



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



TRABAJO FINAL DE GRADO

Estudio de soluciones para la estabilización de un área afectada por dolinas en Alcalá de Ebro (Zaragoza): Estudio estructural

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (ETSICCP)

Universitat Politècnica de València (UPV)

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Curso académico: 2016/2017

Autor: Victor Zorio Ramirez

Tutor UPV: Francisco Javier Torrijo Echarri

Cotutor UPV: Julio Garzón Roca

Cotutor Empresa: Alberto García Berna

Valencia, Junio de 2017

AGRADECIMIENTOS

Para la consecución de los objetivos del presente estudio se ha contado con la inestimable ayuda de varias personas, tanto miembros de la comunidad universitaria como del mundo profesional. Por ello, se quiere agradecer la ayuda y asesoramiento a los tutores D. Francisco Javier Torrijo Echarri y D. Julio Garzón Roca durante toda la redacción del estudio. También agradecer al cotutor externo D. Alberto García Bernal y a D. Rubén Sancho Gómez- Zurdo, la colaboración y disponibilidad de ambos en todo momento para la resolución de dudas y búsqueda de información.

Asimismo, agradecer D. Pedro A. Calderón García la colaboración, gestiones y facilidades dadas para poder trabajar junto D. Javier Bardisa Molla en el Laboratorio del Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil en la elaboración y ensayos de las probetas.

Por último, agradecer de igual manera a D. Ángel Morilla Rubio y D. Carlos Hidalgo Signes por la ayuda, asesoramiento y disponibilidad durante los trabajos en el laboratorio del Departamento de Ingeniería del Terreno.

ÍNDICE GENERAL

I. DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

- *MEMORIA*
- *ANEJO Nº1: ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO*
- *ANEJO Nº2: ESTUDIO DE SOLUCIONES*
- *ANEJO Nº3: ESTUDIO ESTRUCTURAL*
- *ANEJO Nº4: CRONOGRAMA Y VALORACIÓN ECONÓMICA*
- *ANEJO Nº5: FOTOGRAFÍA E INFOGRAFÍA*

II. DOCUMENTO Nº 2: PLANOS

- *PLANO Nº1: PLANO DE SITUACIÓN*
- *PLANO Nº2: PLANO DESCRIPTIVO Y DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES*
- *PLANO Nº3: PLANO ACOTADO DE LA ACTUACIÓN*
- *PLANO Nº4: PLANO REPRESENTATIVO DE LAS FASES CONSTRUCTIVAS*



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



TRABAJO FINAL DE GRADO

Estudio de soluciones para la estabilización de un área afectada por dolinas en Alcalá de Ebro (Zaragoza).

DOCUMENTO Nº1: MEMORIA

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Curso académico: 2016/2017

Autores: Pablo José Brutau Quintana y Victor Zorio Ramirez

Tutor UPV: Francisco Javier Torrijo Echarri

Cotutor UPV: Julio Garzón Roca

Cotutor Empresa: Alberto García Bernal

Valencia, Junio de 2017

ÍNDICE DOCUMENTO Nº1

I. DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

- *MEMORIA*
- *ANEJO Nº1: ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO*
- *ANEJO Nº2: ESTUDIO DE SOLUCIONES*
- *ANEJO Nº3: ESTUDIO ESTRUCTURAL*
- *ANEJO Nº4: CRONOGRAMA Y VALORACIÓN ECONÓMICA*
- *ANEJO Nº5: FOTOGRAFÍA E INFOGRAFÍA*



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



TRABAJO FINAL DE GRADO

Estudio de soluciones para la estabilización de un área afectada por dolinas en Alcalá de Ebro (Zaragoza).

MEMORIA

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Curso académico: 2016/2017

Autores: Pablo José Brutau Quintana y Victor Zorio Ramirez.

Tutor UPV: Francisco Javier Torrijo Echarri

Cotutor UPV: Julio Garzón Roca

Cotutor Empresa: Alberto García Bernal

Valencia, Junio de 2017

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	5
1.1. Objeto y alcance del estudio	5
1.2. Antecedentes	5
2. GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA	6
2.1. Marco geológico	6
2.2. Procesos Kársticos. La formación de dolinas	7
2.3. Trabajos de campo y ensayos de laboratorio	8
2.4. Caracterización geotécnica de los materiales	9
2.5. Interpretación hidrogeológica	10
2.6. Sismicidad	11
3. ESTUDIO DE SOLUCIONES.....	11
4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN	11
5. ESTUDIO ESTRUCTURAL	13
5.1. Programa de cálculo	13
5.2. Datos	13
5.2.1 Dimensionamiento del modelo.....	13
5.2.2 Mallado del modelo	14
5.2.3 Unidades Geotécnicas.....	14
5.2.4 Elementos estructurales	14
5.3. Cálculos Geotécnicos	15
5.4. Ensayos de laboratorio	16
5.4.1 Preparación de las probetas	16
5.4.2 Resultados de los ensayos.....	17
5.4.3 Análisis de los resultados	18
6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES	18
6.1. Esfuerzos de cálculo.....	18
6.2. Comprobaciones estructurales.....	18
7. CRONOGRAMA Y VALORACIÓN ECONÓMICA	19
8. CONCLUSIONES.....	20

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Objeto y alcance del estudio

El objeto académico de este estudio es la búsqueda y aplicación de una solución para estabilizar un tramo de la calle Camino de la Estación de la población de Alcalá de Ebro (Zaragoza), en la que se vienen produciendo periódicamente deformaciones y colapsos entorno a la mota de protección del río desde los últimos 10 años. Los objetivos principales de este estudio serán:

- Identificación de los principales parámetros geológicos.
- Análisis y explicación del fenómeno de formación y tipos de dolinas.
- Caracterización geotécnica de la zona a partir de ensayos y trabajos de campo previos.
- Identificación del estado hidrogeológico de la zona.
- Planteamiento de las soluciones posibles ante la problemática.
- Elección crítica de la solución más adecuada conforme a unos condicionantes.
- Descripción completa de la solución.
- Análisis estructural y geotécnico de la solución aplicada.
- Cronograma de los trabajos y valoración económica de la solución.



Figura 1: Localización de la zona de estudio en la localidad de Alcalá de Ebro. Fuente: Google Maps.

La consecución de dichos objetivos ha requerido del trabajo en común e individual de los alumnos Pablo José Brutau Quintana y Víctor Zorio Ramirez, El primero, ha realizado el estudio geológico – geotécnico de la zona de estudio del fenómeno de subsidencia y karstificación. El segundo, ha realizado el estudio estructural de la solución propuesta mediante el software Plaxis (Versión 8.5) y la comprobación estructural de la solución.

Como trabajo conjunto, ambos alumnos han realizado el trabajo en laboratorio para la preparación y los ensayos de las probetas de mortero, así como las visitas de campo a la zona de actuación, redacción de la memoria, estudio de soluciones y realización de los planos.

Para el cumplimiento de los objetivos anteriormente mencionados se ha tenido acceso a numerosa información relativa a esta problemática, gracias a la inestimable colaboración de D. Alberto Gracia Bernal (Geólogo especialista en Mecánica de Suelo e Ingeniería de Cimentaciones), quien ha ejercido las funciones de coordinación en los trabajos que se han llevado a cabo actualmente en el lugar de estudio como miembro de Consultores Técnicos Asociados, S.A; así como agradecer la colaboración de D. Rubén Gómez-Zurdo (I.C.C.P) de la empresa Altius.

1.2. Antecedentes

Los problemas asociados a las simas en la población de Alcalá de Ebro cuentan con una larga trayectoria histórica, siendo ya citadas en la literatura clásica como en el capítulo IV de la segunda parte del Quijote. En un contexto más contemporáneo, desde 2007 se han acentuado los problemas debido a este fenómeno y, se han llevado a cabo diferentes actuaciones y estudios siguiendo la siguiente cronología:

- Junio y julio 2007. Dos hundimientos en la calle, con afección a la mota de protección y las viviendas. Aparición de una sima de 15 m de profundidad que se cubrió en dos ocasiones con escollera.
- Septiembre 2007. “Estudio del subsuelo de Alcalá de Ebro (Zaragoza)”. Realiza: D. Eduardo Quiles Aparisi. Solicita: Confederación Hidrográfica del Ebro y Ministerio de Medio Ambiente.
- Septiembre 2007. “Informe preliminar sobre la prospección geofísica por microgravimetría y georradar de varios sectores del casco urbano de la localidad de Alcalá de Ebro (Provincia de Zaragoza). Prospección aplicada a la detección de cavidades, fuentes activas de subsidencia y/o asentamiento”. Realiza: Grupo de investigación Geotransfer (Universidad de Zaragoza).
- Marzo 2008. “Reconocimiento geológico- geotécnico del subsuelo de una vivienda en el no 1 de la c/ Camino de La Estación” Realiza: Laboratorio CONTROL7. Solicita: Ayto. Alcalá de Ebro.
- 2011. Continúan procesos de subsidencia en la calle.
- Enero 2012. “Nota técnica e interpretación de resultados sobre nuevos hundimientos en Alcalá de Ebro mediante técnicas de georradar”. Realiza: Prof. Dr. Ingeniero de Caminos D. Ignacio Menéndez Pidal.
- Abril 2013. “Reconocimiento geológico y geotécnico del subsuelo de una vivienda unifamiliar de dos plantas situada en el no 1 de la c/ Camino de La Estación, en Alcalá de Ebro (Zaragoza)”. Realiza: Consultores Técnicos Asociados, S.A. Solicita: Dpto. de Vías y Obras de la Diputación de Zaragoza.

- Noviembre 2013. Aparición de una sima de 35 m² y 4 m de profundidad relativa en frente de la vivienda. Grietas en la vivienda y afección de la cimentación. Vertido de escollera y árido de rechazo de cantera para rellenar la sima.
- Noviembre 2013. “Adenda 1 al Estudio geológico- geotécnico para la investigación de patologías de cimentación en una vivienda de la c/ Camino de La Estación, 1 de Alcalá de Ebro (Zaragoza). Ampliación de la solución aplicada”. Realiza: CTA, S.A.
- Diciembre 2013. La empresa URETEK lleva a cabo la inyección de resinas expansivas bajo la vivienda para su recalce y estabilización.
- Septiembre 2015. “Estudio y valoración de un método de consolidación y/o recalce de un tramo de la mota de Alcalá de Ebro (Zaragoza) afectado por subsidencia de origen kárstico”. Realiza: CTA, S.A.
- Noviembre 2015. La empresa URETEK lleva a cabo la inyección de resinas expansivas en la mota en diferentes puntos y profundidades variables.
- Primavera 2016. Compra y derribo de la vivienda dañada para posterior instalación de un colector de saneamiento.
- Agosto 2016. Aparición de una sima de 6 m de profundidad, sellada con 800 toneladas de escollera y 120 toneladas de zahorras para nivelado y refino.

2. GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA

En este apartado se definen las características geológico - geotécnicas de la zona de estudio afectada por el fenómeno de subsidencia para una mejor comprensión de las condiciones de contorno que se tienen en cuenta para las soluciones a adoptar. Todo ello, se realiza a partir de los datos, ensayos y estudios realizados anteriormente a los que hemos tenido acceso gracias a CTA, S.A.

2.1. Marco geológico

La localidad de Alcalá de Ebro se sitúa en el sector centro-occidental de la Cuenca del Ebro. El clima local es de tipo continental, con precipitaciones menores a los 400 mm/año y una temperatura media anual entre 14° y 15° C con fuertes fluctuaciones.

Desde el punto de vista geológico, la localidad se emplaza sobre materiales cuaternarios, de espesor y compacidad variables, que recubren a un sustrato rocoso terciario margo - yesífero fuertemente alterado en sus niveles superficiales.

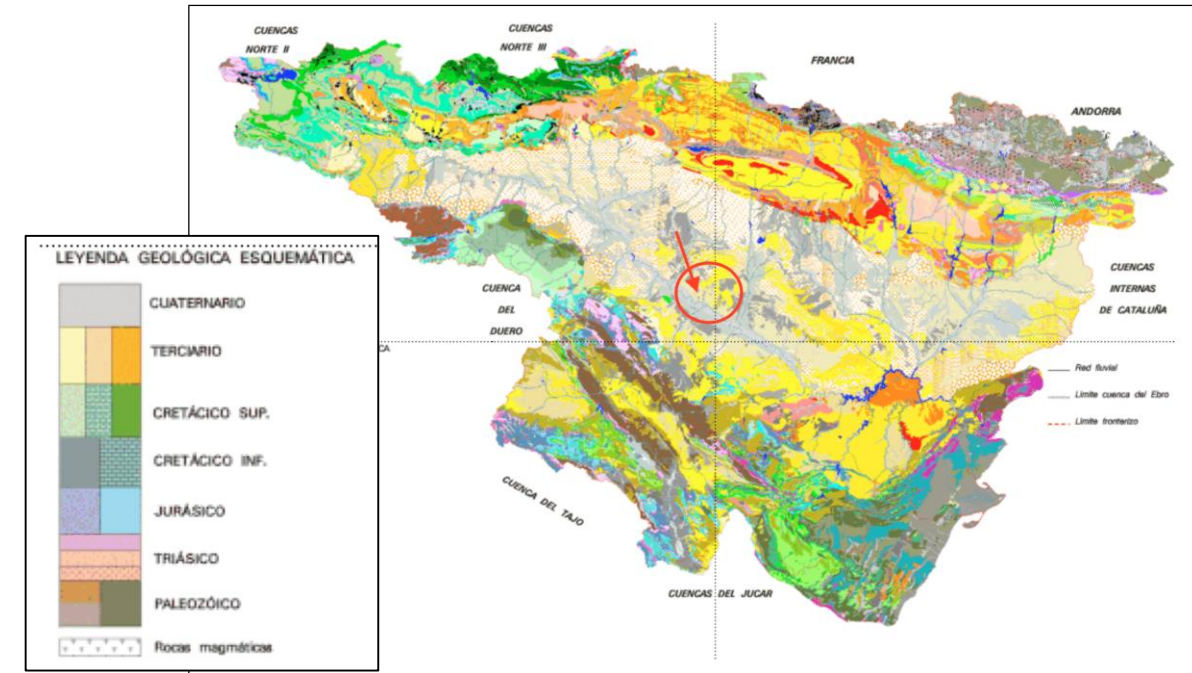


Figura 2: Localización de la zona de estudio en un mapa de rasgos geológicos de la Cuenca del Ebro. Fuente: IGME

Los materiales que constituyen la columna sedimentaria del terciario tienen una ordenación vertical muy bien diferenciada en dos tramos: uno basal de carácter fundamentalmente terrígeno, y otro superior de constitución carbonatada y/o evaporítica. Las formaciones cuaternarias que recubren el sustrato Mioceno afloran ampliamente en todo el sector. Se disponen en varios niveles de terraza asociados al Ebro, así como distintos depósitos de glaciares, coluviones y fondos de val.

