



RECALCES ESTRUCTURALES EN IGLESIAS AFECTADAS POR ASENTAMIENTOS EN EL SUR DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA

Autor:

E. S. Zanni

arqzanni@gmail.com

Dpto. Tecnología, Facultad de Arquitectura Urbanismo y Diseño, Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Av. Vélez Sarsfield 264. (5000) Córdoba, Argentina

Eje Temático: 3. Intervención. Proyectos y obras. Técnicas de conservación, restauración y mantenimiento.

PONENCIA DESARROLLADA

INTRODUCCIÓN

El sur de la provincia de Córdoba posee en su estratigrafía, un manto superficial de unos doce a catorce metros de espesor promedio, de suelos de tipo limos loésicos potencialmente colapsables por humedecimiento bajo carga. Esto implica que un eventual aumento en el contenido de humedad en estos suelos deriva en asentamientos de las estructuras y edificaciones que soportan.

A partir del año 1997/98, con el advenimiento del fenómeno del Niño, se registró un importante aumento del nivel freático, que si bien descendió a partir aproximadamente del año 2002, volvió a manifestarse desde el 2013 hasta la fecha, con la repetición de dicho fenómeno meteorológico. El mismo supuso un importante incremento en las precipitaciones, que se sumó a la enorme disminución de la evotranspiración del suelo como consecuencia del aumento de la superficie destinada a uso agrícola, y especialmente al cultivo de la soja (Cuadro 1).

De este modo, se desencadenó un proceso de saturación de los estratos colapsables, agravado en zonas urbanas por la ausencia de red cloacal, y por la incorporación de agua potable proveniente de zonas alejadas, a través de redes de provisión y distribución.

Estos suelos limosos loésicos, poseen una estructura macroporosa y experimentan importantes variaciones (disminuciones) de volumen, denominadas colapso, cuando se incrementa el contenido de humedad o el estado tensional (aumento de las cargas actuantes). En general, se puede aseverar que el comportamiento tenso-deformacional del loess argentino es altamente dependiente del contenido de humedad del suelo, observándose una importante caída del módulo elástico cuando se produce la saturación completa del mismo. Este comportamiento puede atribuirse a que al aumentar el contenido de humedad del suelo la hidratación de los puentes de arcilla y las sales precipitadas en los contactos entre partículas de mayor tamaño producen el colapso de la estructura y ablandamiento del esqueleto del suelo. Como

consecuencia, esta debilitación de los contactos entre partículas se manifiesta, a macro escala, con un incremento en las deformaciones verticales del suelo, aún sin incremento de las cargas incidentes¹.

Frente a este panorama, las construcciones civiles y obras de arquitectura apoyadas o cimentadas sobre estos suelos sufren importantes daños. La magnitud de los daños aumenta con el nivel de las cargas transmitidas al terreno y con la tipología estructural de la construcción. En este aspecto, los mayores daños suelen observarse en construcciones de grandes luces, con importantes cargas concentradas, y en edificaciones históricas, muchas de ellas de valor patrimonial por la edad y el tipo de construcción².

NIVELES FREÁTICOS EN EL SUR DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA			
UBICACIÓN	AÑO	PROFUNDIDAD N.F. (mts)	OBSERVACIONES
Pozo del Molle	dic-15	0,60	
Las Perdices	jul-15	2,30 / 2,60	
Etruria	feb-15	2,50	
Monte Maiz	abr-14	2,50	
Laborde	1975	9,50	Estudio de suelos realizado por Torres y Vercelli
Laborde	2000	2,50	Recordar que el anterior fenómeno del Niño tuvo lugar en 1998. Estudio realizado por BD Ingeniería de suelos y pavimentos
Laborde	2003	4,70	Estudio de suelos realizado por Ing. Carlos Arnaudo
Laborde	jun-16	1,50 / 2,30	Depende del nsnm del punto en estudio
Escalante	2015	1,60	
Corral de Bustos	jun-14	superficial	
Isla Verde	jul-14	superficial	
Canals	2015	0,50	
Justiniano Posse	dic-14	2,60	

En todos los casos, recordar que el nivel varía con la estacionalidad.

Cuadro 1. Evolución del nivel freático en distintas localidades entre 1975 y 2015

Entre los principales daños que suelen provocar estos asientos diferenciales, pueden mencionarse los siguientes:

- Grietas parabólicas y diagonales, cuyo centro de radio tiende a coincidir aproximadamente con el foco de asiento.
- Grietas verticales de desvinculación entre distintos paños de mampostería.
- Rotura de las claves de los arcos, por pérdida de compresión en el intradós de los mismos, como consecuencia del descenso diferencial de sus apoyos.
- Desplazamiento relativo de los fragmentos del paño de mampostería, lo que implica quiebres en el sentido axial del muro.

¹ Capdevila, J., Francisca, F., Zanni, E. *Patologías estructurales asociadas al ascenso de la napa freática en el sureste de la provincia de Córdoba*. Publicado en las memorias del XXIII CAMSIG -Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica-. Santa Fé, Argentina, 2016.

² Idem

- e) Deformación de pisos, con desnivel hacia los muros que se asientan y que los arrastran. Generalmente producen también el quiebre de las hiladas adyacentes a dichos muros.
- f) Grietas horizontales en la unión de techos y muros, o en la junta horizontal más próxima al techo, ya que generalmente la tensión de adherencia en la interfaz mortero-ladrillo, es menor que en la interfaz ladrillo hormigón de losa, producidas por el descenso diferencial de los planos verticales de apoyo, induciendo tracciones sobre las losas o planos superiores, que tienden a desprenderse de su apoyo más lejano, dando lugar a lo que en la jerga se denomina “grietas de tironeo”.
- g) Desescuadramiento de vanos, con la consiguiente afectación del movimiento de hojas de carpinterías.

La estrategia de intervención en estos casos, consiste en recalzar el edificio transmitiendo sus cargas al horizonte estable, no alterable por incrementos en sus tenores de humedad, que, como se dijo anteriormente, está conformado por un manto de tosca insoluble, ubicado a una profundidad variable según la localización, pero que puede estimarse aproximadamente entre unos 12 a 14 metros de profundidad. En tal sentido, recordamos que el sur de la provincia de Córdoba, tiene en general un perfil sumamente homogéneo en toda su superficie, es decir que se encuentran los mismos estratos a profundidades similares.

