

Nº 6 ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN	3
2.- METODOLOGÍA Y RECONOCIMIENTOS EFECTUADOS.....	3
2.1.- CATAS.....	4
2.2.- PENETRÓMETROS.....	4
2.3.- SONDEOS	5
2.4.- PENETRÓMETROS DE PENETRACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR.....	5
2.5.- TOMA DE MUESTRAS	6
2.6.- NIVEL FREÁTICO.....	7
2.7.- ENSAYOS DE LABORATORIO	7
2.8.- TRABAJOS DE GABINETE	8
3.- GEOLOGÍA.....	9
3.1.- MARCO GEOLÓGICO	9
3.2.- ESTRATIGRAFÍA.....	9
3.2.1.- Cuaternario. Suelo vegetal	9
3.2.2.- Cuaternario. Depósito Coluvial	9
3.2.3.- Terciario. Depósitos Miocenos del Sinclinal de Villarcayo.....	10
3.3.- CONDICIONES HIDROGEOLOGICAS	10
4.- SISMICIDAD.....	10
5.- GEOTÉCNIA.....	11
5.1.- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	11
5.1.1.- Depósito aluvial superior Qal-I	11
5.1.2.- Depósito aluvial inferior Qal-1	11
5.1.3.- Material Mioceno del sinclinal de Villarcayo	12
5.2.- CARACTERÍSTICAS HIDROGEOLOGICAS.....	12
5.2.1.- Acuífero aluvial superficial	13
5.2.2.- Sustrato Mioceno.....	13
5.3.- EXCAVACIONES.....	13
6.- analisis de la cimentacion	15
6.1.- GENERALIDADES Y CALCULOS	15
6.1.1.- Empujes de tierras: muros de contención	15
6.1.2.- Cimentación superficial: zapatas	18
6.2.- MURO DE CONTENCIÓN: EMPUJES ACTIVOS Y PRESIONES ADMISIBLES	23
6.2.1.- Empujes activos y pasivos.....	24
6.3.- ZAPATAS: PRESIONES ADMISIBLES Y ASIENTOS ESTIMADOS	24
6.3.1.- Presiones de hundimiento y presiones admisibles.....	24

6.3.2.- Asientos calculados	25
7.- HORMIGONES	29
8.- RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS	29
8.1.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	29
8.1.1.- Excavación general.....	29
8.1.2.- Presencia de aguas subterráneas.....	29
8.2.- EJECUCIÓN DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN	29
8.3.- CIMENTACIÓN DE LAS ZAPATAS.....	30
8.3.1.- Excavación	30
8.3.2.- Presencia de agua subterránea	30
8.3.3.- Aceptación del cemento	30
8.4.- AGRESIVIDAD DEL AGUA AL HORMIGÓN	30
9.- RESUMEN Y CONCLUSIONES	31
10.- PLANOS	34
10.1.- SITUACION DE LOS TRABAJOS DE CAMPO	34
11.- APÉNDICES	36
11.1.- APENDICE.- REGISTRO DE CALICATAS.....	37
11.2.- APENDICE.- REGISTRO DE SONDEOS.....	42
11.3.- APENDICE.- REGISTRO DE PENETROMETROS	46
11.4.- APENDICE.- ENSAYOS DE LABORATORIO	50
11.5.- APENDICE.- DOCUMENTACION FOTOGRAFICA.....	58

1.- INTRODUCCIÓN

Este Anejo tiene como objeto la definición de las características geológicas, geotécnicas y geomecánicas de los materiales afectados por la implantación de la EDAR de Trespaderne (Burgos). De igual forma el presente anejo tiene como objeto determinar las condiciones de cimentación de los elementos que compone esta planta.

A partir de todos los datos recabados, se establecerá la geometría definitiva de los distintos elementos que componen la EDAR, secciones transversales y los posibles tratamientos de estabilidad que afecten a zonas contiguas que compliquen servidumbres permanentes.

Para conseguir los objetivos propuestos, se han llevado a cabo las investigaciones y reconocimientos que se describen en el apartado nº 2 y que en resumen conllevan las siguientes actividades:

- Estudio geológico general y de detalle.
- Estudio de la capacidad portante del terreno natural y posible sustitución o tratamiento.
- Estudio de estabilidad de taludes

El presente anejo comprende los datos recogidos y sus conclusiones, para lo cual se incluyen figuras, cuadros, planos y apéndices explicativos.