Las deformaciones de carácter tectónico quedan reducidas a diaclasas y fallas, afectando a los depósitos terciarios y los cuaternarios. Regionalmente las mediciones realizadas en depósitos del Pleistoceno superior y Holoceno, revelan la existencia de cuatro familias de diaclasas en dirección N, NNE, E y ESE.

Alcalá de Ebro se ubica en el denominado Corredor del Ebro. En este corredor, con una anchura de unos 6 Km, se define por una sucesión de terrazas bajas y medias de la margen derecha del río que, de manera escalonada, hacen descender el relieve desde cotas cercanas a los 300 hasta los 215 m.s.n.m del cauce actual.

El caso urbano se enmarca entre las cotas de 221 a 226 m.s.n.m, ocupando la terraza más baja, dentro de lo que se puede considerar la llanura de inundación actual. El río adopta aquí una geometría meandriforme, acorde con su escasa pendiente longitudinal, próxima al 0,6 por mil, y constituye el nivel de base regional. Las formas del modelado obedecen también a una génesis endógena. Así, las más relevantes y peligrosas corresponden a formas kársticas cuyo origen hay que buscarlo en la disolución de los yesos terciarios.

La zona investigada se localiza sobre el acuífero denominado por el IGME “Acuífero no 62. Aluvial del Ebro”, perteneciente al curso medio del río y lo conforman varios niveles de terraza. Se trata de un acuífero

monocapa de carácter libre cuya recarga se realiza por medio de retornos de regadíos, infiltración directa del agua de lluvia y alimentación por los afluentes del Ebro en su contacto con los materiales permeables de las terrazas.

La calidad química de las aguas subterráneas es mediocre a mala, debido al carácter evaporítico del sustrato y límites impermeables del acuífero, lo que provoca la disolución de sulfatos y carbonatos y da como resultado aguas con un alto grado de mineralización.

2.2. Procesos Kársticos. La formación de dolinas

Los riesgos asociados al karst en esta zona pueden resumirse en subsidencias y colapsos. Se producen **fenómenos de subsidencia** cuando se presenta una cobertera potente de suelo, no aflorando los materiales rocosos, o bien en formaciones mixtas, lutítico yesíferas, fácilmente deformables por su plasticidad.

La generación de dolinas de subsidencia no precisa, necesariamente, de la existencia de cavidades en profundidad. En ocasiones el agua que circula por el manto aluvial provoca el ensanchamiento de discontinuidades en el sustrato soluble, generando fisuras o conductos de disolución que pasan a actuar como vías preferenciales de flujo, produciéndose un proceso autocatalítico en el que la karstificación favorece el aumento de caudal y, en consecuencia, la velocidad de disolución.

Si el depósito aluvial es blando tiende a migrar a través de las fisuras por procesos de arrastre hídrico y flujo de sedimentos viscosos o granulares, asentándose la cobertera de forma dúctil y formándose una depresión cónica como las que se generan en los relojes de arena cuando el sedimento granular no posee cohesión.

Un **colapso**, en cambio, es un movimiento de hundimiento brusco de una porción del terreno que genera dolinas de colapso. Estas pueden formarse, además de por la existencia de cavidades en el sustrato, cuando el depósito detrítico de la cobertera se encuentra cementado y se produce la caída de partículas, generándose entonces una cavidad en los depósitos aluviales cuyo techo generalmente posee una geometría en cúpula.

La caída continua de partículas, favorecida por el desarrollo de grietas de descarga, produce un progresivo avance de la cavidad hacia la superficie. Cuando el peso del techo de la cavidad supera la resistencia mecánica del material, se genera un colapso comúnmente de forma brusca, dando lugar a dolinas de paredes subverticales y a menudo extraplomadas. Los márgenes escarpados de estas dolinas tienden a ampliar su diámetro y reducir su inclinación mediante movimientos de ladera y procesos de erosión hasta alcanzar el ángulo de reposo.

También existe la posibilidad de que la disolución actúe en el seno de las formaciones evaporíticas dando lugar a cavidades de disolución de geometría variable. Estas cavidades, en ocasiones localizadas a gran profundidad, tienden a migrar hacia la superficie mediante la caída de bloques del techo.

Este proceso da lugar a un conducto relleno de material brechoide conocido como chimenea de colapso. Una vez que la cavidad alcanza la base de la cobertera aluvial, los procesos de deformación y hundimiento dependerán, como en el caso del conducto de disolución, de la reología del depósito aluvial pudiéndose generar dolinas de subsidencia (por flexión) o dolinas de colapso (por rotura frágil).

El colapso puede ser monofásico o polifásico, pero generalmente el tiempo que transcurre desde que se manifiestan los primeros indicios de inestabilidad rara vez es superior a algunas horas, y con frecuencia es mucho menor. Los colapsos constituyen el riesgo asociado al karst más importante y relativamente frecuente en muchas partes del mundo. Las consecuencias en los casos de afección a estructuras y vías de comunicación son catastróficas.

El proceso de formación de este caso de estudio se valora como la combinación de los dos modelos explicados. En una primera fase se trató de un colapso brusco y ahora se registra un proceso de subsidencia lenta. La siguiente figura ilustra bien los dos modelos evolutivos básicos de dolinas que se han descrito:

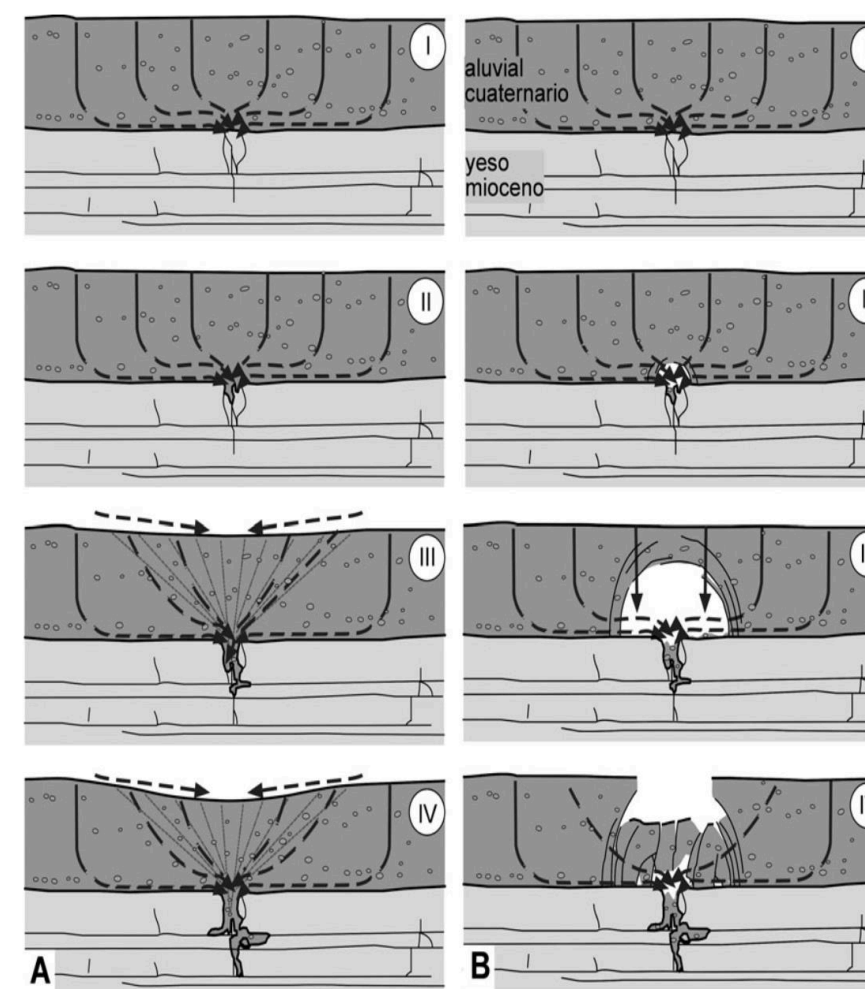


Figura 3: Los dos modelos evolutivos básicos de dolinas. (A) Dolina en cubeta, formada por subsidencia lenta y continuada (cobertera sin cohesión). (B) Dolina en ventana, formada por colapso brusco (cobertera con cohesión). Fuente: Simón J.L., Soriano A. et al., 2009

La subsidencia y los colapsos kársticos están determinados por factores de naturaleza muy diversa. Entre los litológicos, cabe destacar la elevada solubilidad del yeso que condiciona la velocidad de disolución y en consecuencia la karstificación del macizo rocoso. Los karst yesíferos evolucionan a escala temporal humana y su peligrosidad es por ello mayor.

Los factores estructurales condicionan frecuentemente el lugar de aparición de las dolinas. Aunque no de forma estricta, la densidad de diaclasado puede ser directamente proporcional a la densidad de dolinización, ya que las dolinas suelen asociarse a las intersecciones de diaclasas o tienden a aparecer sobre diaclasas principales.

Existe también una correlación bien establecida entre el desarrollo del karst y el drenaje superficial y, a menudo, las dolinas se localizan aguas abajo de cauces efímeros o en zonas de redes de drenaje superficial (endorreicas).

Los factores climáticos e hidrogeológicos suelen estar muy relacionados con el desarrollo del karst. En las regiones templadas, los hundimientos están asociados temporalmente a épocas de lluvias muy intensas. En términos hidrogeológicos, las oscilaciones amplias y/o rápidas del nivel freático suelen desencadenar reajustes geomecánicos, sobre todo en karst cubiertos, explicables por procesos de succión o por pérdida del empuje de Arquímedes.

Y, por último, los factores antrópicos en sentido amplio, constituyen los principales factores desencadenantes del riesgo kárstico. Algunos elementos claramente perturbadores del frágil equilibrio de las zonas afectadas son: las vibraciones producidas por voladuras, la deforestación, la obstrucción y relleno de dolinas, la aplicación de sobrecargas, los bombeos del agua subterránea, etc.

Por lo que se refiere a la probabilidad de ocurrencia de procesos de karstificación con expresión superficial, se puede afirmar que tanto la subsidencia, como el colapso de cavidades, son fenómenos de elevada frecuencia en zonas como Alcalá de Ebro, Luceni, Pedrola y alrededores.

En el Anejo nº 1: “Estudio geológico – geotécnico”, se pueden consultar en mayor detalle factores influyentes en la probabilidad de ocurrencia de este fenómeno, así como una explicación más extensa de la formación de dolinas de subsidencia y de colapso, con algunos de los modelos de cálculo de estabilidad que se han discutido en el ámbito geológico junto con los motivos que cuestionan la validez de los análisis obtenidos.

2.3. Trabajos de campo y ensayos de laboratorio

Para la elaboración de este estudio, no se han realizado nuevos ensayos en el terreno, sino que se ha recurrido a la información de la zona ya existente mediante proyectos previos, sobre todo los dos que reflejan las actuaciones realizadas para solventar los fenómenos de subsidencia en la vivienda y la mota, y que han sido comentadas anteriormente.

Para tener una correcta visión de la situación actual se recurre a la topografía reciente del informe de la actuación en la mota, que incluye cotas y referencias que pueden ser contrastadas a posteriori, así como la posición de los sondeos realizados, las grietas detectadas y las alineaciones del muro de la mota. El Informe fue realizado por parte de ICS Consultores y su medición topográfica se realizó en julio de 2015. En esta topografía se encuentra detallada en el apéndice B del Anejo nº 1: “Estudio geológico – geotécnico”.

Además, para completar la información de la zona afectada en planta, se ha tenido acceso al estudio realizado por el profesor Francisco Gutiérrez del Departamento de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Zaragoza, quien facilitó a CTA, S.A. la imagen proporcionada por el sistema de reconocimiento LIDAR de la zona de subsidencia.