Este trabajo tiene como objetivo presentar algunos ejemplos de distintas intervenciones consistentes en recalces estructurales mediante la utilización de micropilotes hincados, a fin de evaluar dicho sistema y sus aptitudes, comparando las mismas con otros sistemas de recalce disponibles. Para ello se describen algunos casos testigo, en los que se vieron afectados edificios religiosos de valor patrimonial.

LA TÉCNICA DEL MICROPILOTAJE

Los micropilotes hincados constituyen una interesante alternativa a los tradicionales hormigonados in situ, más atractiva aún cuando debemos recalzar fundaciones en edificios de valor patrimonial, donde conviene minimizar las roturas de pisos como así también evitar (o por lo menos disminuir) el volumen de excavaciones y posterior traslado de tierra hasta un contenedor, debido al costo adicional y al riesgo de daños que esa operación implica por choques o roces de la carretilla contra muros, carpinterías, etc.

Estos micropilotes consisten en caños sin costura denominados Manesmann (rezagos de la industria petrolífera y del desguace de Yacimientos Petrolíferos Fiscales), de 70 a 90 mm de diámetro externo, que se acoplan por soldadura cada 3 metros, hasta llegar a la resistencia de rechazo del terreno, que deberá ser compatible con el horizonte de fundación previsto en el estudio de suelos. En caso de obtener rechazo a profundidad menor que la prevista (contemplando siempre un pequeño margen de tolerancia), se debe hincar un nuevo micropilote en su reemplazo a corta distancia, ya que es probable que se haya topado con alguna obstrucción.

Estos elementos pueden hincarse en forma vertical, en cuyo caso deben contar con un cabezal en ménsula para recalzar el muro en cuestión, o pueden colocarse subverticales, es decir con un ángulo de acometida de entre 5 a 10° de inclinación respecto de la vertical. En estos casos, deberán disponerse de pares (en la jerga se denominan “pata de catre”), o alternados al tresbolillo desde ambos lados del muro a sostener (Figura 2). Por último, cabe la alternativa de trabajar con pares verticales que sirvan de apoyo a una viga traviesa que sea la que en definitiva reciba la carga directa del elemento a calzar.

Por cuestiones de medida de la máquina pilotera, la separación mínima entre el caño y el borde del paramento oscila entre 20 y 25 cm. En los muros que tienen cimientos por empataamiento es probable que la hinca del caño deba traspasarlos. En ese caso, pueden perforarse primero con una mecha copa a fin de no transmitir al edificio las vibraciones de los golpes.

Una vez alcanzado el horizonte de fundación, se procede a inyectar el bulbo con lechadas de cemento a presión hasta notar en el manómetro de la cañería un incremento ostensible de la presión de bombeo (el consumo estimado ronda habitualmente los 100 a 150 kg de cemento por pilote). De ser necesaria la resistencia friccional, puede realizarse una inyección secundaria que cimente el fuste del pilote, penetrando en el terreno circundante.

En el extremo superior, el micropilote remata en un cabezal de hormigón armado de dimensiones, armadura y resistencia característica según cálculo, siendo recomendable utilizar para ello una pasta de consistencia fluida (asentamiento no menor a 12 cm en el cono de Abrams). En su interior debe quedar alojado el caño terminal, para lo cual se corta con amoladora el sobrante hacia arriba. La parte superior del cabezal queda inmediatamente por debajo del cimiento existente que se desea recalzar, a fin de recibir la carga del mismo y transmitirla al pilote. Para asegurar el pleno contacto entre ambos, y considerando que la retracción del hormigón del cabezal deja una interfase libre, una vez fraguado dicho hormigón se realiza un colado con cemento grouter de modo que al expandir éste asegure el correcto apoyo del cimiento. Debe tomarse la precaución de obturar los bordes del cabezal a fin de evitar el derramamiento del grouter, teniendo en cuenta su extrema fluidez.

Cabe también la posibilidad de ejecutar las ménsulas con perfilería metálica, reforzada mediante una tornapunta, hormigonando luego el conjunto del cabezal (figura 1).