2.- METODOLOGÍA Y RECONOCIMIENTOS EFECTUADOS

La metodología utilizada para la elaboración de los mapas geológicos partió, de la recopilación de la bibliografía existente sobre la zona, utilizando fundamentalmente:

- Hoja Mapa Geológico de España nº 168 "Briviesca". E 1/50.000.
- Mapas Geológico y Geotécnico General. 1/200.000
- Mapa Geológico y Minero de Castilla y León. E 1/400.000

Con estos datos se llevó a cabo un reconocimiento de campo que permitió planificar la campaña geotécnica, con objeto de aportar los parámetros geotécnicos del terreno de implantación, para conseguir un adecuado diseño de los elementos proyectados. Del mismo modo, se ha realizado un estudio de capacidad portante de aquellos puntos singulares de la EDAR

Para la redacción del estudio geológico - geotécnico se contó con los resultados de la campaña de campo que consistió en:

- a) Catas.
- b) Penetrómetros
- c) Sondeos
- d) Penetrómetros de penetración dinámica estándar
- e) Tomas de muestras.
- f) Nivel freático.
- g) Ensayos de laboratorio.

2.1.- CATAS

De cara al reconocimiento de los materiales sobre los que se apoyan los elementos que componen la EDAR, se han realizado adyacentemente a los mismos y con la ayuda de una máquina retroexcavadora, tres (3) calicatas.

La profundidad alcanzada en cada una de las calicatas medida aproximadamente desde la superficie actual del terreno se encuentran reflejadas en la siguiente tabla:

CALICATA	COTA (m)	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
C-1	537,5	2,9
C-2	538,5	2,9
C-3	537,3	3,0

La localización de cada una de las calicatas llevadas se ha indicado en el plano del presente Anejo correspondiente. Por otra parte el registro de los materiales observado en cada una de las calicatas practicadas se adjunta en el Apéndice.-Ensayos de Laboratorio

2.2.- PENETRÓMETROS

Se han realizado tres (3) ensayos de penetración dinámica continua empleando un penetrómetro pesado D.P.S.H. automatizado, cuyos emplazamientos aproximados se indican en el plano n°1

La puntaza del penetrómetro penetra en el interior del terreno golpeada de forma continua por una maza de 63,5 kg que cae desde una altura de 76 cm. Simultáneamente se va anotando el número de golpes (NP) que son necesarios para introducir el varillaje 20 cm.

Las profundidades alcanzadas medidas desde la superficie topográfica en el momento de su ejecución, así como el sector donde se han realizado, se indican a continuación:

PENETROMETRO	COTA (m)	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
P-1	537,5	4,0
P-2	538,5	4,4
P-3	537,5	5,8

Como norma general se ha intentado llegar hasta los 10,0 metros de profundidad planificados inicialmente, no alcanzándose esta profundidad de ensayo al registrarse rechazo (más de 100 golpes para un avance de la puntaza de 20 cm) con anterioridad en los penetrómetros realizados.

Con los valores de golpeo obtenidos para avances sucesivos de 20 cm se representaron los diagramas de penetración del apéndice 4, tomando en abscisas el número de golpes y en ordenadas la profundidad.

2.3.- SONDEOS

Mediante el empleo de una máquina de sondeos equipada con baterías de 101 y 86 mm y coronas de vidia, se han realizado finalmente un total de UN (1) sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo continuo.

La profundidad alcanzada medida con respecto de sus cotas de embocadura se encuentra indicada en la siguiente tabla:

Sondeo	Profundidad (m)
S-1	12,30

Las columnas litológicas con el registro de los sondeos se pueden observar en el Apéndice.- Registro de Sondeos del presente estudio.

2.4.- PENETRÓMETROS DE PENETRACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR

Durante la ejecución de los sondeos se realizaron una serie de ensayos de penetración dinámica estándar (S.P.T.), consistentes en la introducción en el terreno de un tomamuestras bipartido normalizado utilizando como energía de impacto una maza de 63,5 kg que cae desde una altura de 75 cm, estando el dispositivo automatizado.

Para su realización se contabilizan los golpes necesarios para la hincada de 60 cm a intervalos de 15 cm, viniendo definido el número S.P.T. (NSPT) por la suma de los dos intervalos centrales, ya que se considera que en los primeros 15 cm el sondeo puede estar alterado, y el último valor es para ver la evolución de NSPT.