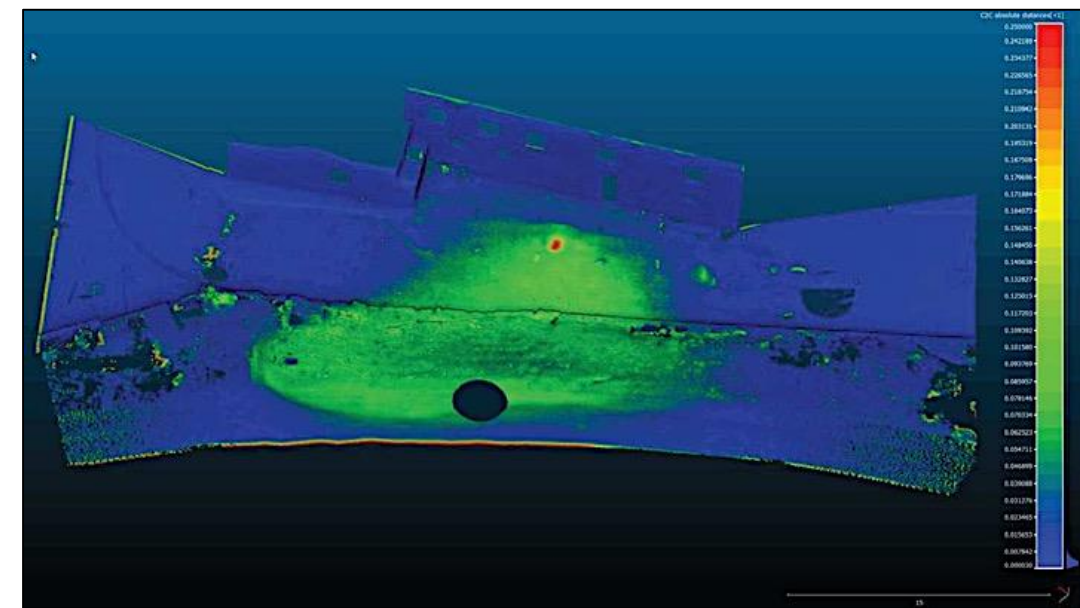


Figura 4: Recorte del estudio realizado por Francisco Gutiérrez (Departamento de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Zaragoza). Fuente: CTA, S.A.

Dicha imagen fue tomada para el proceso de investigación del método que está desarrollando su departamento. Como se puede apreciar el método refleja la zona afectada por los hundimientos del terreno, que coincide notablemente con la correlacionada a partir de las grietas reconocidas sobre el propio terreno.

Aprovechando la información de los informes anteriormente realizados, que han sido aportados por el Ayuntamiento de Alcalá de Ebro y CTA, S. A., se cuenta con la información de nueve sondeos realizados previamente en la zona. Todos ellos se pueden consultar en detalle en el Apéndice D del Anejo nº 1.

En general, puede decirse que los ensayos de penetración dinámica ponen de manifiesto una muy baja compacidad y densidad de las capas litológicas superficiales (hasta 6 m), y mayor en niveles más profundos. Se produce rechazo en todos los ensayos a una profundidad en torno a los 10 m, donde se sitúa el contacto con el sustrato margoyesífero. Los datos de los ensayos se pueden consultar en detalle en el apéndice G del Anejo nº 1.

Se han considerado las tomografías sísmicas realizadas en 2008 por el Laboratorio CONTROL 7 a petición del Ayuntamiento de Alcalá de Ebro, y la de 2015 realizada por CTA, S. A., para la elaboración de los modelos de correlación del subsuelo teniendo en cuenta todos los sondeos realizados hasta la fecha. Los informes de las tomografías y los modelos se pueden consultar en detalle en los apéndices E y F del Anejo nº 1, respectivamente.

Los ensayos de laboratorio realizados para determinar las propiedades geotécnicas del terreno se han realizado conforme a la normativa UNE correspondiente, tal y como se observa en el siguiente listado de ensayos:

- Análisis granulométrico por tamizado (UNE 103.101-95)
- Humedad natural. (UNE 103.300-93)
- Densidad aparente o seca. (UNE 103.301-94)
- Densidad relativa de las partículas. UNE (103.302-94)
- Los Límites de Atterberg, (UNE 103.103-94 - 103.104-94)
- Obtención del pH en suelos (UNE 103.90-2012)
- Contenido en Sulfatos solubles. (UNE 103.201-96)
- Presión de hinchamiento. (UNE 103.602-96)
- Ensayo de Permeabilidad. (UNE 103.403-99)

A partir de los datos obtenidos, se clasifican los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.). Estos valores pueden consultarse en la tabla resumen de las características de las unidades geotécnicas en el apartado 5 del Anejo nº 1.

2.4. Caracterización geotécnica de los materiales

En este caso resulta complejo definir las características de los materiales del suelo debido a la gran transformación que ha sufrido por múltiples causas tanto naturales (dolina y el flujo de agua), como antrópicas (restos de viviendas y rellenos de antiguas dolinas).

Por ello, el perfil del terreno se obtiene siguiendo una serie de etapas, comenzando por clasificar las unidades geotécnicas a partir del informe de la vivienda para, posteriormente, obtener el “perfil normalizado” de la zona y, por último, tener en consideración los procesos de karstificación y las dolinas.

El primer paso es definir las unidades geotécnicas presentes en el terreno. Esta clasificación se lleva a cabo a partir de los trabajos de campo realizados en 2013 por la empresa CTA y teniendo en cuenta las actuaciones previas en el entorno de la calle y la vivienda. El terreno se ha dividido en tres niveles geotécnicos

que presentan diferencias sustanciales entre ellos:

- **Nivel geotécnico U. G. 1.** Constituye el nivel superficial de la zona investigada y está compuesto de rellenos antrópicos y aluviales contaminados. Este estrato presenta un espesor medio de 4,0 m y el golpeo medio en ensayo de penetración dinámica DPSH es de $N = 2-3$.

Para la correcta modelización del terreno en el estudio estructural (Anejo nº 3) se considera necesario subdividir este nivel en dos unidades geotécnicas más, consiguiendo una mejor definición del terreno en conjunto para su estudio:

- La U.G. 4 corresponderá con la mota de protección del río cuyas características varían al haberse realizado una serie de inyecciones con resinas para su estabilización en 2015.
- La U. G. 5 que supone parte del terreno que se sitúa bajo la vivienda, y que se diferencia debido a las inyecciones de resinas que se realizaron para el recalce de la vivienda en 2013 y que mejoraron las características del terreno a pesar de las oquedades generadas en agosto de 2016.

- **Nivel geotécnico U. G. 2:** Se desarrolla inmediatamente por debajo de los niveles de relleno y está formado de depósitos aluviales de la antigua llanura de inundación, compuestos de arenas, arcillas marrones con cantos, niveles de gravillas y arenas con gravas.

El estrato presenta un espesor de unos 5 m, aunque puede tener un espesor algo mayor. En general la compacidad y densidad de esta unidad geotécnica en condiciones normales, es de media-alta, presentando un golpeo medio DPSH de $N=14$.

- **Nivel geotécnico U. G. 3:** Este nivel en los ensayos aparece situado siempre por debajo del nivel aluvial, constituyendo el zócalo rocoso, formado por un sustrato margo-yesífero mioceno. Está dividido en dos subniveles de distinta naturaleza y competencia, en función del grado de alteración sufrido.

- El primer subnivel está compuesto de arcillas marrones y grises con cantos sin apenas precipitados de yeso. En general la competencia y densidad de esta unidad geotécnica es alta, presentando un golpeo medio DPSH de $N = 28$.
- El segundo subnivel presenta yesos nodulares con intercalaciones de arcillas marrones y grises con alternancias de yesos en las arcillas. La competencia y densidad de esta unidad geotécnica es muy alta, presentando un golpeo medio DPSH de $N = R$ (Rechazo) (>100 golpes).

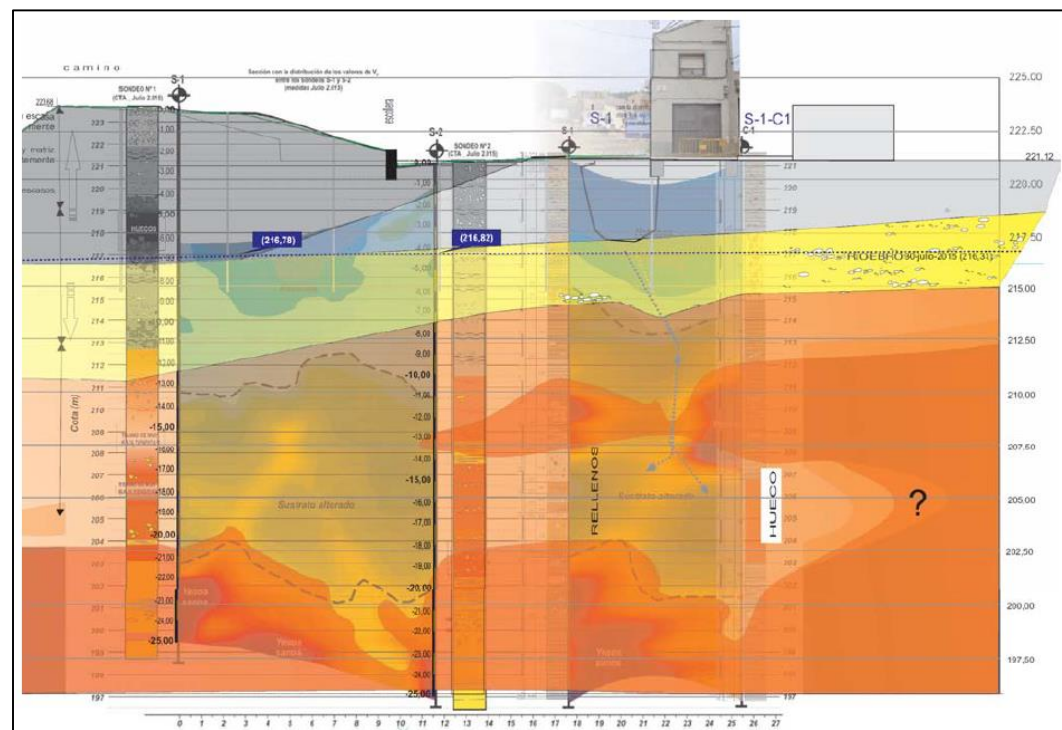
A partir de las características de las unidades geotécnicas definidas, se obtiene esta tabla resumen de sus valores, los cuales pueden consultarse con mayor detalle en el apéndice G del Anejo nº 1.

	>2 mm	0,08 mm	LL (%)	IP (%)	Dap (gr/cm ³)	W (%)	SO ₃ (%)	PH (%)	C (Kg/cm ²)	φ (°)	CA	E (Kg/cm ²)
UG-1	may-50	65	30	12	1.9	15	825	6	0,1	15	CH-CL	75
UG-2	may-40	75	50	25	2	25	2200	48	0,32	20	CH-CL	160
UG-3	may-56	30	20	13	2,2	9	5000	12	0,98	33	GM-GC	370

Tabla 1: Resumen de las características de las unidades geotécnicas. Fuente: Estudio consolidación de la mota CTA, S. A.

2.5. Perfil de correlación

Una vez que las unidades geotécnicas han sido definidas, se clasifica el terreno situado debajo de la mota y se obtiene una visión en conjunto del terreno. Para ello, se realiza una tomografía sísmica utilizando los sondeos realizados en 2015 y se obtiene el siguiente perfil de correlación:



MODELO DE CORRELACIÓN GEOTÉCNICA

	Reellenos de la mota y del trasdós de la mota: En la mota, hasta -1,80-2,00m, terraplén compactado de zahorras seleccionadas. Por debajo (hasta -7,50 m.) terreno formado por gravas con arenas y matriz variable limo arcillosa de color marrón. En el sondeo se obtienen, hacia la base del terraplén, grandes cantos de roca gris. Probablemente de una capa de escollera masiva que se colocaría como base de asiento del cuerpo de la mota. En el trasdós de la mota (gris más claro) terreno heterogéneo y hechizos poco compactos.
	Recubrimiento aluvial: Gravas con arenas y finos, alternando con niveles más arcillosos; sobre todo hacia el cauce del río Ebro. Hacia el río, los sondeos registran fundamentalmente materiales de tipo: limos y arcillas de color marrón, frecuentemente con restos de materia orgánica, que contienen "empastados" cantos de grava; a veces finos niveles de gravas con arenas más o menos continuos. Este depósito se presenta a veces muy caótico por tanto que aparentemente viene afectado por el proceso karstico que se viene produciendo desde muy antiguo en esta zona.
	Terreno de transición: entre -6,50 a 7,00m, y -10,00 a 10,50m. Arcillas limosas de color marrón que incorporan fragmentos de rocas salinas (generalmente yesíferas) a partir de -8,20 a -8,50m. Desde esta última profundidad, contienen intercalaciones de yesos (aparentemente nodulares) que a veces se interpretan como "concreciones de yesos secundarios", presentando tonos más grisáceos, característicos antes de encontrar la roca terciaria más sana. Se reconocen bastante consistentes con valores Nspst altos (>30).
	Sustrato rocoso terciario, margoyesífero: Alternancia de niveles de espesor variable de margas arcillosas y yesos. Lo que se define de forma general como "roca de yeso" se trata de forma más concreta, de sales halíticas y polihalíticas en las que se reconocen además del yeso masivo (generalmente en forma de nódulos), halita, cristales de glauberita, y posiblemente thenardita y epsomita. Este sustrato se encuentra alterado en la zona más próxima al contacto con el recubrimiento aluvial, afectado por las variaciones del nivel freático, sobre todo en la zona más próxima al cauce del río Ebro. Como consecuencia se vienen generando procesos de disolución-socavación interna que favorecen la formación de simas o dolinas.