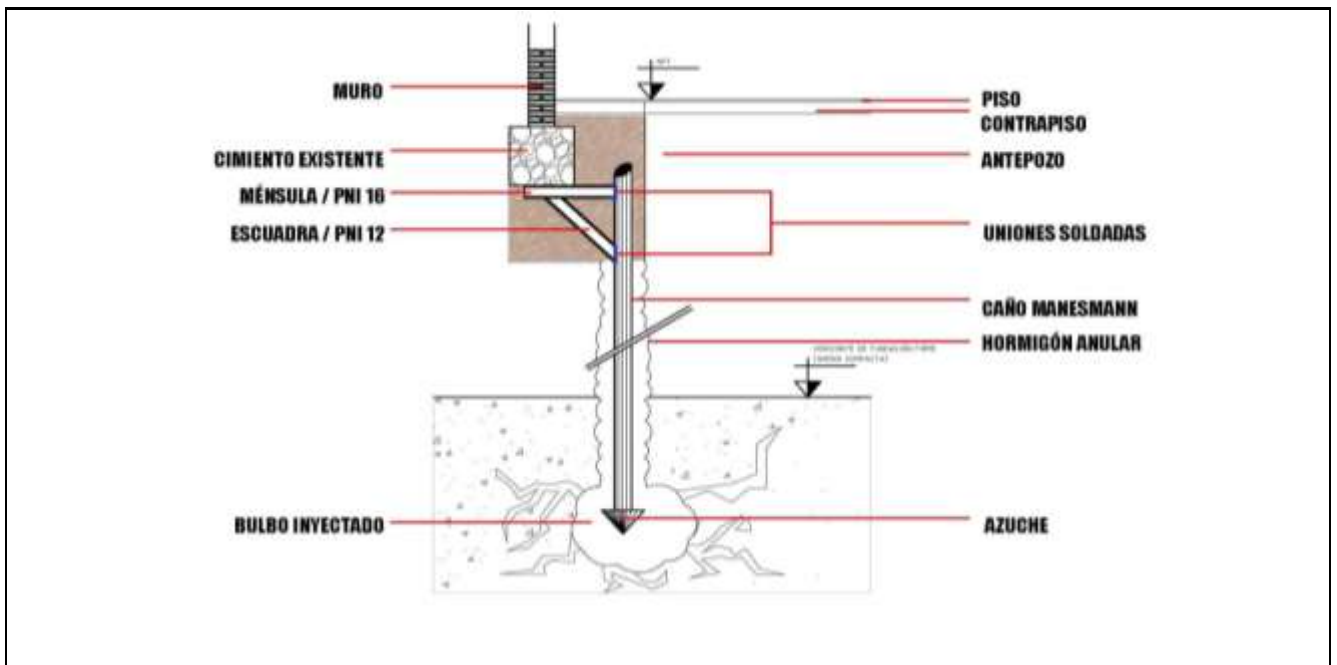


Figura 1. Esquema de apoyo del cimiento común en el micropilote de acero.

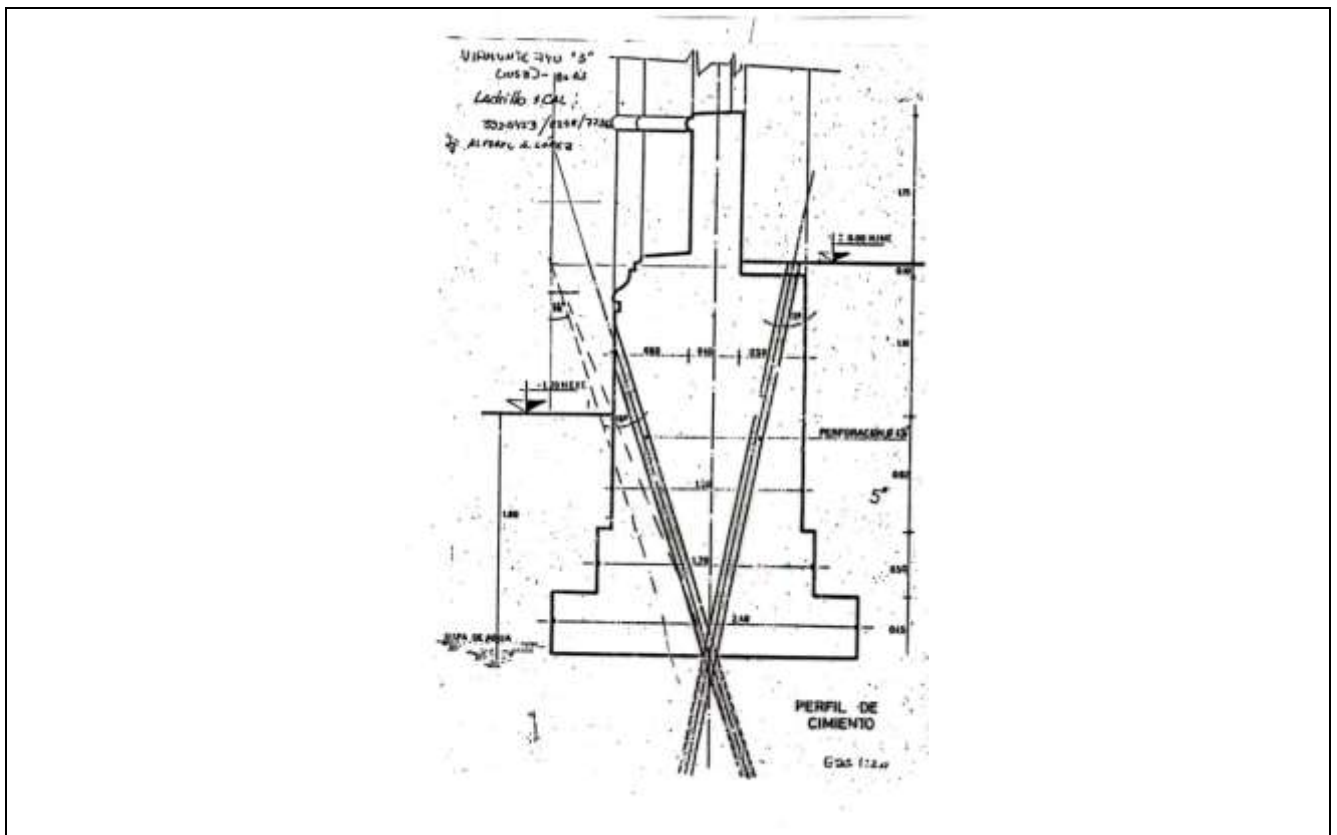


Figura 2. Esquema de recalce de un muro fundado por empataamiento. La transferencia de cargas se da por fricción entre pilote y mampostería. Los elementos están colocados de a pares en forma de “pata de catre”.

Las principales ventajas que ofrece el sistema respecto de otros alternativos, pueden sintetizarse en las siguientes:

- 1) Evita excavaciones manuales en situaciones de riesgo, debajo de muros con peligro de colapso.
- 2) Evita excavaciones con lodos bentoníticos, cuando debe atravesarse el nivel freático. Esto representa limpieza de obra, como así tampoco, requerimiento de espacio físico para decantación de lodos.
- 3) Ausencia de vibraciones, ya que no hay fricción lateral durante la hinca, en tanto que la punta tiene un azuche que permite penetrar sin generar alteraciones al suelo circunvecino.
- 4) Minimiza las roturas de solados existentes, por tratarse de elementos de muy pequeño diámetro.
- 5) El consumo de hormigón por elemento, es mínimo, lo que disminuye la obra húmeda en edificios que generalmente siguen funcionando durante la ejecución de los trabajos.
- 6) Al no requerir excavación previa, no desconfinan el suelo adyacente, sino que, por contraposición, mejora dicho suelo al compactarlo ya que se trata de insertar los pilotes por desplazamiento del suelo. Esto hace que se incremente de modo notable la resistencia friccional en el fuste de los micropilotes, exactamente al contrario que con el uso de pilotes pre-excavados.
- 7) La hinca dinámica otorga un monitoreo permanente, pilote a pilote, de la resistencia del suelo en cada punto y a cada profundidad, lo que permite obtener un espectro muy completo del perfil litológico en el cual se está trabajando. Estos resultados, cotejados con el estudio de suelos previo, colaboran en la generación de márgenes de seguridad de los recalces realizados.