Al mismo tiempo se obtiene, dentro del tomamuestras, una muestra alterada del terreno, si la puntaza utilizada es hueca. En algunos casos, para el suelo de naturaleza granular (gravas silíceas) se ha empleado un puntaza ciega (*), que no permite la obtención de dichas muestras.

Los resultados obtenidos han sido los siguientes:

SONDEO	COTA (m)	Profundidad (m)		Tipo de Muestra	N
		De	A		
S-1	538,5	3,00	3,60	SPT	47
		6,00	6,20	SPT	>50
		8,75	9,00	TP	
		9,00	9,04	SPT	>50
		11,70	12,00	TP	
		12,00	12,03	SPT	>50

SPT: Ensayo penetración estándar

TP: Testigo parafinado

IP: Inalterada a percusión

Se ha considerado rechazo cuando han sido necesarios más de 50 golpes para un avance de la puntaza de 0,15 m.

2.5.- TOMA DE MUESTRAS

Durante la realización de los sondeos practicados se procedió a la toma de muestras inalteradas del testigo recuperado en la perforación. Cuando la naturaleza del terreno no permitió este tipo de toma debido a la dureza del terreno se procedió a parafinar una muestra del testigo recuperado en la perforación.

El total de muestras, junto con su profundidad de toma y referencia de laboratorio en caso de ensayo se encuentra recopilado en la siguiente tabla:

SONDEO	COTA (m)	Profundidad (m)		Tipo de muestra
		De	A	
S-1	538,5	3,00	3,60	SPT
		6,00	6,20	SPT
		8,75	9,00	TP
		9,00	9,04	SPT
		11,70	12,00	TP
		12,00	12,03	SPT

El total de muestras tanto de la campaña de campo, junto con su profundidad de recogida, se especifica en el cuadro resumen del apéndice 1

Por su parte, durante la ejecución de las calicatas se procedió a la toma de muestras alteradas, adjuntándose en la siguiente tabla la profundidad de toma y el número de referencia en caso de ensayo:

Calicata	Muestra	Profundidad (m)
C-1	Alterada	2,00
C-2	Alterada	2,00
C-3	Alterada	1,95

2.6.- NIVEL FREÁTICO

Durante la ejecución del sondeo no se detectó la existencia de agua. En cualquier caso se procedió a dejar instalada tubería piezométrica de P.V.C. ranurada en el sondeo con objeto de proceder a la medición posterior una vez que el terreno asimilase la inestabilidad de la perforación.

La medición efectuada con posterioridad indica la posición del agua subterránea a la profundidad de 3 m medida respecto de la superficie topográfica existente en el momento de su ejecución.

SONDEO	Profundidad nivel piezométrico (m)	
	12/11/07	13/12/07
S-1	4,80	4,80

Por otro lado, durante la realización de las calicatas de inspección no se apreció visualmente la existencia de agua subterránea.

Se debe tener en cuenta que este es un dato puntual y válido para el periodo de ejecución de los trabajos de campo, el estar las posibles oscilaciones de nivel freático y por lo tanto su posición, fuertemente condicionadas por los distintos factores climáticos y meteorológicos.

La naturaleza granular permeable de los materiales más superficiales, posibilitará la infiltración y transmisión del agua de escorrentía superficial, hacia los niveles inferiores.

Por último, se procedió a la toma de una muestra del agua subterránea localizada en el sondeo realizado para su posterior análisis en el laboratorio con el fin de conocer su contenido en sulfatos.

2.7.- ENSAYOS DE LABORATORIO

Con las muestras tomadas en las calicatas y tras analizar los perfiles litológicos, se programaron, en una primera fase, los ensayos de laboratorio que recopilamos a continuación:

Sondeo	Prof. (m)	Descripción del terreno	Ensayos realizados
S-1	3.00 - 5.80	Arenas limosas	<ul style="list-style-type: none"> • Humedad. • Densidad. • Análisis granulométrico. • Límites de Atterberg. • Contenido en sulfatos
	8.75 - 9.00	Arcillas margosas de media plasticidad	<ul style="list-style-type: none"> • Humedad. • Densidad. • Análisis granulométrico. • Compresión simple. • Límites de Atterberg. • Contenido en sulfatos
	4,80	Agua subterránea	<ul style="list-style-type: none"> • Contenido en sulfatos.

