fondo del estrato granítico o bien con micropilotes trabajando a tracción, considerando el rozamiento en cada tipo de estrato

intermedio. Por otro lado, se solicitó analizar las condiciones de permeabilidad del suelo mediante ensayos de Lefranc para tantee la posibilidad de aplicar técnicas alternativas de drenaje, solución que finalmente fue desechada.

Con este nuevo geotécnico resultó muy significativo detectar la variabilidad de la potencia de los estratos así como la profundidad del suelo firme situado ahora entre los 9,80 y los 17,30 m, frente al erróneo valor homogéneo de 10,00 m que citaba el estudio geotécnico original. Dada la trascendencia de semejante discrepancia se indagó sobre la realidad del terreno original y un levantamiento topográfico anterior a la construcción del edificio, mostrado en la Figura 3, reveló una formación en forma de cuña de terreno inmediatamente bajo la plaza lo cual clarificó la disparidad de los valores obtenidos en los sondeos.

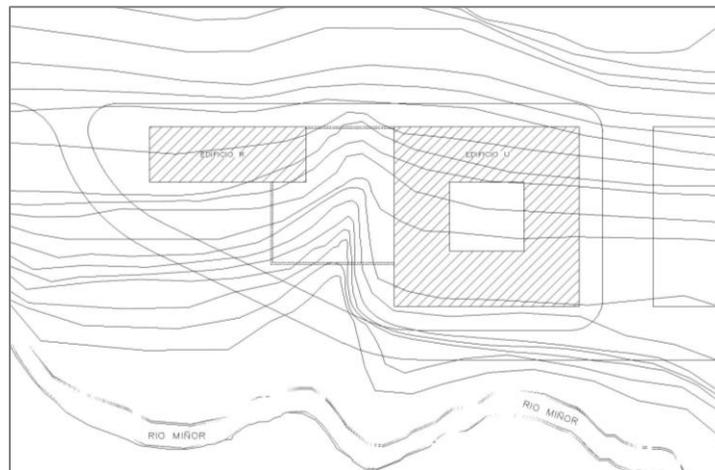


Figura 3: Curvas de nivel de la parcela original.

b) Para la determinación precisa de la magnitud de los movimientos y deformaciones del terreno, los cuales indujeron los daños constructivos y estructurales, se procedió con una monitorización taquimétrica mediante una estación total de Leica Geosystems y el software específico para esta aplicación.

Para la inclinación de los pilares se empleó un clinómetro digital marca SmartTool del Departamento de Tecnología de la Construcción de la Universidad de A Coruña.

Los valores de los movimientos así obtenidos lógicamente resultan máximos en la zona de la plaza central, donde las cargas gravitatorias positivas son claramente inferiores frente a las zonas bajo los edificios. Las lecturas se realizan a lo largo de seis meses, desde un período invernal de lluvias leves, pasando por una primavera de lluvias intensas continuadas hasta la época seca de inicio estival. Se resumen gráficamente en la Figura 4 donde las trazas punteadas reflejan el desplazamiento relativo de los pilares.

El valor máximo vertical en el punto central del área afectada fue de -227 mm en la época de intensas lluvias con respecto al período seco. Sin embargo, los valores de distorsión angular relativa de los pilares resultaron irrelevantes.

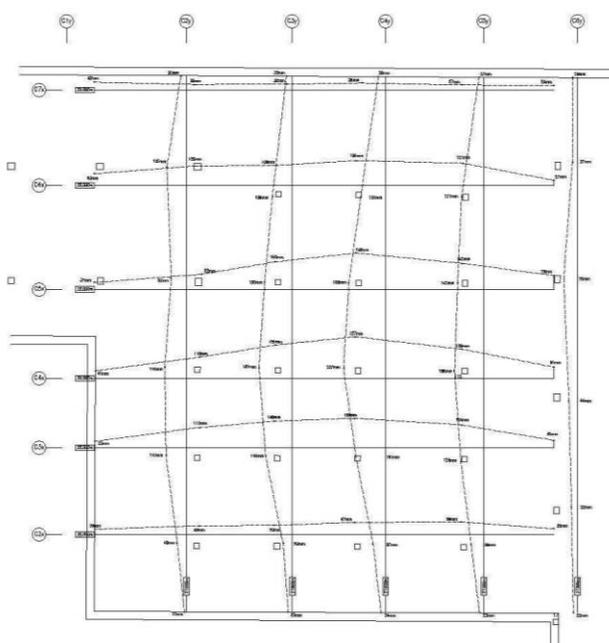


Figura 4: Líneas de desplazamiento ascensional de los pilares del Sótano -2.