CASOS DE INTERVENCIÓN

1.- PARROQUIA INMACULADA CONCEPCIÓN DE MARÍA en POZO DEL MOLLE

Se trata de un templo de tres naves, con nártex de ingreso de mampostería (en plano figura como hall de ingreso) y coro en el sector delantero. La superficie cubierta total del templo, incluyendo el coro, es de unos 560 m². Esta superficie no incluye la casa parroquial anexa.

En línea con las naves laterales, hay dos locales en el sector delantero (circulación vertical y capilla -en plano figura como sacristía-), y otros dos al final de las mismas (sagrario y bautisterio). La nave central remata en un ábside detrás del altar principal.

Desde el punto de vista estructural, el edificio posee una estructura mixta conformada del siguiente modo:

- Muros portantes de ladrillo común sobre los dos laterales, como asimismo en fachada y contrafachada. Del análisis efectuado, se concluye que las cargas actuantes sobre los mismos, son las siguientes:
 - ✓ Muros laterales: 3,5 tn/m
 - ✓ Muro fachada: 7,4 tn/m
 - ✓ Pilares torre campanario: 27 tn (puntualizada por cada pilar)
- Estructura independiente compuesta por 4 columnas centrales de 45 x 45 cm, que dividen la nave principal de las laterales. Estas columnas reciben la carga de los arcos de 7 mts promedio de luz libre, que soportan el peso de los techos de madera con cubierta de chapa que cubren tanto la nave principal (8,20 m de luz), como las laterales (4,20 m de luz). La carga actuante sobre cada una de dichas columnas se estima en unas 22 toneladas.

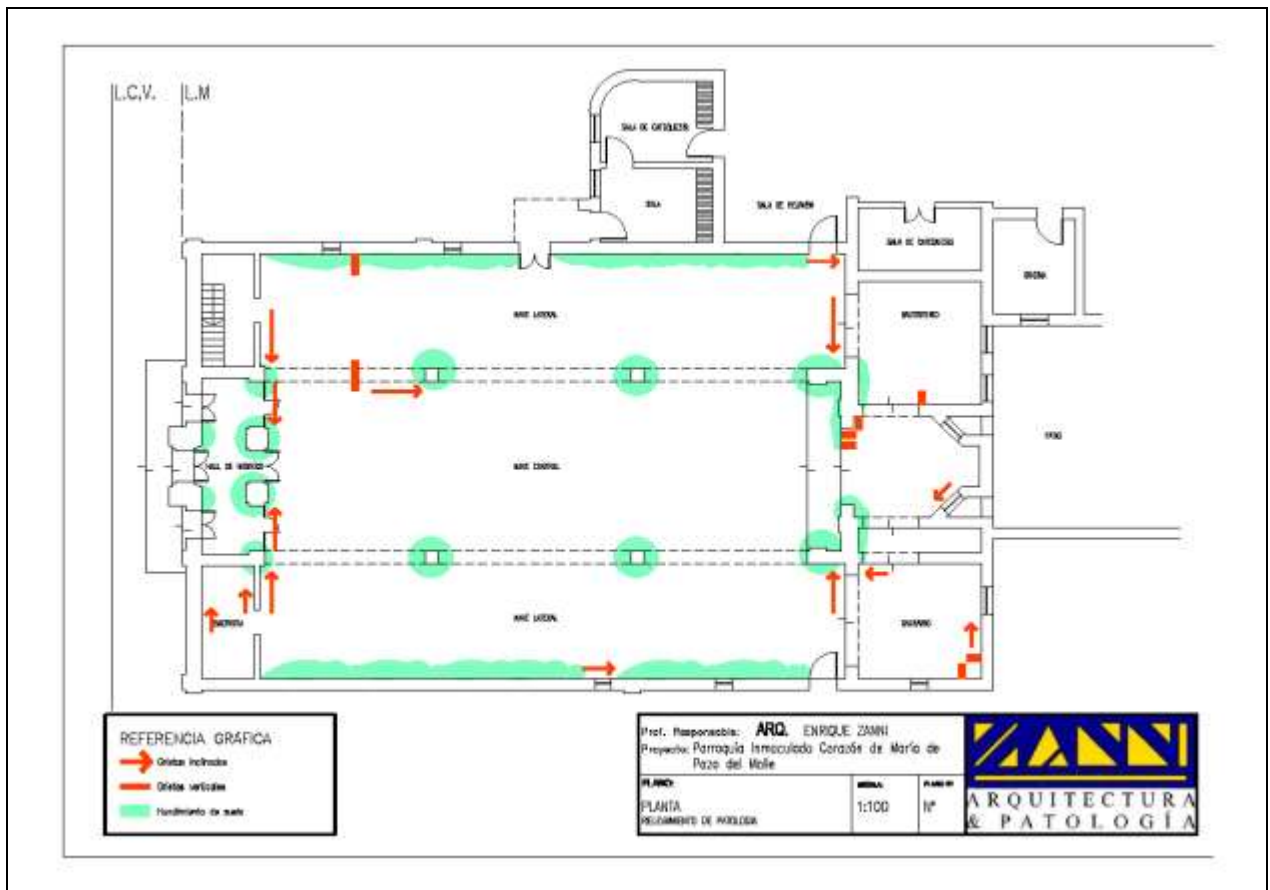


Figura 3. Plano de relevamiento de Patología

Respecto de las cimentaciones, los muros portantes cuentan con un sistema de empataamiento con ensanches sucesivos de la propia mampostería de fundación. Para un ancho de apoyo de 60 cm, la tensión solicitante al horizonte de fundación es de 770 gr/cm^2 , valor compatible con la tensión admisible del suelo seco.