Figura 5: Recorte del estudio de consolidación y recalce de la mota – plano 2 de 4 Fuente: CTA, S. A.

Para esta correlación se han tenido en cuenta, tanto los sondeos representados en el gráfico como otros próximos realizados en estudios anteriores de la zona, en los que el orden y espesor de las distintas capas y estratos no se han visto tan afectados por los procesos de subsidencia - colapso registrados en este punto concreto y, que sirven como referencia. De esta manera obtenemos lo que sería el "perfil normalizado" de toda la zona.

A partir del modelo anterior que aportaba una visión en conjunto de la zona, se han representado las afecciones registradas en los últimos años. Estas han consistido en colapsos del terreno con aparición de simas o dolinas en superficie que han afectado a la mota, a la calle y a las casas próximas. En el apéndice F de modelos de correlación del Anejo nº 1, se pueden encontrar en mayor detalles dichas representaciones.

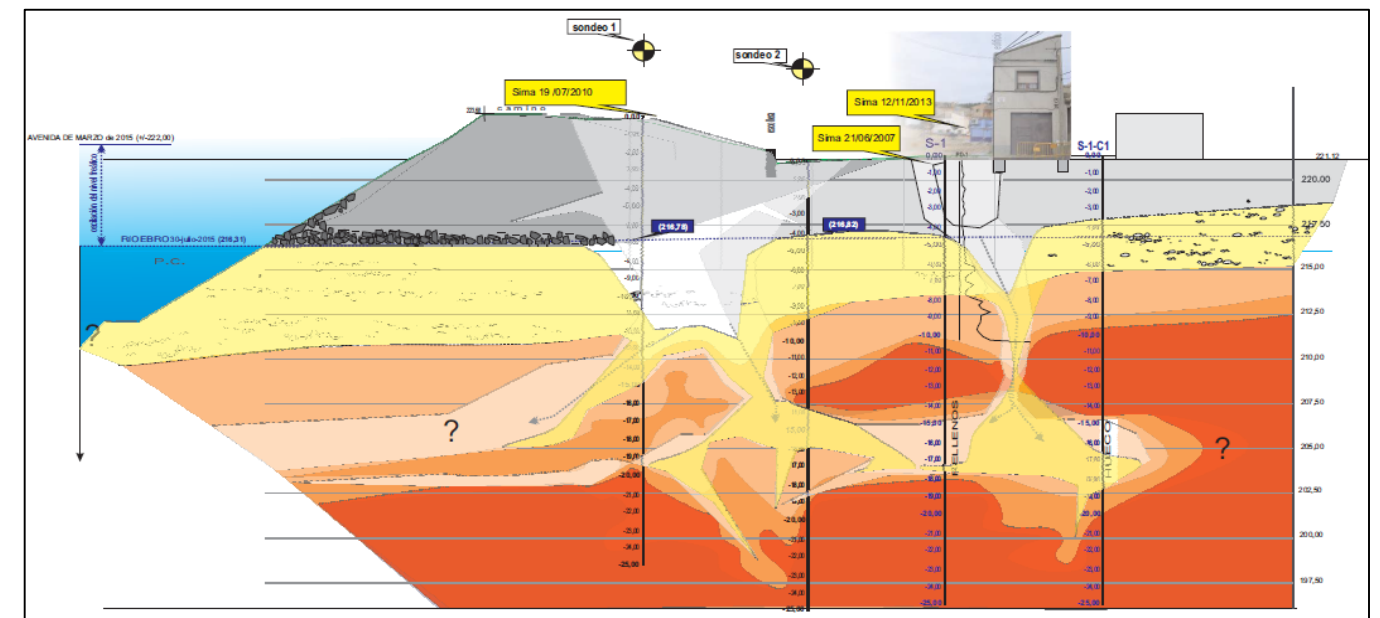


Figura 6: Recorte del estudio de consolidación y recalce de la mota – plano 3 de 4. Fuente: CTA, S. A.

2.6. Interpretación hidrogeológica

La situación y variación temporal del nivel freático es un aspecto de gran importancia ante esta problemática al ser el factor que más acelera el proceso de disolución – socavación del terreno con la consiguiente aparición de simas o dolinas. Es por ello, que el aumento de frecuencia de aparición de estos fenómenos coincide con épocas de riego en los campos que acentúan la disminución del nivel freático.

Además, cabría destacar que esta zona empezó a mostrar síntomas de verse afectada por la formación de la dolina después de la actuación de relleno e inyecciones de la conocida como "sima del camino", situada a 50 metros al sur, a finales de los noventa. Esto pudo provocar que el flujo subálveo de salida hacia el río Ebro, se trasladase ligeramente hacia el norte hasta la zona afectada ahora y, activase el proceso actual de subsidencia.

Por estos motivos, se debe tener en cuenta que las soluciones que se adopten no deben modificar la hidrología de la zona, ya que únicamente se traslada el problema a otra parte o se acelera la formación de la dolina objeto de estudio.

La cota del río oscila entre los 216 y 222 m.s.n.m., lo que corresponde a una altura entre el río y la parte superior de la mota de entre 7,5 y 1,5 m. En los sondeos se encontró el nivel freático sobre la cota 216, a unos 4 m de la superficie de la calle y 7,5 de la coronación de la mota.

2.7. Sismicidad

Si bien se debe tener en cuenta que las soluciones que se planteen para la problemática no requieren ningún tipo de edificación o estructura por encima de la cota de superficie, se ha comprobado que la zona de estudio presenta una aceleración sísmica básica $a_b < 0,04$ g, por lo que no resultaría obligatorio la aplicación de las prescripciones de la *Norma Sismorresistente: Parte General y Edificación* (NCSR – 02).

3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

La problemática de este caso de estudio afecta de manera directa tanto al negocio de restauración ubicado al inicio de la calle como a las viviendas, infraestructuras y terrenos particulares cercanos. Por tanto, existen “a priori” una serie de condicionantes que rigen el criterio de elección de la solución y que deben cumplir cualquiera de las alternativas planteadas para la problemática. Esos condicionantes son:

- **Técnicos y constructivos:** en los que se engloban la viabilidad de su ejecución y la complejidad técnica del proceso constructivo.
- **Funcionales y estéticos:** la solución debe satisfacer de forma coherente las necesidades del caso, permitiendo el paso seguro de tráfico rodado por el vial y la permanencia de las viviendas y negocios afectados. Además, se tendrá en cuenta el aspecto final de la zona de actuación y su integración visual en el entorno.
- **Medioambientales:** donde se tendrá en cuenta el impacto ambiental que pueda causar, buscando un grado de afección mínimo o admisible tanto en el entorno natural (fauna y flora) como a la población local.
- **Económicos:** donde se valorará la viabilidad de la inversión que supongan las alternativas planteadas de acuerdo con el valor patrimonial de las viviendas y negocios afectados por la problemática.

De acuerdo con la situación, características del emplazamiento y los diversos condicionantes ya comentados, las alternativas planteadas a analizar para la estabilización del terreno han sido las siguientes:

- Alternativa 0: No realizar ninguna actuación.

- Alternativa 1: Relleno de la dolina con material de árido grueso.
- Alternativa 2: Compactación de la dolina.
- Alternativa 3: Inyección con espumas expansivas.
- Alternativa 4: Columnas de grava con geotextil en coronación.
- Alternativa 5: Columnas de mortero con geomalla en coronación.
- Alternativa 6: Modificación del curso del río.
- Alternativa 7: Evacuación de la zona.

Cada una de las alternativas se ha explicado en mayor detalle en el Anejo nº 2: “Estudio de soluciones”, enumerando las ventajas e inconvenientes de cada una y comparándolas entre sí. A la hora de descartar alternativas, los motivos principales han sido:

- Soluciones cortoplacistas y/o de efectividad insuficiente tras su aplicación en la dolina y alrededores en ocasiones anteriores, y que no eliminaron el problema de subsidencia.
- La implantación de alguna de las opciones suponía demasiado riesgo al peligrar la estabilidad de la mota de protección o se alteraba el régimen hidrológico del emplazamiento.
- Alguna alternativa suponía un coste económico inasumible y excesivo teniendo en cuenta el valor patrimonial de la zona de estudio.

Finalmente, la solución elegida ha sido las columnas de mortero con geomallas en coronación intercaladas con tongadas de zahorras seleccionadas. Esta medida no altera el régimen hidrológico, mantiene la mejora de las características del terreno, consigue repartir los esfuerzos de superficie y transmitirlos a estratos más competentes compensando los asientos diferenciales. El principal inconveniente es la poca de aplicación de la técnica a casos reales en similares condiciones si bien se cuenta con los buenos resultados demostrados en actuaciones locales cercanas a la zona de estudio y la técnica cuenta con el respaldo de expertos en la materia, lo que ha llevado a considerar como admisible este riesgo.

4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN

Se plantean 28 columnas de mortero ejecutadas mediante inyecciones puntualmente distribuidas en planta a tresbolillo, tomando como ejes, la directriz de la calle y la dirección principal el eje del modelo de correlación que muestra el avance progresivo del fenómeno de subsidencia. Cuentan con una longitud de 19 metros para introducirse en el estrato competente (U. G. 3) y con un diámetro estimado de 0,52 metros que variará según el volumen de admisión por metro lineal durante el proceso de inyección.

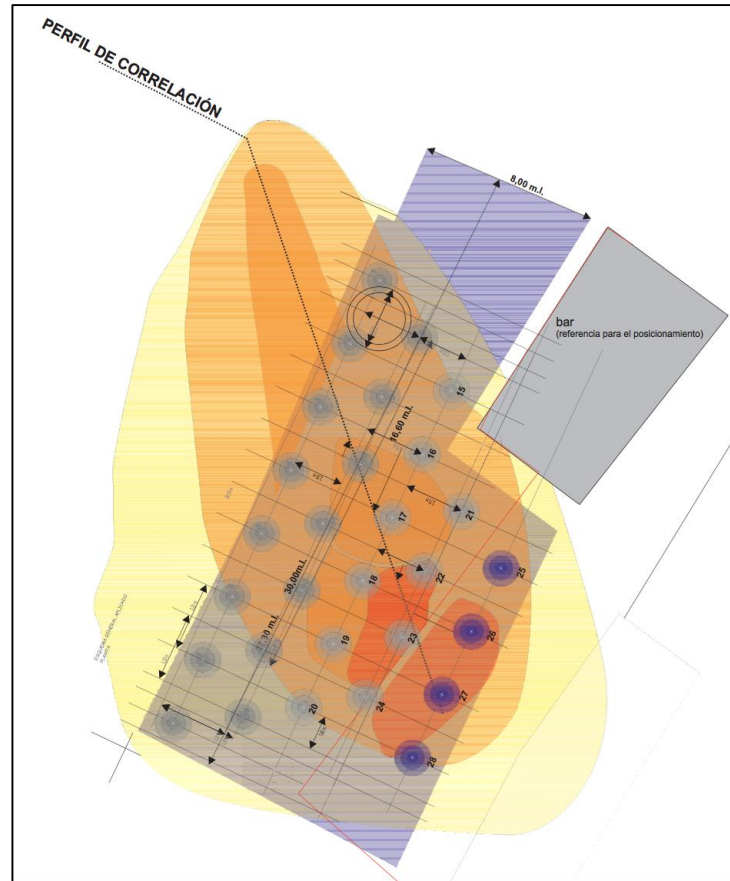


Figura 7: Recorte del plano de situación acotado para el tratamiento propuesto con columnas de mortero y geomalla. Hoja 7 de 10. Fuente: CTA, S. A.

La cota de coronación de las columnas se encuentra entorno a 2 metros por debajo de la cota del vial, con el objetivo de situar sobre ellas una primera geomalla de resistencia biaxial 2000 kN/m que se cubre con una tongada de 30 cm de zahorras. A su vez, se colocan de forma intercalada dos niveles más de geomallas de menor resistencia (1000 kN/m) que se cubren por las capas (30 cm) de zahorras correspondientes. Dejando, por tanto, el resto del volumen excavado para ejecutar la sub-base del vial y las aceras tal y como se muestra en el siguiente recorte de plano:

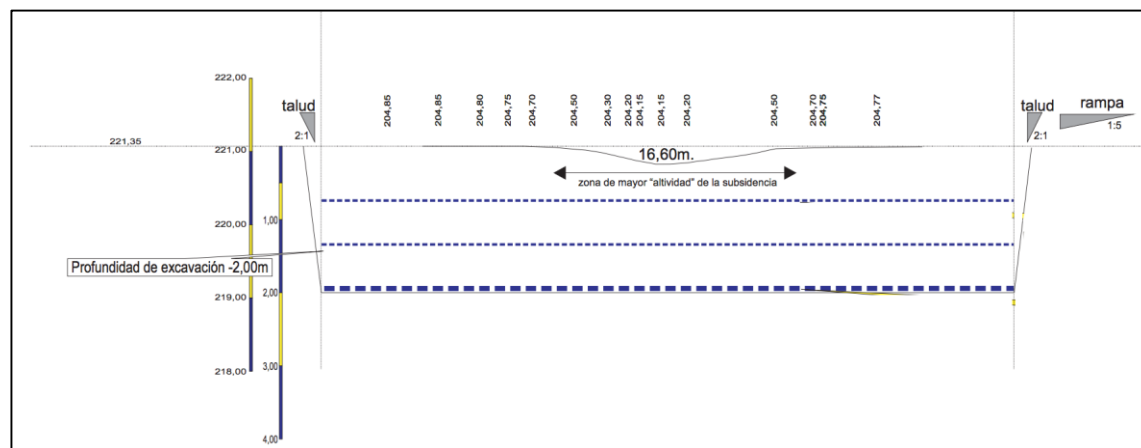


Figura 8: Esquema de colocación de geomallas y zahorras. Fuente: CTA, S.A.