Cata	Prof. (m)	Descripción del terreno	Ensayos realizados
c-1	2	Arenas limosas – Arenas Arcillosas	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis granulométrico. • Límites de Atterberg. • Contenido en sulfatos
C-2	2,0	Arenas limosas – Arenas Arcillosas	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis granulométrico. • Límites de Atterberg. • Contenido en sulfatos
C-3	1,95	Arenas limosas – Arenas Arcillosas	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis granulométrico. • Límites de Atterberg. • Contenido en sulfatos

2.8.- TRABAJOS DE GABINETE

Con los datos aportados por los trabajos de campo y ensayos de laboratorio, se realiza la determinación de los parámetros geotécnicos para, a partir de ellos, estimar el tipo de cimentación y elementos de contención más adecuados y la tensión admisible de trabajo.

El método de análisis ha consistido en una primera discretización de los distintos materiales detectados en el reconocimiento, determinando sus características resistentes medias y asignándoles unas propiedades geomecánicas. De esta forma se hace una previsión del comportamiento del terreno a distintas profundidades y bajo distintos estados tensionales.

A efectos de cálculo de la carga de hundimiento se empleará la expresión de Brinch-Hansen para cimentaciones directas y la de Terzaghi Peck, para posteriormente hacer una aproximación a los asientos, que se pueden producir, mediante la formulación de Steinbrenner para un rectángulo cargado.

3.- GEOLOGÍA

3.1.- MARCO GEOLÓGICO

La estación depuradora de aguas residuales (E.D.A.R.), se proyecta construir en la zona Sureste de la localidad de Trespaderne, a una distancia aproximada de 1000 m, fuera ya del casco urbano.

La parcela donde se proyecta construir la nueva E.D.A.R., se encuentra limitada al Suroeste por el río Ebro y al Noreste por la carretera Bu-530 (Tramo Trespaderne – Miranda de Ebro), y presenta una ligera pendiente descendente hacia el Suroeste, con cotas variables entre 542 m. y 531 m. del plano topográfico adjunto.

En el anejo I se refleja el emplazamiento previsto de la estación depuradora de aguas residuales (E.D.A.R.).

Geológicamente la zona estudiada se encuentra situada en la zona meridional de la “Cuenca Cantábrica”, muy próxima a la Depresión Terciaria Ebro - Rioja, una depresión de origen tectónico que se rellenó durante el Terciario con sedimentos de origen continental, sobre los que existen recubrimientos de edad Cuaternario, principalmente de origen fluvial y aluvial. Concretamente se sitúa en la zona de sedimentos terciarios del sinclinal de Villarcayo

A grandes rasgos, en la zona existe un recubrimiento de edad Cuaternario correspondiente a un depósito aluvial (QAL) de terraza de la margen izquierda del río Ebro, constituido por gravas, arenas, limos y arcillas, que se sitúa sobre un sustrato de edad Mioceno, formada principalmente por arcillas, calizas (dismicritas), margas y areniscas de colores blanquecinos.

3.2.- ESTRATIGRAFÍA

3.2.1.- Cuaternario. Suelo vegetal

El conjunto de suelo vegetal se localiza en la totalidad del recorrido, y se caracteriza por tratarse de un conjunto de materiales areno limosos poco compactos de color ocre y marrón claro.

El espesor de estos conjuntos de materiales, en base a los ensayos realizados, es del orden de 0,5 m.

3.2.2.- Cuaternario. Depósito Coluvial

Recubre toda el área estudiada y tiene un espesor comprendido entre 5,0 y 5,5 m. y presenta dos niveles claramente diferenciados:

Arenas limo-arcillosas y arcillas arenosas Q_{AL-1} (Profundidad: 0,5 a 2,5-3,0 m)

Corresponde a los depósitos de llanura de inundación del río Ebro. Están constituidos por arenas limo-arcillosas y arcillas y limos arenosos de color ocre y marrón con indicios de materia orgánica y algún canto cuarcítico disperso.

Arenas y Gravav Q_{AL-2} (Profundidad : 2,5-3,0 m a 5,5-6,0 m)

Corresponde a los depósitos de canal correspondientes al río Ebro. Está constituido por arenas y gravas de color marrón con cantos heterométricos y subredondeados de naturaleza cuarcítica.

3.2.3.- Terciario. Depósitos Miocenos del Sinclinal de Villarcayo

Se sitúa bajo el recubrimiento cuaternario de carácter aluvial. Está constituido por arcillas, calizas, margas y areniscas de color blanquecino.

Estos materiales corresponden a una sedimentación de abanicos aluviales, de carácter más o menos distal, según una secuencia sedimentaria de carácter cíclico en la que los niveles más arenosos constituirían la base y los niveles más arcillo-limosos, con carbonatados, el tramo superior de dichos ciclos sedimentarios.