En el caso de las columnas centrales, se adoptó como hipótesis de cálculo una base aislada superficial de hormigón armado de unos 120 a 150 cm de lado descargando al mismo horizonte de fundación que los muros perimetrales. Esto supondría una transferencia de cargas al terreno de 1 a $1,5 \text{ kg/cm}^2$, valores que tal vez el suelo seco puede soportar sin deformarse, pero absolutamente inadmisibles para estos limos en estado de saturación. El horizonte de fundación existente es de -1,00.

Se deja constancia que a la fecha de los estudios previos, el nivel freático oscilaba en torno a los -0,80 metros. En cualquier caso, los bulbos de presiones de la fundación se superponen con la saturación producida por la napa.

Tratándose de suelos altamente colapsables, el sobrehumedecimiento de los mismos, conlleva una importante pérdida de resistencia, lo que da lugar a los asentamientos diferenciales observados, y que en las columnas centrales alcanzan los 4 cm de descenso.

Dichos descensos puntuales inducen en las mamposterías deformaciones y esfuerzos de tracción que éstas, por su propia naturaleza, no pueden soportar. Eso determina la aparición de grietas parabólicas y diagonales, cuyo centro de radio apunta al foco de asiento (fotos 1 y 2). Asimismo, se ha producido el quiebre del intradós de los arcos del intercolumnio entre naves (foto 3), como también en el sector del altar.

Finalmente, se observa un importante punzonamiento del piso, con deformación y rotura del solado, producido por el asentamiento tanto de los muros, como especialmente de las columnas centrales (foto 4).



Foto 1



Foto 2



Foto 3

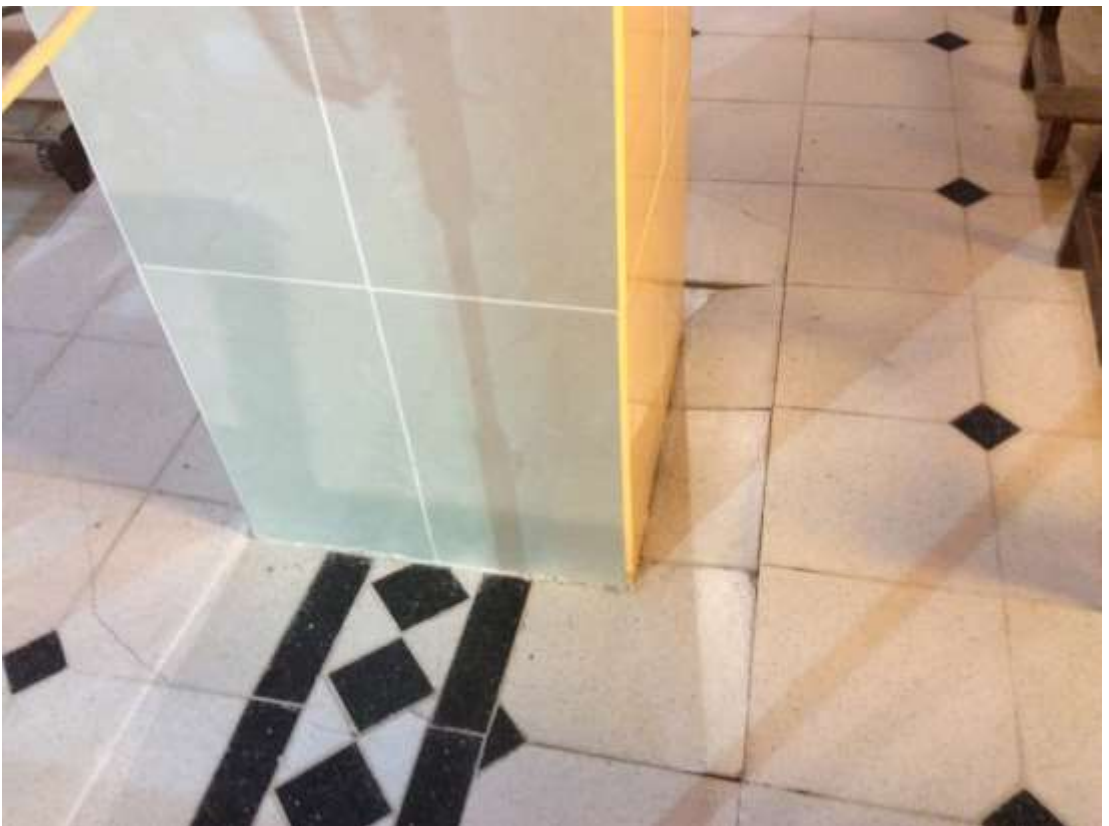


Foto 4

PROPUESTA. Memoria Descriptiva

Se transfirieron las cargas a horizonte firme no colapsable, consistente en un manto de tosca existente a una profundidad de 12 metros.

Para ello se ejecutó un recalde mediante 92 micropilotes hincados tipo Manesmann, con una capacidad de carga no inferior a 20 tn por unidad. La ubicación de los mismos se detalla en la Planta de Ubicación de Pilotes de la Figura 4.