Con esta solución se consigue la densificación del terreno mediante la compactación lateral ejercida durante el proceso de inyección y, por tanto, se aumentan la capacidad portante y resistencia. Este sistema de columnas – geomalla permite transmitir las cargas de superficie de manera más directa sobre el estrato más competente de arcillas y se busca un comportamiento de conjunto entre el terreno y la estructura en cuanto a los asientos diferenciales y el reparto homogéneo de las cargas. Para mejor comprensión del funcionamiento esperado, podría establecerse una similitud al sistema de funcionamiento de la tierra armada en el sostenimiento de taludes.

En el siguiente recorte de plano se puede observar la distribución global del conjunto y las dimensiones de los distintos elementos que constituyen la actuación:

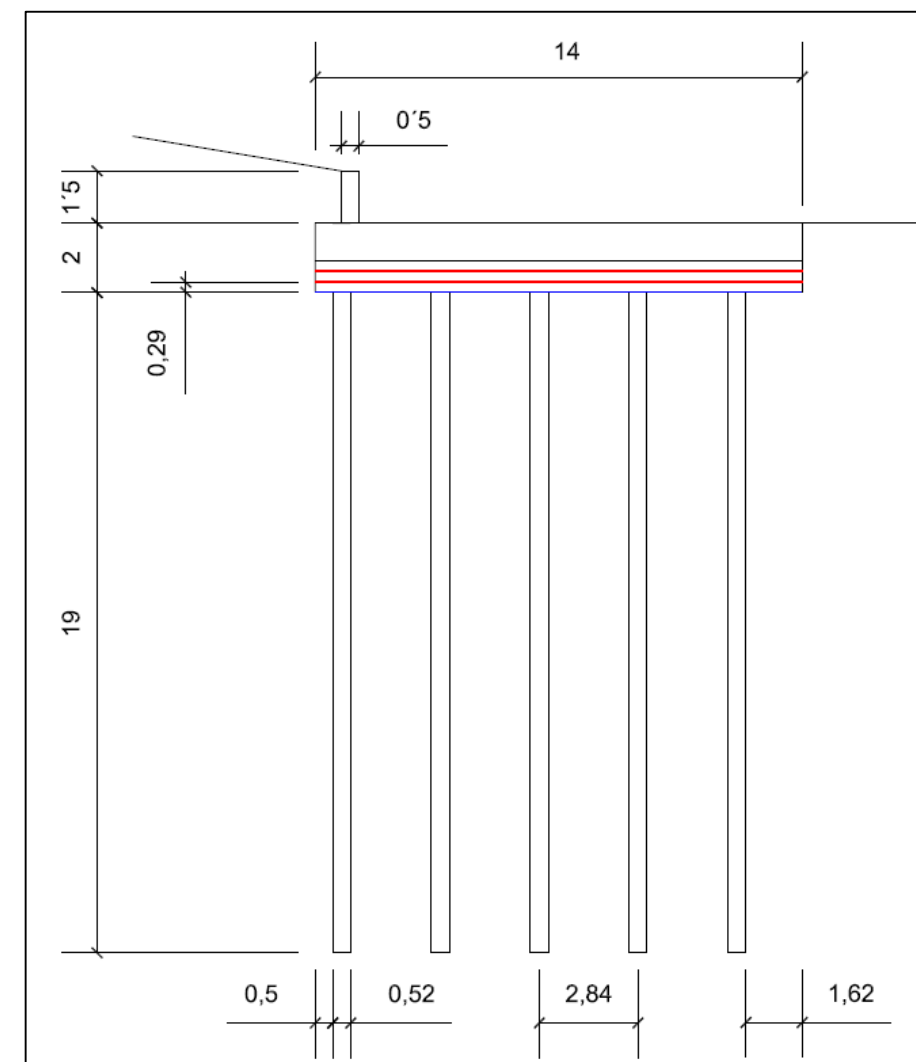


Figura 9: Recorte del plano acotado de la solución proyectada. Fuente: Elaboración propia

Además, con esta técnica se consigue no alterar el régimen hidráulico del subsuelo y, por consiguiente, la velocidad del proceso de karstificación se mantiene inalterada por la actuación. Si bien se trata de una técnica

que no elimina el proceso de subsidencia de la dolina, sí consigue paliar sus efectos al favorecer la deformación gradual del conjunto y no en forma de oquedades susceptibles de colapso repentino que planteen el riesgo de pérdidas humanas.

A pesar de tratarse de una solución tan excepcional como la problemática que pretende solventar, ha sido aplicada en localizaciones cercanas a la zona de estudio obteniendo buenos resultados y la técnica está respaldada por expertos geólogos e ingenieros geotécnicos.

5. ESTUDIO ESTRUCTURAL

En el estudio estructural se modeliza el efecto de la actuación mediante un programa de cálculo de elementos finitos, que nos permite analizar la diferencia de comportamiento del terreno antes y después de materializar la actuación.

A partir de los resultados obtenidos de este programa, se verifica la idoneidad geotécnica de la actuación y, posteriormente, se realizarán una serie de cálculos para estimar el comportamiento estructural de las columnas de mortero ante esfuerzos axiales, cortantes y flectores.

5.1. Programa de cálculo

Para la modelización del cálculo estructural se ha utilizado el programa de elementos finitos "Plaxis", en su versión 8.5. El programa de cálculo Plaxis 8.5 tiene una serie de características particulares en lo referente a la forma en que se definen los elementos de la actuación que se va a realizar, por ello se explicaran brevemente las dos herramientas de definición de la actuación que se van a utilizar:

- **Las placas (Plates):** a las que Plaxis les atribuye tanto rigidez axial como rigidez a flexión mediante los parámetros EA e EI. Dado que el programa trabaja por metro lineal, éste simula una pantalla infinita de un canto equivalente a partir de los valores de EI y EA especificados. Dichos valores se estiman por metro lineal de profundidad, ya que la modelización plana del programa representa una solución real tridimensional.
- **Las Geomallas (Geogrids):** consideradas por Plaxis como elementos de resistencia axial que requieren únicamente el valor de EA.

En el Anejo nº 3, apartado 3, se puede encontrar la explicación en detalle de las características particulares del programa Plaxis 8.5, así como las fases que hay que seguir y la manera de introducir correctamente los datos para poder realizar los cálculos.

5.2. Datos

En este apartado se explican los parámetros de cálculo que han sido introducidos en el programa de elementos finitos, definiéndose tanto las dimensiones y características de los principales elementos estructurales como las diferentes unidades geotécnicas que se ven afectadas en el modelo de cálculo. Para la modelización del trabajo se han utilizado las unidades del sistema internacional, con la variación de especificar la variable tiempo en días y la fuerza en kN.

5.2.1 Dimensionamiento del modelo

Se ha trabajado en un espacio de 50 x 50 metros utilizando principalmente un espaciado de 0,5 y, en casos puntuales, de menos tamaño para obtener mayor precisión. Los principales elementos en la representación del terreno son:

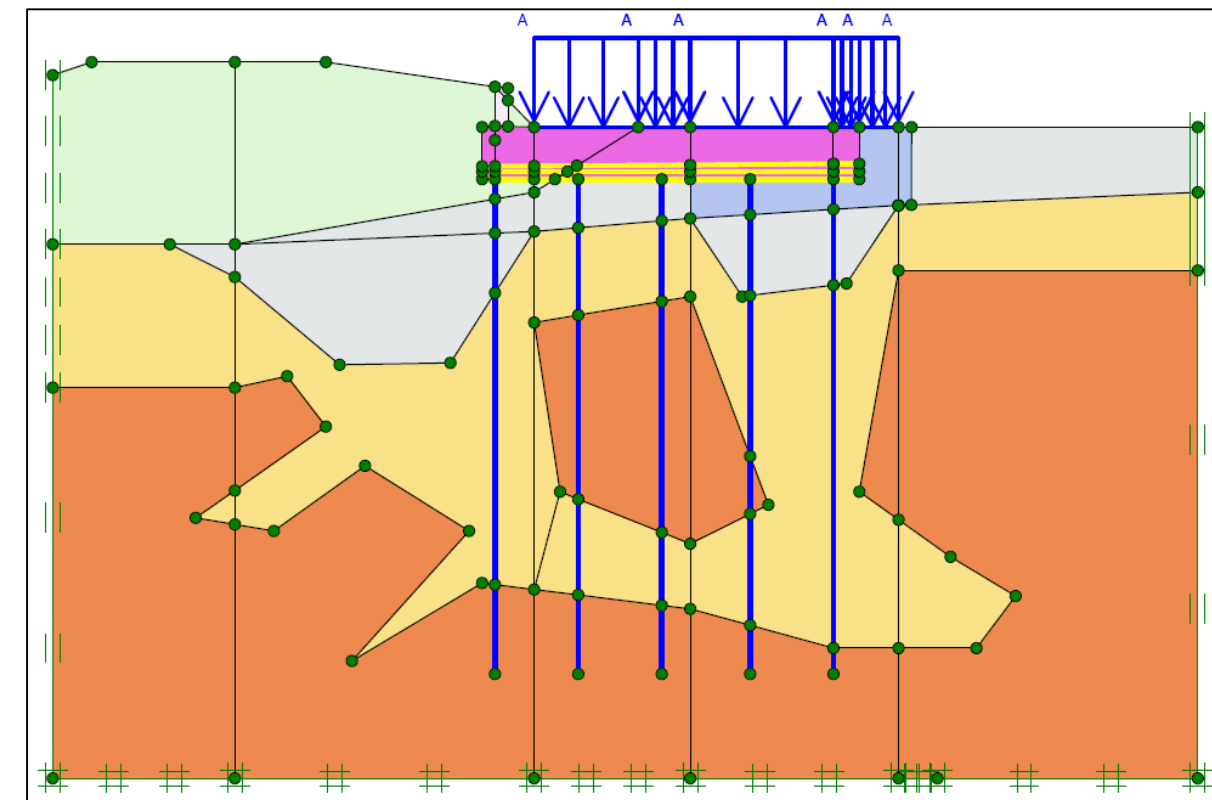


Figura 10: Recorte de la distribución geométrica. Fuente: Plaxis 8.5

- **La mota:** situada en la esquina superior izquierda, en color verde y cuyas dimensiones son aproximadamente de 18,5 metros en horizontal y 7 metros de altura. Corresponde a la U.G.-4.
- **La dolina:** situada en el tercio central de la representación, en color amarillo y presentando un desarrollo de izquierda a derecha. Formada por las U.G. – 1 y 2.

- **Zona de espumas inyectadas bajo la vivienda:** situada en el centro-derecha, en color azul y cuyas dimensiones son aproximadamente de 8,5 m en horizontal y 3,5 m de altura. Constituye la U.G. – 5.
- **La zona de actuación:** correspondiente a la calle Camino de la Estación; delimitada por la izquierda por la mota e incluyendo la vertical de la vivienda, con una dimensión de 14,5 m en horizontal.
- **El estrato competente:** situado en toda la parte inferior, en color naranja y hasta donde profundizan las inyecciones de las columnas de mortero. Formado por la U.G. – 3.