c) Puesto que los principales daños observados se debían a los movimientos inducidos por las sucesivas variaciones de nivel freático, resultaba esencial la determinación precisa de los valores límite del empuje ascensional. Dos ensayos piezométricos mediante sondeos de medida se realizaron a ambos lados de la plaza, uno al borde la carretera para tener en cuenta las aguas de escorrentía procedentes de la ladera norte y otro en el lado sur, para considerar la influencia directa de las fuertes variaciones de caudal del Río Miñor, tanto cuando abren compuertas aguas arriba como cuando se produce el reflujos de las mareas aguas abajo. Dado que las mediciones directas podían resultar engañosas se hizo una medición periódica del nivel freático durante varios meses.

El resultado final arrojó variaciones máximas de nivel freático entre las cotas -1,05 m (época de lluvias) y -4,15 m (época seca) respecto de la cota de la acera, presentando oscilaciones relativas del orden de 0,30m entre los datos tomados en ambos sondeos. Se recuerda que el primer estudio geotécnico solo aportaba un único dato de nivel freático situándolo a -1,10 m.

Con estos valores se pudieron estimar con fiabilidad los empujes hidrostáticos reales en sus distintas hipótesis, siendo el valor máximo considerado en el proyecto de refuerzo de  $-69,50 \text{ kN/m}^2$  frente al valor de  $-30 \text{ kN/m}^2$  que se usó en el cálculo del proyecto original.

## 2.2 Verificación de la estructura existente.

Se procede con el análisis de la losa de cimentación considerando las cargas gravitatorias de servicio transmitidas por la estructura superior multiplicadas por el coeficiente de seguridad 0,80, al ser favorables frente al problema de la subpresión negativa, de acuerdo con lo expuesto en el Código Técnico DB-SE.

Con estas cargas se han efectuado diversos cálculos considerando los pórticos virtuales en una única dirección puesto que se considera altamente improbable la colaboración en el otro sentido. No cabe duda de que se trata de una comprobación del lado de la seguridad pero dada la peligrosidad de la patología

observada resulta sensato. Se han calculado únicamente los pórticos situados bajo las zonas dañadas que corresponden a la plaza pública y a las dos primeras crujiás del edificio rectangular.

Para el cálculo se han considerado tres hipótesis:

- a) Cargas de servicio.
- b) Cargas mayoradas considerando los pilotes existentes trabajando a tracción; en ese caso se considera resistente únicamente su armadura.
- c) Cargas mayoradas considerando los pilotes existentes trabajando a compresión y los encepados anclados de forma tal que se impida su desplazamiento.

La resistencia tradicional de los pilotes a compresión, y de acuerdo a lo especificado en el DB-SE-C, se compone de la resistencia por punta y de la resistencia por fuste. Sin embargo, en la resistencia de los pilotes a tracción sólo se puede considerar el 70% de la del fuste a compresión, la cual es la integral de la resistencia unitaria por fuste a lo largo de toda la longitud del pilote. Sin embargo, al tratarse de pilotes de barrena, solo podemos considerar efectiva a la zona del pilote con armadura que se limita a unos 6,0 m.

Para esta condiciones y una vez efectuados los cálculos, los técnicos concluyen que los pilotes existentes son válidos funcionando a compresión pero incapaces de resistir los esfuerzos de tracción a los que pueden estar sometidos por efecto de la subpresión del agua, al menos cuando ésta alcanza sus valores máximos.