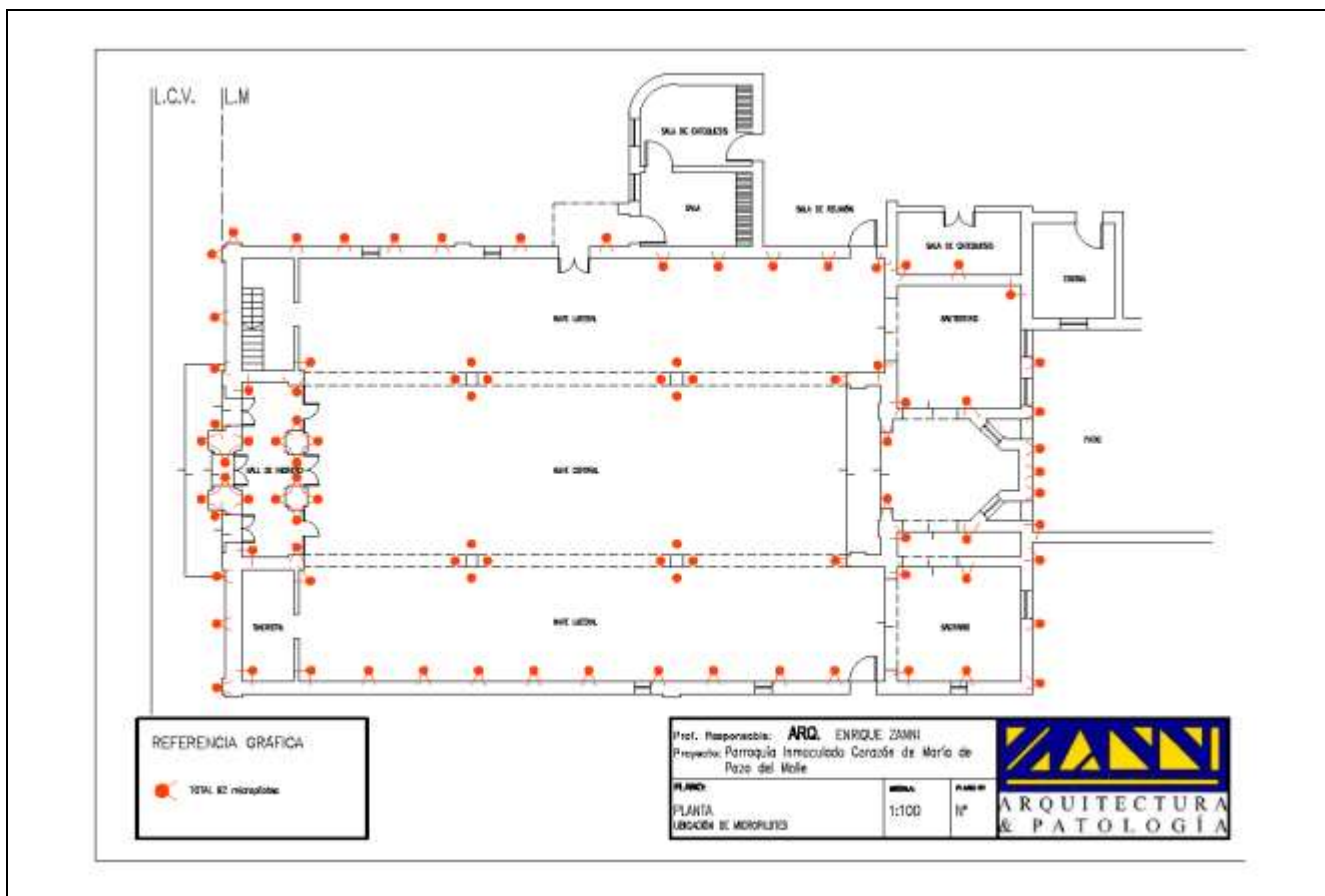


Figura 4. Plano de ubicación de pilotes.

Se diseñaron y calcularon distintos elementos de transferencia de las cargas para cada una de las dos situaciones estructurales existentes:

1. En el caso de los **muros portantes, con cimientos corridos** bajo los muros, se planteó una estructura auxiliar consistente en un cabezal con doble ménsula en V. Para ello, el extremo superior de cada micropilote remató en una ménsula de perfiles laminados soldados entre sí y al caño Manesmann, rigidizados mediante una tornapunta.
2. Para las **bases aisladas** de hormigón armado, el procedimiento constructivo difiere ligeramente. Estos pilotes recibirán la carga de las bases aisladas a partir de la resistencia friccional que se produzca entre el hormigón de la base y el material que rellena el espacio entre la pared de hormigón perforada y el fuste de acero del micropilote, tal como se observa en la Figura 5. En este tramo de unos 20 cm, el micropilote llevará soldado un helicoide de hierro de 6 mm, con separación de paso de 5 cm. El relleno del anular de esa perforación se hará con cemento grouter. La cantidad de micropilotes requerida para el recalde se indica en la Planta de Ubicación de Pilotes. Para la perforación de la base se utilizó una corona de diamantes de manera de minimizar las vibraciones a inducir sobre la estructura y no generar esfuerzos no deseados sobre el suelo que converjan en asentamientos adicionales.

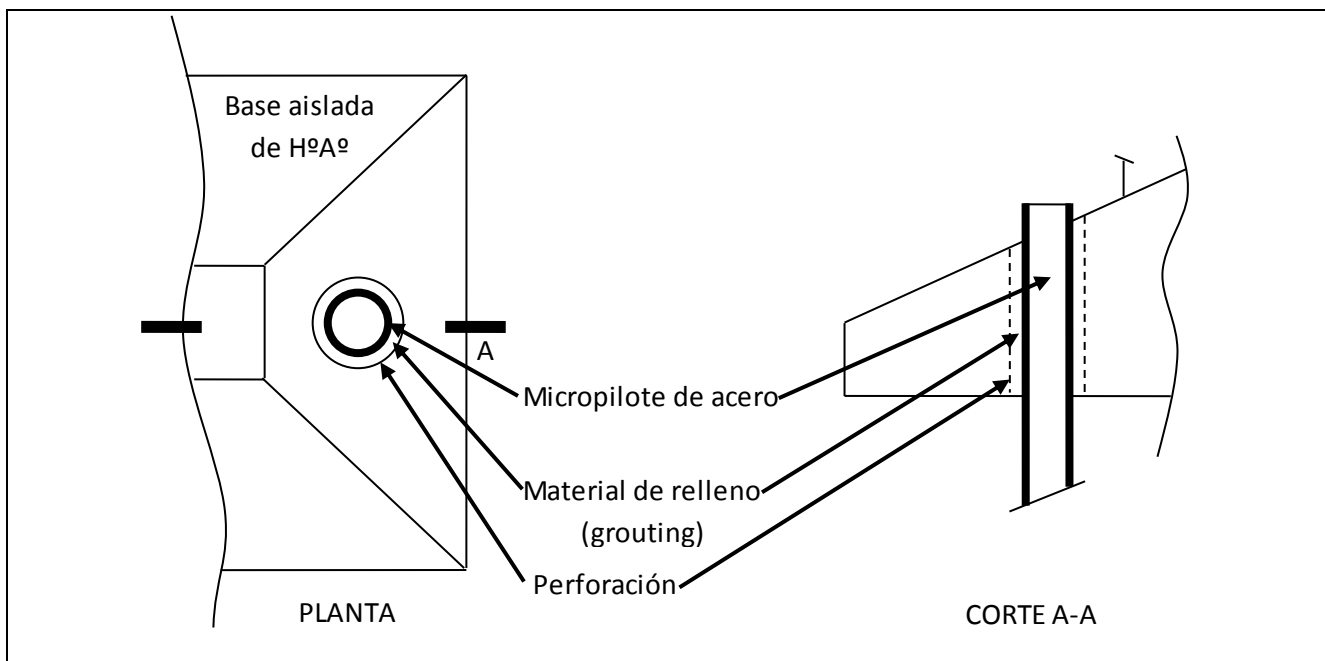


Figura 5 - Planta y corte de la forma de vinculación entre el micropilote y la base aislada.