5.2.2 Mallado del modelo

En un programa de elementos finitos es necesario definir el mallado y, en este caso, se plantean elementos triangulares de 15 nodos con dos grados de libertad por nodo. El mallado ha sido refinado en distinto grado en función de la precisión que se deseaba obtener para las distintas partes del modelo, tal y como se puede apreciar en la siguiente imagen:

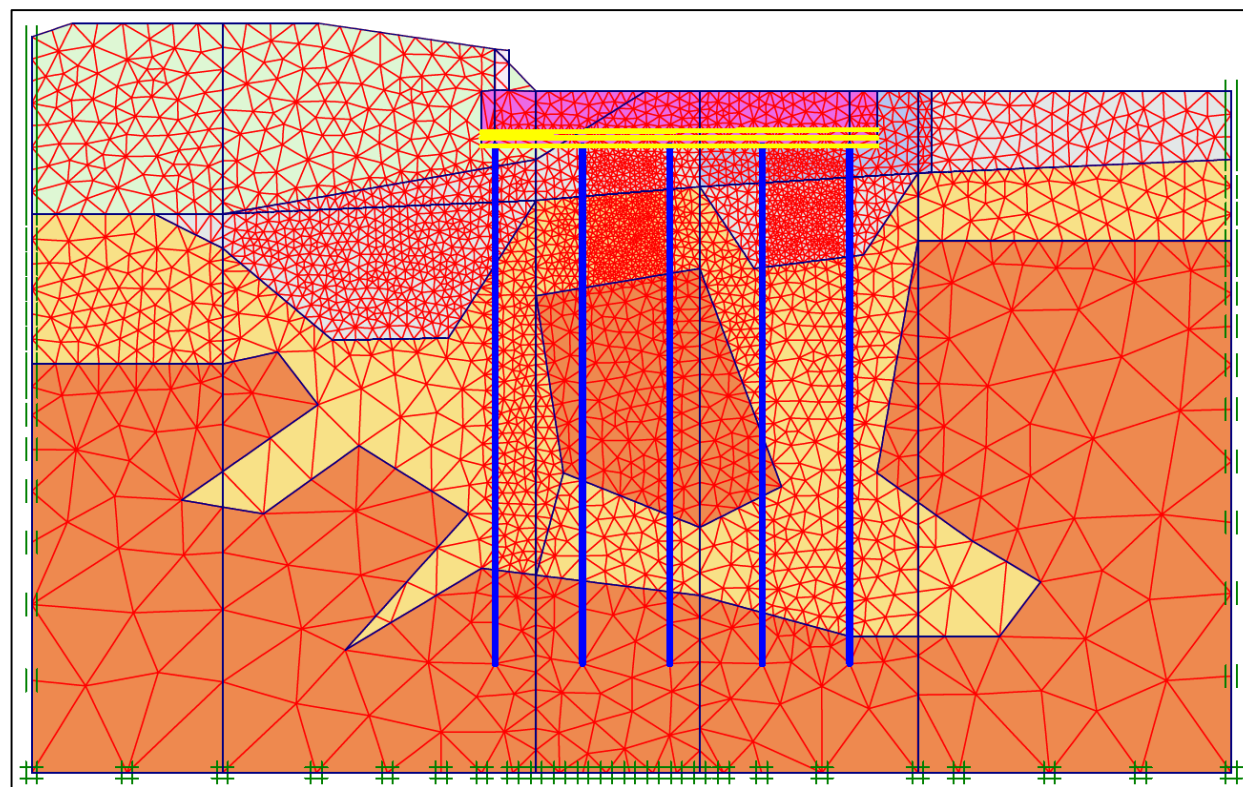


Figura 11: Recorte del mallado utilizado en la modelización. Fuente: Plaxis 8.5

5.2.3 Unidades Geotécnicas

El terreno de estudio se ha dividido conforme a sus características, en una serie de unidades geotécnicas definidas en mayor detalle en el apartado 2.4. Todas han sido modelizadas empleando el modelo de Mohr-Coulomb. A continuación, se enumeran los parámetros geotécnicos introducidos en Plaxis 8.5 que pueden consultarse en mayor detalle en el apartado 4.3 del Anejo nº 3:

- Tipo de comportamiento (Drenado, elástico, ...)
- Peso (Sobre y bajo el N.F.)
- Permeabilidad (Horizontal y vertical)
- Módulo de Young (E)
- Coeficiente de Poisson (ν)
- Cohesión (C)
- Angulo de rozamiento (φ)
- Angulo de dilatación (Ψ)
- Factor de reducción de interfaz (R_{inter})

5.2.4 Elementos estructurales

Los elementos principales de la actuación son las columnas de mortero que se materializan mediante inyecciones puntualmente distribuidas en planta en tresbolillo. Sobre ellas se colocan las tres geomallas de resistencias variables intercalando las capas de zahorras que ya se han comentado anteriormente. Para el cálculo se ha supuesto un comportamiento elástico de los materiales. Los valores exactos introducidos en el programa pueden consultarse en detalle en el anejo 3, apartado 4.4.

Columnas de mortero

Consisten en una serie de columnas verticales de mortero distribuidas al tresbolillo siguiendo la directriz de la calle y el eje de avance del fenómeno de subsidencia. Están compuestas de un mortero denso, e introducidas en el terreno mediante inyecciones.

Debido a la disposición en tresbolillo de las columnas, ha de tenerse en cuenta el efecto que esto produce y se debe calcular el área de influencia de la columna de mortero. Siguiendo la formulación del manual de columnas de grava de la empresa Menard, se comienza calculando el diámetro equivalente de la celda a partir de una malla triangular, tal y como se ve en la siguiente imagen:

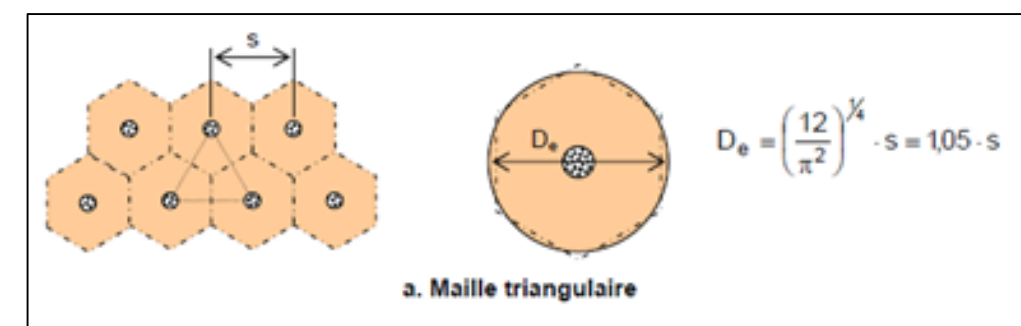


Figura 12: Recorte del manual de columnas de grava. Fuente: Menard

De acuerdo a dicha formulación, se estima una separación lateral media entre columnas de 2,84 metros, por lo que se obtiene un diámetro equivalente $D_e = 1,05 * 2,84 = 2,98$ metros. A partir de este valor, se calcula el área de influencia de la celda y el efecto del tresbolillo.

Las columnas se han introducido en el programa como una pantalla (plate), a pesar de que ésta no es continua, sino que representa una sucesión de columnas separadas regularmente. Por ello, se han minorado los valores de EA, EI y W multiplicándolos por un coeficiente n, que tiene en cuenta la distancia entre columnas y el diámetro las mismas.

$$n = D/L = 0,52/2,98 = 0,175$$

- D = 0,52 m (Diámetro de columna)
- L = 2,98 m (Separación longitudinal equivalente entre columnas)

Para la modelización en el programa, se ha tomado el comportamiento de tipo elástico y se han introducido las siguientes características mecánicas:

- Rigidez normal (EA)
- Rigidez a flexión (EI)
- Espesor equivalente (d)
- Peso (w)
- Coeficiente de Poisson (v)

Geomallas

Se han introducido en el modelo como una malla (georid), con la rigidez normal (EA) y con un comportamiento de tipo elástico.

Relleno de Zahorras

El relleno ha sido modelizado empleando el modelo de Mohr-Coulomb. Se utilizan los mismos parámetros geotécnicos que se han usado en la definición de las unidades geotécnicas.

Muro de mampostería

Este elemento formado por bloques de mampuestos está situado al pie de la mota y sirve para acortar el talud de la misma y evitar la invasión del vial. Este elemento se ha introducido en el programa como un suelo con comportamiento no poroso y modelizado mediante el modelo elástico. Se utilizan los mismos parámetros geotécnicos que se han usado en la definición de las unidades geotécnicas, excepto el valor de permeabilidad.

5.3. Cálculos Geotécnicos

A la hora de realizar el cálculo de la actuación, se han tenido en consideración diversos supuestos en

función de la combinación de los diferentes casos de carga. Estos casos son: el terreno sin realizar ninguna actuación; con la actuación realizada y, por último, con la actuación realizada y una sobrecarga distribuida (A) de 10 kN sobre la zona de la actuación. Estos casos de carga se han estudiado para dos cotas de agua en el río Ebro:

- Cota del río a 216 m.s.n.m, lo que corresponde a una diferencia de altura entre el río y la coronación de la mota de 7,5 metros.
- Cota del río a 222 m.s.n.m, lo que corresponde a una diferencia de altura entre el río y la coronación de la mota de 1,5 metros.

La explicación en detalle de todos estos supuestos de carga puede consultarse en el Anejo nº 3, pero en esta memoria se muestran los resultados obtenidos en el caso más desfavorable, la actuación ya realizada más la sobrecarga distribuida de 10 kN y con la cota del río situada a 222 m.s.n.m.:

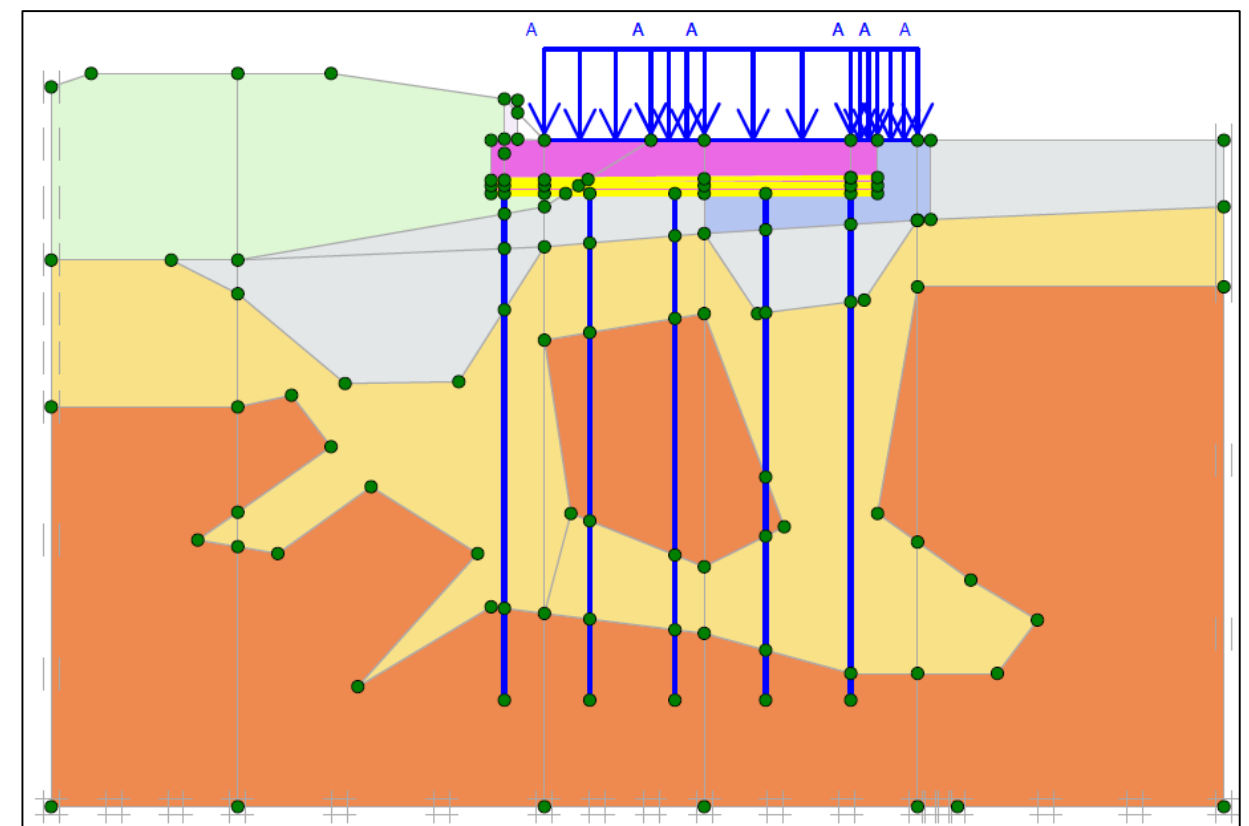


Figura 13: modelo de cálculo del terreno tras realizar la actuación y aplicar una sobrecarga. Situación de flujo. Fuente: Plaxis 8.5

1. **Deformaciones horizontales:** tal y como se aprecia en la imagen, se obtienen deformaciones de un orden de magnitud bajo (1,5 cm). La aplicación de la sobrecarga vertical y la realización de la actuación no afectan a las deformaciones horizontales, ya que son debidas al asiento de la mota. Estas deformaciones se consideran admisibles al ser menores a 2,5 cm (valor normal para estos casos).

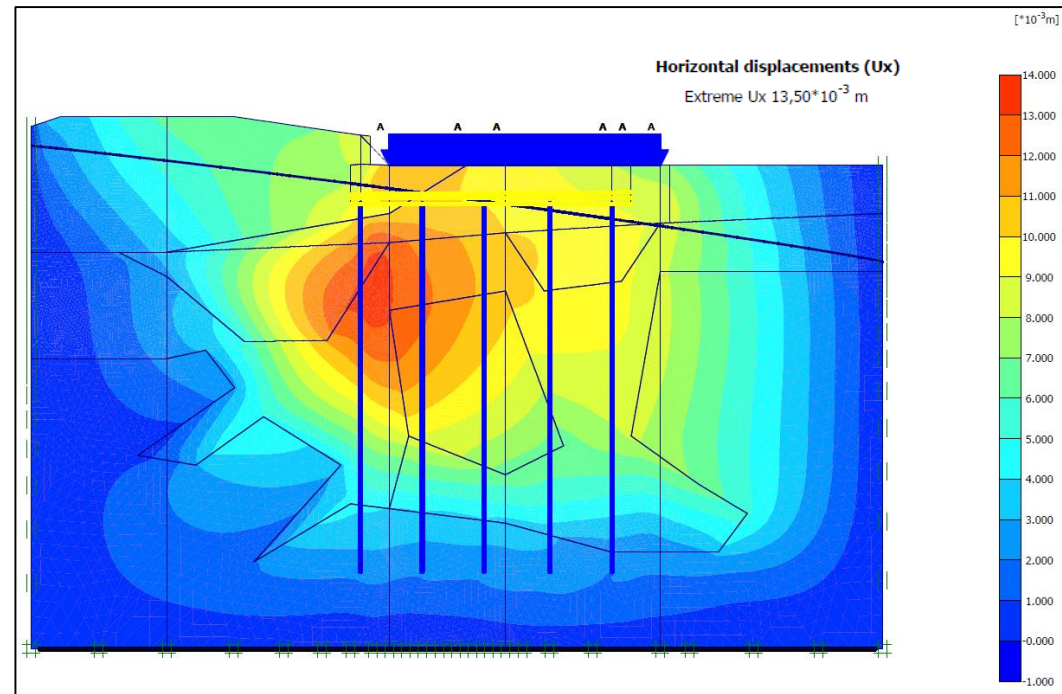


Figura 14: deformaciones horizontales del terreno tras realizar la actuación y aplicar una sobrecarga. Situación de flujo. Fuente: Plaxis 8.5

2. **Deformaciones verticales:** se han uniformizado, lo cual era el objetivo de la actuación, y su valor máximo es de 5 mm bajo la mota y de 3 mm en la zona de actuación. Además, ya no se producen levantamientos. La realización del muro de mampostería al pie de la mota permite acotar las deformaciones verticales de esta en la base del muro y el flujo de agua tiene un impacto mínimo. Estas deformaciones se consideran admisibles al ser menores a 2,5 cm (valor normal para estos casos).