### **2.3 Criterios para el cálculo del refuerzo.**

Se procede con el refuerzo de la cimentación estudiando contrarrestar la subpresión negativa ejercida por el agua bien con un sistema de barras de acero postensado anclados al estrato granítico (Grado II a partir de las cotas 9,80 / 17,30 m según zonas) o bien con micropilotes trabajando a tracción considerando el rozamiento en cada tipo de estrato intermedio (opción finalmente rechazada).

Las losas de cimentación (cimentación superficial) combinadas con pilotes (cimentación profunda) presentan interacciones Losa/Pilotes/Terreno que resultan estructural y económicamente beneficiosas [1]. No obstante, si bien es una solución ampliamente estudiada en el caso de presión positiva [2], [3] y [4], no se conocen estudios experimentales fiables de modelaciones en el caso de la combinación de la doble presión, positiva/negativa. Predecir el doble comportamiento tanto de carga como de asentamientos obligaría a buscar soluciones, cuando menos inseguras, mediante métodos numéricos experimentales en la suposición de una ley de comportamiento no lineal del suelo; en este sentido los últimos trabajos de investigación han puesto de manifiesto desfases importantes entre las predicciones obtenidas y la respuesta real [5]. Esto ha llevado a proceder del lado de la seguridad, siendo las hipótesis de cálculo:

- a) Se consideran los nuevos anclajes de acero de alta resistencia trabajando a tracción.
- b) Se considera la combinación de la losa de cimentación y los pilotes existentes trabajando a compresión.
- c) Se considera como carga positiva favorable la correspondiente al peso de la losa de cimentación de canto  $h=40\text{cm}$  según figura en el proyecto original más un nuevo recocado de  $h=20\text{ cm}$  proyectado tanto para embeber las cabezas de los anclajes como para solucionar las posibles filtraciones residuales.

d) Se considera como presión hidrostática del agua, o carga vertical negativa, la correspondiente a la cota de valor 6,95 m.c.a. obtenida en los estudios piezométricos referenciados.

e) La carga positiva original, mayorada y correspondiente a la estructura superior (cargas permanentes y sobrecargas de uso) se sigue considerando transmitida correctamente al terreno por los pilotes existentes a compresión y proyectados al efecto originalmente.

f) Se especifican los valores activos de tracción en cada uno de los 104 anclajes, siendo el valor máximo de 360 kN, correspondiente a 55 kN/m<sup>2</sup> de planta, según esquema de distribución de la Figura 5.