A fin de restituir el monolitismo a los muros dañados, se procedió a la costura de grietas por medio de sistema de engrafados (stapples graphes). Dicho método es de aplicación universal para cualquier trayectoria de grietas, aunque su costo es un poco mayor a otros sistemas.

Se procedió de acuerdo al siguiente protocolo de intervención:

1. En las áreas circundantes a cada grieta, se demolieron los revoques grueso y fino, incluyendo las molduras, hasta dejar el ladrillo a la vista.
2. Se fabricaron grafas con planchuelas de 1½ x 1/8" (38,1 x 3,2 mm) en forma de zeta, con largos variables entre tres medidas: 30, 40 y 50 cm. Las escuadras de los extremos fueron soldadas a 90º, cuidando de eliminar las rebabas de soldadura en los ángulos. Dichas escuadras tienen una longitud de 5 cm, tal como se indica en la figura 6.
3. Se cortaron con amoladora hasta unos 6 cm de profundidad, incisiones en forma de zeta en la mampostería, replanteando la grafa a colocar. El montaje de cada unidad es por vía seca, introduciéndolas a presión mediante suaves golpes con la maza. La cantidad de costuras realizadas fue de 4 grafas por metro lineal de grieta a coser (un punto de costura cada 25 cm). Teniendo en cuenta que no llevan recubrimiento de hormigón ni mortero, se tomó la precaución de trabajar con grafas galvanizadas o con protección anticorrosiva, tal como se detalla más adelante.
4. En la costura se utilizaron alternadamente piezas de distinta longitud, a fin de evitar trasladar la concentración de tensiones a una línea paralela a la grieta a reparar. Las dimensiones de las grafas están especificadas en la Figura 6.

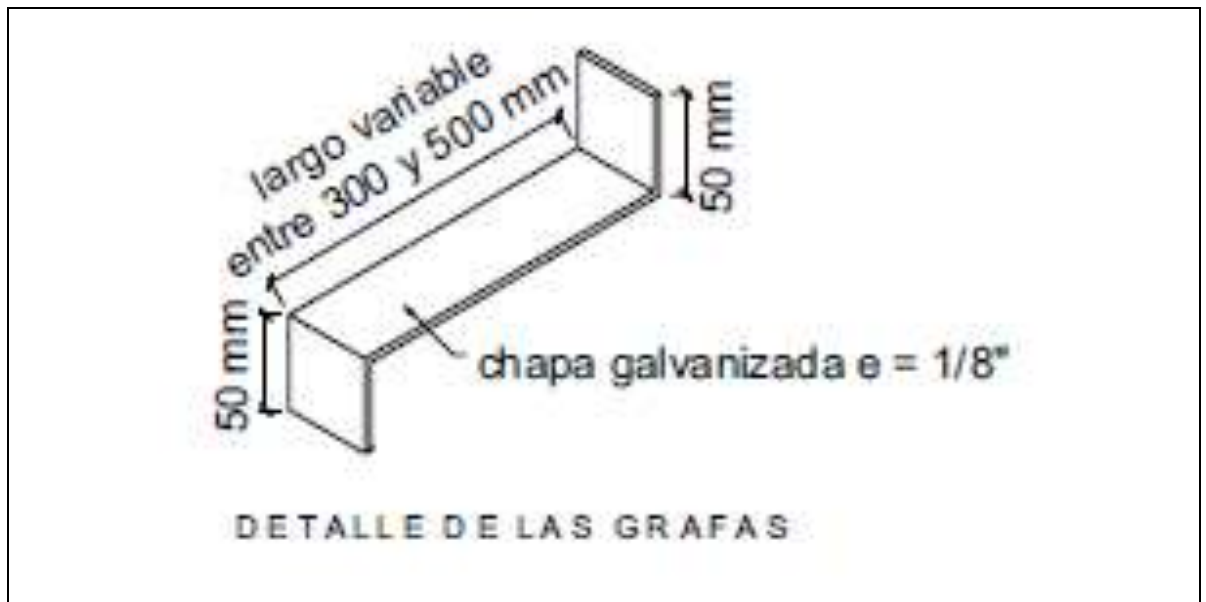


Figura 6. Detalle de grafa

Respecto de la protección anticorrosiva, los elementos fueron tratados con un epoxi enriquecido con zinc. Se trata de un revestimiento a base de polvo de cinc en elevado porcentaje y resinas epóxicas modificadas, de tres componentes, aplicado con un espesor de película seca de 150μ (foto 7). Considerando que se trata de piezas de pequeño tamaño, se pintaron con pincel, respetando los tiempos de secado entre manos prescritos por el fabricante (foto 8).



Foto 7. Tratamiento anticorrosivo de las grafas



Foto 8. Tratamiento anticorrosivo de las grafas

2.- PARROQUIA LA ANUNCIACIÓN DEL SEÑOR. ETRURIA

Esta iglesia comenzó a construirse en 1905 y fue habilitada como parroquia en noviembre de 1923, ya que antes funcionaba como capilla dependiente de Laborde. Al igual que el ejemplo anterior, el templo posee tres naves, con nártex de ingreso de mampostería y coro en el sector delantero. La superficie cubierta total del templo, incluyendo el coro, es de unos 270 m². Esta superficie no incluye la casa parroquial anexa. La nave central remata en un ábside detrás del altar principal.