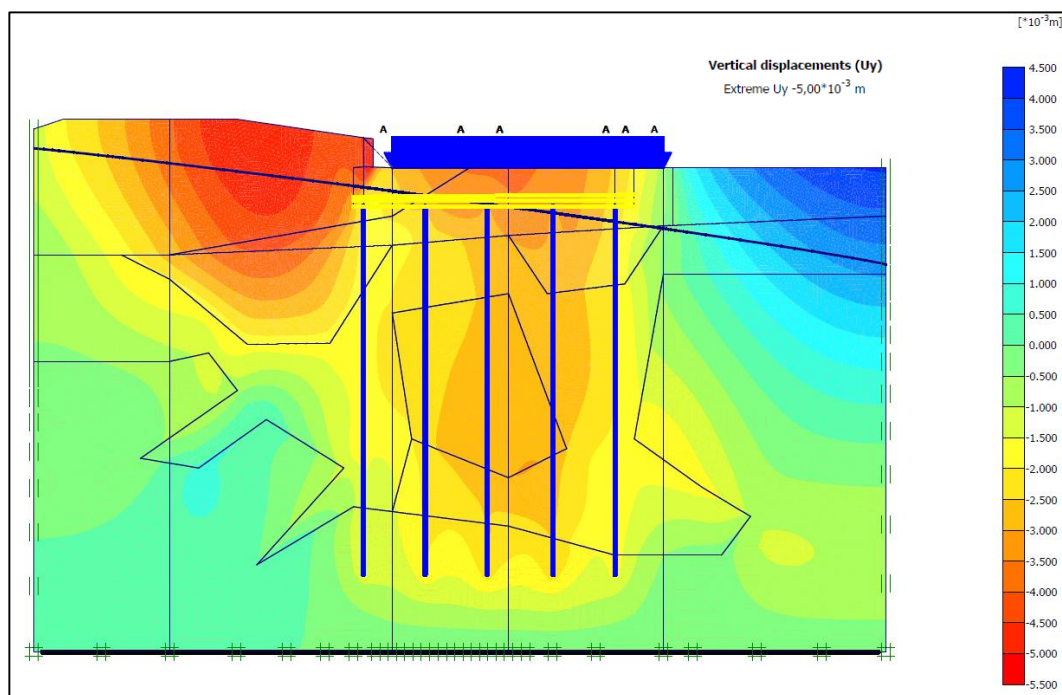


Figura 15: deformaciones verticales del terreno tras realizar la actuación y aplicar una sobrecarga. Situación de flujo. Fuente: Plaxis 8.5

Coefficientes de seguridad

A continuación, se indican los coeficientes de seguridad que presenta la modelización para cada una de las situaciones de cálculo estudiadas anteriormente. Estos valores han sido obtenidos a partir del Plaxis mediante un cálculo del tipo “Phi-C-Reduction”. Este procedimiento consiste en reducir progresivamente los parámetros de resistencia del suelo (ángulo de rozamiento, φ y cohesión, c), de forma global, hasta que se produce la rotura del suelo en uno o varios puntos del modelo.

Modelización	Coefficiente de seguridad
Terreno Natural (216 m.s.n.m)	10,23
Actuación (216 m.s.n.m)	1,91
Actuación + S.C A (216 m.s.n.m)	1,94
Terreno Natural (222 m.s.n.m)	8,93
Actuación (222 m.s.n.m)	1,92
Actuación + S.C A (222 m.s.n.m)	1,89

Tabla 2: Coeficientes de seguridad. Fuente: Elaboración propia.

Para todos los casos se obtiene que el coeficiente de seguridad es superior a 1,5. Cabe señalar el descenso que tiene lugar en los casos de estudio en los que se ha realizado la actuación, es debido al fallo del terreno bajo el muro construido al pie de la mota, y que no es objeto del presente estudio.

5.4. Ensayos de laboratorio

Para la estimación de las características del mortero se decidió realizar una serie de ensayos con el material proporcionado por CTA, S.A. que había sido utilizado en actuaciones anteriores de similares características. El principal objetivo de estos ensayos ha sido estudiar el material en tres amasadas de diferentes relaciones agua/mortero: A1 (12,5 %) A2 (15 %) y A3 (17,5%); y comparar los resultados obtenidos con los del informe de un laboratorio externo que se facilitó desde la empresa.

5.4.1 Preparación de las probetas

Las probetas se realizaron en el laboratorio del Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil, en las tres amasadas comentadas anteriormente y, bajo la supervisión y colaboración de un técnico competente para manipular la amasadora.

Los moldes utilizados para las probetas tenían las siguientes características: cilíndricas de 15x30 cm, prismáticas para mortero de 4x4x16 cm y prismáticas de 15x15x60 cm. De estas últimas, se extrajeron a los 28 días probetas cilíndricas de 5 cm de diámetro en el laboratorio del Departamento de Ingeniería del Terreno.



Figura 16: Moldes rellenos de las distinta amasadas de mortero y probetas desencofradas colocadas en cámara húmeda. Fuente: Propia.

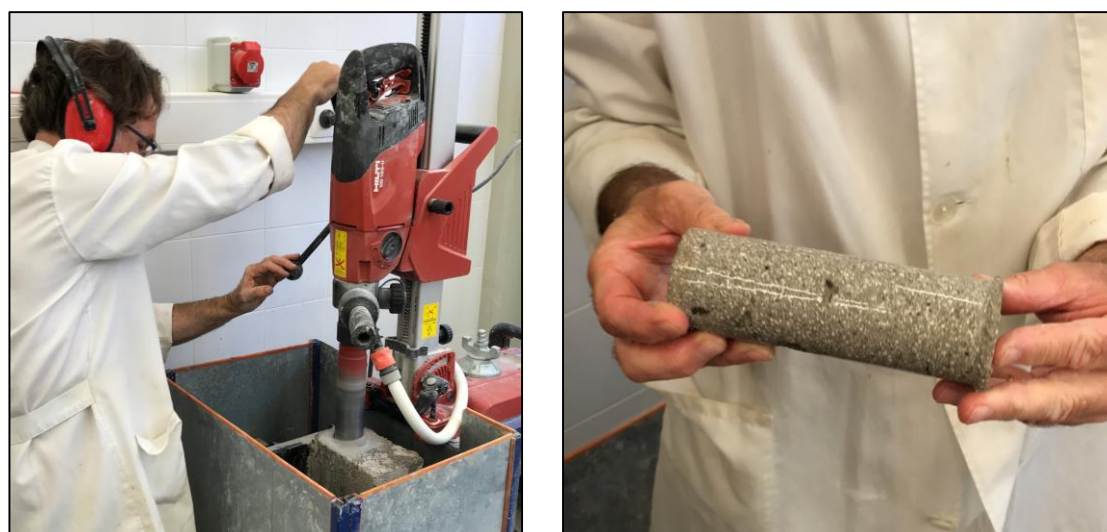


Figura 17: Extracción de probetas de los bloques de 15 x 15 x 60 cm. Fuente: Propia.



Figura 18: Testigos extraídos –Todas las amasadas. Fuente: Propia.

5.4.2 Resultados de los ensayos

Una vez preparadas las muestras, se realizaron los ensayos de rotura a compresión simple, de tipo brasileño (tracción indirecta) y a flexo-tracción en las distintas muestras. En este apartado se resumen en varias tablas las características de las probetas y los resultados obtenidos en los ensayos:

Ensayo de compresión simple - Probetas cilíndricas extraídas

Amasada	Resistencia Media (MPa)	Desviación (MPa)	C.V. (%)
A1	2,10	0,88	42,05
A2	8,41	0,49	5,80
A3	5,46	1,60	29,27

Tabla 3: Resultados obtenidos en el ensayo de compresión simple. Fuente: Elaboración propia.

Ensayo de brasileño (tracción indirecta) - Probetas cilíndricas extraídas

Amasada	Fct media (MPa)	Desviación (MPa)	C.V. (%)
A1	0,79	-	-
A2	2,09	0,21	10,27
A3	1,31	0,08	6,49

Tabla 4: Resultados obtenidos en el ensayo de brasileño. Fuente: Elaboración propia.

Ensayo de compresión simple - Probetas prismáticas (4 x 4 x 16 cm)

Amasada	Resist. Media (MPa)	Desviación (MPa)	C.V. (%)
A1	4,60	1,03	22,34
A2	7,43	0,16	2,18
A3	3,41	0,20	5,98

Tabla 5: Resultados obtenidos en el ensayo de compresión simple. Fuente: Elaboración propia.

Ensayo de flexo-tracción - Probetas prismáticas (4 x 4 x 16 cm)

Amasada	Fct media (MPa)	Desviación (MPa)	C.V. (%)
A1	0,91	0,27	29,33
A2	1,59	0,06	3,53
A3	0,66	-	-

Tabla 6: Resultados obtenidos en el ensayo de flexo-tracción. Fuente: Elaboración propia.

Ensayo de compresión simple - Probetas cilíndricas (15 x 30 cm)

Amasada	Resist. Media (MPa)	Desviación (MPa)	C.V. (%)
A3	2,73	0,20	7,5

Tabla 7: Resultados obtenidos en el ensayo de compresión simple. Fuente: Elaboración propia.



Figura 19: Testigo de mortero tras ensayos de compresión simple y brasileño. Fuente: Propia.

5.4.3 Análisis de los resultados

Para los cálculos se estima como resistencia característica a compresión del mortero, f_{ck} , un valor de 6000 kPa. Se toma este valor teniendo en cuenta los resultados aportados por los ensayos, así como los de un laboratorio externo contratados por CTA, S.A.

6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

Las inyecciones de mortero de la actuación propuesta en este estudio de soluciones no requieren comprobación estructural alguna. El motivo es que, de acuerdo con las definiciones dadas por la guía de cimentaciones de obras de carretera en los artículos 7.2.5 y 7.2.6, y la referencia que se hace en ellos a los artículos 676 y 677 del PG-3, las actuaciones planteadas se consideran una mejora del terreno y se definen como inyecciones o Jet-Grouting. En dichas normas, en ningún momento se exige comprobación estructural alguna.

No obstante, dado que los resultados ofrecidos por el programa Plaxis 8.5 incluyen los esfuerzos axiales, cortantes y flectores en las columnas de mortero, se ha decidido realizar una estimación de la capacidad estructural de la actuación planteada, en base a evaluar su idoneidad. Se estudia únicamente el Estado Límite Último, empleándose como referencia lo dispuesto en el Eurocódigo 2, en su apartado 12, referente a estructuras de hormigón en masa o ligeramente armado.

6.1. Esfuerzos de cálculo

Para el cálculo de las comprobaciones estructurales se ha realizado la combinación de acciones correspondiente de los valores de axil, cortante y flector máximos obtenidos en los casos de estudio anteriores. Además, dado que el programa Plaxis ofrece sus resultados por metro lineal hay que tener en cuenta el área de

influencia de la columna frente a los distintos esfuerzos. Aunque puede consultarse la ponderación en detalle en el Anejo nº 3, apartado 6.1; se expondrá una breve explicación de las áreas de influencia en cada caso:

- Esfuerzo axil: dado que se ha colocado un conjunto de geomallas y zahorras que apoyan sobre las columnas, cada pilar recibirá los esfuerzos que se apliquen en su diámetro equivalente (2,98 m).
- Esfuerzo cortante: debido a que las columnas presentan una distribución al tresbolillo y están separadas 2,84 m, se considera que dicha distancia es suficiente para considerar los elementos de forma individual y, por tanto, sólo se le supone un radio de afección ante acciones de dos veces su diámetro (1,04 m).
- Esfuerzo flector: teniendo en cuenta que las deformaciones principales son horizontales y la actuación no ofrece resistencia activa frente a estos deslizamientos, y dada la distribución, separación y rigidez de las columnas, únicamente se considera que estas recibirán los esfuerzos aplicados en su diámetro (0,52 m).