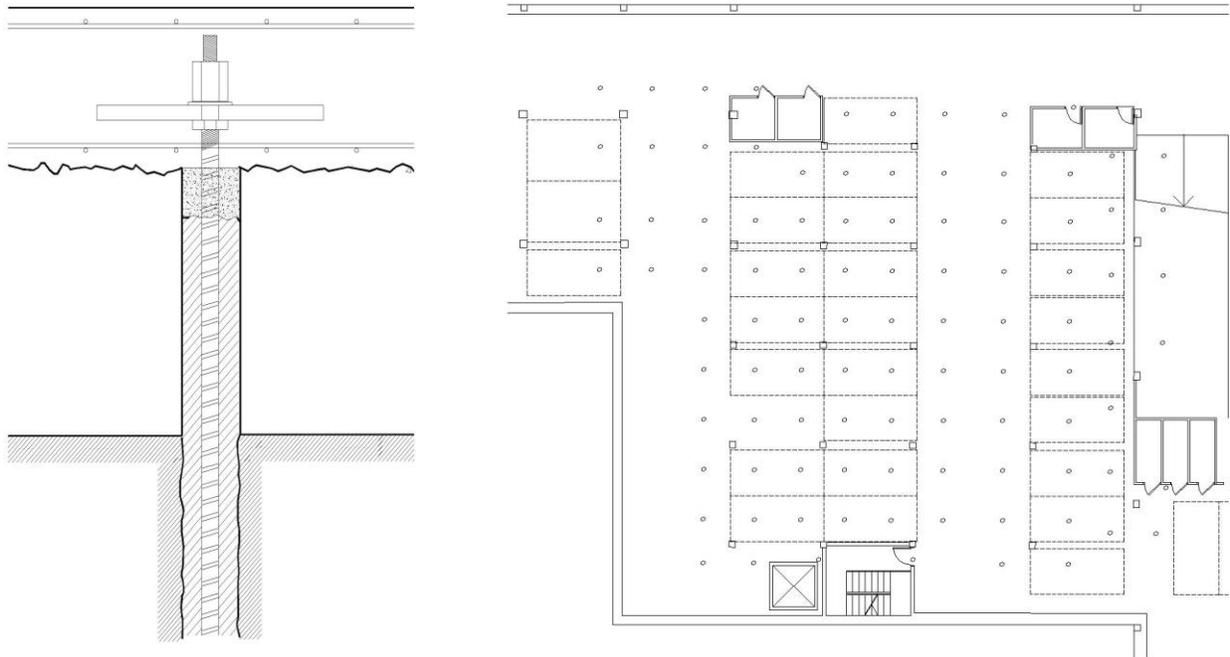


Figura 5: Esquema del anclaje tipo y su distribución sobre la losa de cimentación.

## 2.4 Ejecución del refuerzo

Al estar trabajando por debajo de la cota de nivel freático, el problema básico durante la ejecución de las perforaciones consistía en evitar la entrada masiva de agua, generando con ello el problema añadido del lavado del estrato de fango inmediatamente inferior a la losa. Para ello se utilizaron válvulas anti retorno de seguridad tipo preventer, ampliamente difundidas en ingeniería para la perforación en pozos y túneles.

La transmisión de la carga de postesado de la barra roscada tipo Gwy con un  $\Phi 40$  mm a la losa de cimentación se soluciona con la instalación de una placa de reparto de acero de 250x250x40 mm, soldada al anclaje. El sistema de nivelación se resuelve con tuerca y contratuerca.

Con el fin de embeber las placas y de alojar un sistema de canalizaciones que permitan recoger las posibles filtraciones residuales a través de las fisuras preexistentes, se ejecuta una losa de recrecido de hormigón armado de baja retracción H-20, con cemento tipo 42.5 N/mm<sup>2</sup>, con un canto de 20cm de espesor y armada con doble malla  $\Phi 12$ c15cm. Además, en el momento del hormigonado se añaden fibras de polipropileno para minimizar la fisuración y, con ello, las posibles filtraciones intersticiales.

La unión entre la superficie de la losa existente y la nueva se soluciona con un escarificado superficial de 12 a 15 mm, mediante dos pasadas ortogonales y, posteriormente, con una limpieza exhaustiva con aspiradora industrial e hidrolimpiadora.

Finalmente, cabe decir que el resultado de la intervención, ejecutada en un plazo inferior a tres meses, ha sido plenamente satisfactorio, habiéndose solucionado el objetivo inicial que no era otro que alcanzar la plena estabilidad estructural.

### 3. CONCLUSIONES

Del caso práctico analizado se pueden extraer las siguientes recomendaciones generales:

- El planeamiento urbanístico a nivel municipal debería, con su conocimiento del medio, tener en cuenta los posibles riesgos y/o inconvenientes de clasificar como suelo apto para la edificación zonas de riesgo cierto, como es en este caso una zona sometida a inundaciones periódicas ocasionadas por el río y el reflujos de las mareas.
- El estudio geotécnico debe ser especialmente exigente, con prescripciones específicas, en aquellos terrenos con problemáticas especiales, como es el caso de las fuertes variaciones del nivel freático.

### 4. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Butterfield, R., Banerjee, P.K.: The problem of pile group pile-cap interaction; *Geotechnique* 21, (1971).
- [2] El Mossalarny, Y.: Un Modelo de Cálculo para el Comportamiento Portante de LFCP, Darmstadt, 1996.
- [3] Katzenbach R., Floss R., Schwarz W.: Posibilidades y Límites de Aplicación para las LFCP, *Darmstadter Geotechnik Kolloquium*, Darmstadt 1997.
- [4] Katzenbach, R., Arslan U.: Análisis del Comportamiento Estructural de LFCP, *Pfahlsymposium*, Braunschweig, 1999.
- [5] Guzmán G. Aldo, Achmus Martín: Concepción y Diseño: Losas de Fundación Combinadas con Pilotes, *Revista BIT*, 2003.