Desde el punto de vista estructural, el edificio posee una estructura mixta conformada del siguiente modo:

- Muros portantes de ladrillo común sobre los dos laterales, como asimismo en fachada y contrafachada. Del análisis efectuado, se concluye que las cargas actuantes sobre los mismos, son las siguientes:
 - ✓ Muros laterales: 3,65 tn/m
 - ✓ Muro fachada: 6,4 tn/m
- Estructura independiente compuesta por 4 pilares centrales de mampostería de 45 x 45 cm, que dividen la nave principal de las laterales. Estos pilares reciben la carga de los arcos de 3 mts promedio de luz libre, que soportan el peso de los techos de madera con cubierta de chapa que cubren tanto la nave principal (6 m de luz), como las laterales (3 m de luz). La carga actuante sobre cada una de dichas columnas se estima en unas 10,4 toneladas.

Los daños registrados corresponden con los sintetizados al comienzo de este trabajo: grietas parabólicas, roturas en clave de arcos, hundimientos y quiebres de pisos y desescuadramiento de aberturas.

PROPUESTA. Memoria Descriptiva

La intervención consistió en transferir las cargas al manto de tosca estable insoluble, ubicado a -12 mts.

Para ello se hincaron un total de 65 micropilotes con la misma tecnología apuntada en el caso anterior.

A efectos de la hinca, los elementos disponen de un azuche metálico destinado a facilitar su penetración, disminuyendo las vibraciones transmitidas (foto 9). Dicho azuche posee un diámetro de 11 cm por lo que el orificio que abre a su paso, es 4 cm mayor que el caño núcleo del pilote (foto 10). Esto implica que dicho caño no induce ninguna fricción al suelo circunvecino.



Foto 9. Detalle del azuche



Foto 10. Vista del pilote armado, con el conjunto azuche-fuste.
Se observan las perforaciones para inyección en el caño.

Esta cañería posee perforaciones cada 40 cm rotadas en forma helicoidal, destinadas a permitir las inyecciones de lechadas cementicias que completan el esquema de trabajo del recalce.

En las fotos 11 y 12 se aprecian los pozos realizados junto a cada pilar, para la construcción de los cabezales. Los pisos calcáreos retirados a tal fin, fueron limpiados y recolocados.



Foto 11. Pozos realizados para la construcción del cabezal de cada pilote.

Es de destacar que en todos los muros exteriores, tanto laterales como en el ábside y en la fachada, se realizaron los trabajos desde el exterior, de modo de disminuir las roturas de solados, quedando reducidos al interior sólo los recalces de los pilares que dividen las naves y algunos encuentros que por su accesibilidad, hacían imposible trabajarlos desde afuera.

Las medidas de la máquina pilotera permiten su fácil traslado e introducción a través de cualquier puerta de 0,80 x 2,00 mts. En casos extremos incluso es posible desarmarla por completo y volver a montarla en el sitio de trabajo (por ejemplo en sótanos de difícil accesibilidad).



Foto 12. Idem anterior, en el ábside.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en el presente trabajo permiten extraer las siguientes conclusiones:

1. La ejecución de micropilotes hincados e inyectados resulta un método de recalce de fundaciones apropiado y de mínima invasión para edificios de alto valor patrimonial, siempre que la fundación (mampostería y cemento) tenga desarrollo suficiente para garantizar la transferencia de carga por fricción entre la fundación y el micropilote.
2. Ante problemas de asentamientos, resulta necesario realizar una investigación profunda y completa del subsuelo, instalaciones, tecnología constructiva y cualquier otra fuente externa que afecte a los subsistemas anteriores, de manera de poder concluir de manera acabada, sobre las posibles causas de la patología encontrada y resolver de manera integral el problema.
3. Resulta de suma importancia garantizar sistemas de alerta temprana para la detección de fugas en instalaciones enterradas en suelos colapsables, cuyo daño comprometa la estabilidad del edificio.
4. La interdisciplinariedad resulta de fundamental importancia para afrontar el abordaje de problemas complejos de patología, sobre todo en edificios de alto valor patrimonial.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

A. R. Reginatto y J.C. Ferrero. 1973. Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry. Proc. Eighth I.C.S.M.F.E. Moscow.

- E. R. Redolfi. Determinación Rápida de la Presión de Fluencia en Suelos Loésicos. Boletín de Información de Laboratorio de Carreteras y Geotecnia, Madrid, 1982, No 51, pp. 3-8.
- R. J. Rocca, E. R. Redolfi y A. R. Reginatto. 1992. Determination of Collapse Potential of Soils. 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, Texas. pp. 73-77.
- V. A. Rinaldi, R. J. Rocca y M. E. Zeballos. 2007. Geotechnical Characterization and Behaviour of Argentinean Collapsible Loess. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Tan, Phoon, Hight & Leroueil (eds). Taylor & Francis Group, London.
- C. Pizzi. 1986. Mantenimiento de los Edificios de Vivienda Individual y Colectiva. CEPCO Ediciones, Córdoba.
- E. Zanni. 2008. Patología de la Construcción y Restauo de obras de arquitectura. Editorial Brujas, Córdoba.



Datos del autor:

ENRIQUE ZANNI

arqzanni@gmail.com

Dpto. Tecnología, Facultad de Arquitectura Urbanismo y Diseño, Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Av. Vélez Sarsfield 264. (5000) Córdoba, Argentina

TEL. 351-152499456

Currículum Vitae resumido:

Arquitecto y Magister en Conservación y Rehabilitación del Patrimonio Arquitectónico. Cursó estudios específicos sobre restauración en Quito, Ecuador. Especialista en Patología de los Materiales. Autor de 5 libros sobre la temática. Profesor de grado, pos-grados y maestrías en distintas Universidades del país. Investigador de SeCyT. Desde 2010 es director de ALCONPAT Argentina (Asociación Latinoamericana de Control de Calidad y Patología de la Construcción). Ponente, conferencista y miembro de Comités Científicos y Académicos en Congresos Internacionales. En 2011 fue premiado en Guatemala por ALCONPAT Internacional como autor de uno de los 3 mejores trabajos del bienio 2010/2011.