En las siguientes tablas se resumen los esfuerzos máximos y sus concomitantes, teniendo en cuenta el área de influencia de las columnas frente a los diversos esfuerzos:

Esfuerzo	Valor de cálculo	Coefficiente de seguridad	Longitud efectiva	Valor Final
Axil (N)	68,65 (kN/m)	1,5	2,98	306,87 (kN)
Cortante (V)	13,26 (kN/m)	1,5	1,04	20,69 (kN)
Flector (M)	21,49 (kN*m/m)	1,5	0,52	16,76 (kN*m)

Tabla 8: Esfuerzos máximos obtenidos en Plaxis 8.5. Fuente: Elaboración propia.

Esfuerzo concomitante	Valor de cálculo	Esfuerzo al que acompañan	Coefficiente de seguridad	Longitud efectiva	Esfuerzo concomitante ponderado
Flector (M)	14 (kN*m/m)	Axil (N)	1,5	0,52	10,92 (kN*m)
Axil (N)	51,62 (kN/m)	Cortante (V)	1,5	2,98	230,76 (kN)
Axil (N)	22,88 (kN/m)	Flector (M)	1,5	2,98	102,29 (kN)

Tabla 9: Esfuerzos concomitantes de los máximos obtenidos en Plaxis 8.5. Fuente: Elaboración propia.

6.2. Comprobaciones estructurales

En este apartado se resumen las comprobaciones estructurales frente a los esfuerzos de cálculo previamente definidos. Tanto el cálculo detallado de las formulas, así como los valores utilizados en cada una de ellas, pueden ser consultados en el Anejo nº 3, apartados 7.2 y 7.3.

Comportamiento frente a esfuerzos normales (axil y flector)

La evaluación de la capacidad de las columnas ante esfuerzos de axil y flexión, se realiza en base a lo indicado en el Eurocódigo 2, artículo 12.6, para ELU. Se contemplan dos combinaciones de esfuerzos: axil

máximo con flector concomitante y flector máximo con axil concomitante. Se comienza calculando el axil resistido y, a continuación, se lo compara con el de cálculo. Para la combinación de axil máximo se obtiene:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} * A * \left(1 - \frac{2 * e}{h_w}\right) = 560,91 \text{ kN}$$

Por tanto, se **cumple** la condición de resistencia, $N_{Ed} < N_{Rd} \rightarrow 306,87 \text{ kN} < 560,91 \text{ kN}$. Por otro lado, para la segunda combinación de esfuerzos (flector máximo y axil concomitante) se obtiene:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} * A * \left(1 - \frac{2 * e}{h_w}\right) = 240,33 \text{ kN}$$

Por tanto, para esta segunda combinación también se **cumple** la condición de resistencia, $N_{Ed} < N_{Rd} \rightarrow 102,29 \text{ kN} < 240,33 \text{ kN}$.

Comportamiento frente a esfuerzos cortantes

Antes de realizar esta comprobación, se calculan la hipótesis adicional de proyecto como indica el Eurocódigo 2 en su artículo 12.3.1, en este caso, se trata de la resistencia del hormigón a tracción, $f_{ctd,pl}$, que es:

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{fc,pl} * \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 39,3 \text{ kPa}$$

La evaluación de la capacidad de las columnas ante esfuerzos cortantes se realiza en base a lo indicado en el Eurocódigo 2 sobre el cálculo de hormigones en masa (artículo 12). La comprobación se ha realizado para el esfuerzo máximo cortante teniendo en cuenta el axil concomitante. Se comienza calculando la resistencia del hormigón a cortante y compresión:

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} * f_{ctd,pl}} = 210,32 \text{ kPa}$$

A continuación, se calcula el esfuerzo inducido por el cortante:

$$t_{cp} = k * \frac{V_{Ed}}{A_{cc}} = 97,42 \text{ kPa}$$

Por tanto, se **cumple** la condición de resistencia, $f_{cvd} > t_{cp} \rightarrow 210,32 \text{ kPa} > 97,42 \text{ kPa}$.

7. CRONOGRAMA Y VALORACIÓN ECONÓMICA

El programa de trabajos de la solución propuesta se resume en cuatro capítulos principales que engloban las tareas más importantes a tener en cuenta en el desarrollo de la obra y la estimación económica de la misma. Dichos capítulos engloban una serie de tareas que se encuentran detalladas en el Anejo nº 4 del presente

informe, y que representan las principales unidades de obra a tener en cuenta, así como las mediciones aproximadas de cada una a partir de planos orientativos proporcionados por CTA, S.A.

A partir del resumen de tareas, se ha llevado a cabo la definición detallada y la estimación económica del coste material de las mismas tomando como referencia unidades de obra similares de la Base de Precios 2016 del Instituto Valenciano de la Edificación (IVE). El resumen de los costes unitarios y el coste total de la actuación se muestra a continuación:

CAPÍTULO - UD. OBRA	COSTE	MEDICIÓN	TOTAL
CAP. 1: TRABAJOS PREVIOS			2.104,12 €
1.1. Excavación cota -2 m	2,28 €/m3	670 m3	1.527,60 €
1.2. Demolición canalización	7,30 €/m	28 m	204,40 €
1.3. Demolición muro	29,89 €/m3	27 x 0,25 x 1,5 = 10,2 m3	304,89 €
1.4. Terraplén mota de protección	2,49 €/m	27 m	67,23 €
CAP. 2: EJECUCIÓN COLUMNAS			103.942, 16 €
2.1. Inyecciones de mortero	195,38 €/m	28 x 19 m = 532 m	103.942, 16 €
CAP. 3: GEOMALLAS Y ZAHORRAS			18.111,66 €
3.1. Geomallas	3,72 €/m2	1200 m2	4.464 €
3.2. Zahorras	17,46 €/m3	706 m3	12.326,76 €
3.3. Riego de imprimación	0,51 €/m2	2590 m2	1.320,9 €
CAP. 4: REACONDICIONAMIENTO			3.775,67 €
4.1. Muro mampostería	149,20 €/m3	10,2 m3	1.521,84 €
4.2. Aceras losa hormigón	30,84 €/m2	32 x 0,40 = 12,8 m2	394,75 €
4.3. Reposición bordillo	20,69 €/m	32 m	662,08 €
4.4. Riego gravilla bicapa	3,42 €/m2	350 m2	1.197 €
COSTE TOTAL DE EJECUCIÓN MATERIAL			127.933,61 €
CAP. 5: GESTIÓN RESIDUOS (2% PEM)			2.558,67 €
CAP. 6: SEGURIDAD Y SALUD (3% PEM)			3.838,01 €
ESTIMACIÓN ECONÓMICA TOTAL (S/N B.I. - G.G. - I.V.A)			134.330,29 €

Tabla 10: Estimación económica de la actuación propuesta. Fuente: Elaboración propia.

Por tanto, el coste total de la estimación de ejecución material de la actuación propuesta asciende a la cantidad de **CIENTO TREINTA Y CUATRO MIL TRESCIENTOS TREINTA EUROS CON VEINTINUEVE CÉNTIMOS (134.330,29 €)**, sin tener en cuenta ni el beneficio industrial, ni los gastos generales ni el I.V.A.

Una vez detalladas todas las tareas principales de los capítulos que resumen el programa de trabajos para la ejecución de la solución propuesta, las mediciones y la estimación de los costes de las mismas, queda únicamente por definir la escala temporal del plan de trabajo por capítulos y unidades.

Para ello, se ha empleado un diagrama de Gantt que muestra gráficamente como todas las actividades forman parte del camino crítico del proceso de ejecución y que se cuenta con una semana para limpieza y recogida de la zona, y otra semana de holgura para el conjunto.

UNIVERSIDAD POLITÈCNICA DE VALÈNCIA		ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UN ÁREA AFECTADA POR DOLINAS EN ALCALÁ DE EBRO (ZARAGOZA)		ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS							
PLAN DE OBRA											
UNIDADES		DIAGRAMA DE GANTT									
UD	DESCRIPCION DE LA UNIDAD	Sem. 1	Sem. 2	Sem. 3	Sem. 4	Sem. 5	Sem. 6	Sem. 7	Sem. 8	Sem. 9	Sem. 10
CAP. 01 TRABAJOS PREVIOS											
1.1	EXCAVACIÓN COTA -2 m										
1.2	DEMOLICIÓN CANALIZACIÓN										
1.3	DEMOLICIÓN MURO										
1.4	TERRAPLÉN MOTA										
CAP. 02 EJECUCIÓN COLUMNAS											
2.1	INYECCIONES MORTERO										
CAP. 03 COLOCACIÓN GEOMALLAS Y ZAHORRAS											
3.1	GEOMALLAS										
3.2	ZAHORRAS										
3.3	RIEGO DE IMPRIMACIÓN										
CAP. 04 REACONDICIONAMIENTO DE LA ZONA											
4.1	MURO MAMPOSTERÍA										
4.2	ACERAS LOSA HORMIGÓN										
4.3	REPOSICIÓN BORDILLO										
4.4	RIEGO GRAVILLA BICAPA										
4.5	SEÑALIZACIÓN										
CAP. 05 GESTIÓN DE RESIDUOS											
5.1	GESTIÓN DE RESIDUOS (TIERRAS, ESCOMBROS, ETC)										
CAP. 06 SEGURIDAD Y SALUD											
6.1	SEGURIDAD Y SALUD										

Figura 20: Programa de trabajos de la actuación propuesta. Fuente: Elaboración propia.

8. CONCLUSIONES

Atendiendo a los objetivos mencionados al inicio de la memoria de este estudio soluciones se puede confirmar la consecución de todos ellos. Se ha llevado a cabo una detallada explicación de todos los puntos en los distintos anejos adjuntos y un resumen de todos ellos en el presente documento.

Se han podido analizar los problemas de asentamientos y colapsos que se registran a la altura del nº1 de la calle Camino de la Estación de la población de Alcalá de Ebro (Zaragoza), así como los antecedentes de la problemática y actuaciones que se han llevado a cabo.

Para ello, se han identificado los principales parámetros geológicos como los materiales cuaternarios que cubren el sustrato rocoso terciario margo-yesífero, la geomorfología del Corredor del Ebro y las condiciones hidrogeológicas de la zona de estudio. Además, se ha explicado la evolución del fenómeno de subsidencia asociado al karst yesífero, las principales causas y riesgos de este, y la importancia de la variación del nivel freático en la velocidad de desarrollo del karst.

La caracterización geotécnica del terreno a concluido la diferenciación de tres unidades geotécnicas principales, y de dos unidades adicionales contenidas en la U. G. 1 para la mejor modelización en Plaxis y debido al efecto de las actuaciones previas de inyecciones de espumas.

A partir de los sondeos, las tomografías sísmicas y teniendo caracterizado el terreno en las unidades geotécnicas que acabamos de nombrar, se ha realizado el perfil de correlación del suelo. Posteriormente, se han representado las afecciones registradas en los últimos años, que han consistido en colapsos del terreno con aparición de simas o dolinas en superficie y se ha conformado perfil de correlación definitivo, el cual tiene en cuenta todas las características del terreno actuales y sus problemáticas.

Posteriormente, se ha llevado a cabo el planteamiento, análisis y crítica de ocho soluciones propuestas para esta problemática teniendo en cuenta las características del entorno y todos los condicionantes técnicos, constructivos, funcionales, medioambientales y económicos. En la elección de la solución adoptada se ha considerado asumible la incertidumbre de la falta de aplicación de la técnica atendiendo a los puntos positivos que se planteaban frente a otras alternativas.

Los cálculos geotécnicos de la solución efectuados con el programa de elementos finitos Plaxis 8.5, muestran que, frente a una variedad de cargas y diferentes cotas del nivel freático, el terreno presenta un mejor comportamiento una vez realizadas las actuaciones. Principalmente, este efecto es debido a que las columnas "cosen" el terreno, distribuyendo y uniformizando los asentamientos diferenciales. Este efecto es muy similar al conseguido mediante la tierra armada para el sostenimiento de taludes.

A pesar de que la normativa de aplicación en este tipo de actuaciones no exige cálculo estructural alguno, se ha realizado un cálculo aproximado del comportamiento de las columnas frente a los esfuerzos normales y de cortante obtenidos en el Plaxis. Dichos cálculos se han basado en la normativa del Eurocódigo 2, en su apartado 12, referente a estructuras de hormigón en masa o ligeramente armado.

En dicho estudio de cálculo se ha comprobado que las columnas resisten los esfuerzos a los que van a verse sometidas, y el terreno tiene un comportamiento positivo ante la solución proyectada. Por lo tanto, se considera que la solución adoptada es viable y efectiva.

Por último, se ha desarrollado en detalle la técnica de la solución proyectada, el programa temporal de trabajos y las fases básicas necesarias para materializarla. De acuerdo con la Base de Precios 2016 del IVE, la estimación económica de la ejecución material de la solución asciende a la cantidad de *CIENTO TREINTA Y CUATRO MIL TRESCIENTOS TREINTA EUROS CON VEINTINUEVE CÉNTIMOS (134.330,29 €)*, sin tener en cuenta ni el beneficio industrial, ni los gastos generales ni el I.V.A.


La memoria de este estudio de soluciones consta de veintiuna (21) páginas numeradas en tamaño A3 y va acompañada de cinco anejos con sus respectivos apéndices.

Valencia, Junio 2017

Los autores del estudio.



Fdo. Pablo José Brutau Quintana.



Fdo. Victor Zorio Ramirez.