3.3.- CONDICIONES HIDROGEOLOGICAS

Desde el punto de vista hidrogeológico la existencia de unos materiales permeables (depósitos aluviales) constituidos fundamentalmente por gravas, arenas, limos y arcillas que se disponen sobre otros de baja permeabilidad correspondientes a los depósitos Miocenos del Sinclinal de Villarcayo arcillas, calizas, margas y areniscas, origina la existencia de un acuífero aluvial de carácter superficial y libre asociado a estos depósitos, cuya superficie freática se sitúa a una profundidad de unos 4,8 m. respecto a la superficie del terreno.

4.- SISMICIDAD

En la nueva Norma de Construcción Sismorresistente Parte General y Edificación (NCSE-2002) aprobada por el Real Decreto de fecha 27 de Septiembre de 2002 y publicado en el Boletín Oficial del Estado del 11 de Octubre de 2002, se clasifica al territorio Nacional en función de la denominada Peligrosidad Sísmica.

Esta clasificación se ha obtenido a partir del Mapa de Peligrosidad Sísmica del I.G.N y en ella se puede determinar, para cada punto superficial, la denominada Aceleración Sísmica Básica a_b (aceleración de la superficie del terreno), en valores de gravedad, para un período de retorno de 500 años (Mapa nº 1).

Este Mapa aporta el coeficiente K, o de contribución, en el que se tiene en cuenta la influencia, para cada punto, de los distintos tipos de terremotos, en la peligrosidad sísmica. Atendiendo a la Norma Sismorresistente, la zona del emplazamiento de la carretera se tendría un valor de aceleración sísmica básica $< 0,052 g$ con un coeficiente K igual a 1,3, inferior al límite $0,06 g$., establecido, por lo que este análisis confirma la clasificación determinada en la nueva normativa Sismoresistente, por lo que no será necesario incluir el riesgo sísmico en el diseño de las distintas estructuras requeridas en este trazado.

5.- GEOTÉCNIA

5.1.- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

De acuerdo con las columnas litológicas procedentes de los sondeos mecánicos y calicatas de inspección, junto con la información aportada por la geología, los ensayos de laboratorio y los ensayos de penetración dinámica continua y estándar (S.P.T.), se pueden describir la naturaleza y características geotécnicas de los niveles que constituyen los sectores objeto de estudio.

5.1.1.- Depósito aluvial superior Qal-I

Se sitúa a una profundidad que va desde los 0,50 metros a los 2,5-3,0 metros

Está constituido por arenas limo arcillosas y arcillas arenosas de color marrón y ocre, poco compactas.

Según los ensayos de laboratorio realizados se trata de material granular con una fracción inferior a 2 mm variable entre 56,7 % y 99,1 % con una fracción inferior a 0,08 mm variable entre 31,6 % y 56,0 %. Según Casagrande se clasifican como SM, SM/SC y CL.

Respecto a la plasticidad podemos clasificarlo como un conjunto de materiales de plasticidad baja, con un límite líquido variable entre no plástico y 23,2 y un límite plástico variable entre no plástico y 16,7.

Los valores de golpeo N20 de los ensayos de penetración dinámica realizados varían entre 5 y 10.

Según Muromachi (1974) el valor de ϕ , para el caso en que estos materiales de carácter más arenoso que no se encuentren cementados, se puede estimar mediante la expresión:

$$\phi = 20^{\circ} + 3,5\sqrt{N} = 29^{\circ}$$

A la vista de estos resultados y de las propiedades más comunes publicadas para este tipo de materiales se consideran los siguientes parámetros geotécnicos a efectos de cálculo:

γ_{aparente} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ
18,0	15	29°

5.1.2.- Depósito aluvial inferior Qal-1

Se sitúa a una profundidad que va desde los 2,5-3,0 metros a los 5,50-6,00.

Está constituido por arenas y gravas cuarcíticas de color beige con indicios de limo, medianamente densas.

Según los ensayos de laboratorio realizados se trata de material granular con una fracción inferior a 2 mm del orden de 38,8 % y del 10,9 % inferior a 0,08 mm, y con una matriz sin plasticidad (NP). Según Casagrande se clasifican como SM/SP.

Los valores de golpeo N del ensayo SPT realizado en estos depósitos presentan valores de golpeo del orden de 47.

Según Muromachi (1974) el valor de ϕ , para el caso en que estos materiales no se encuentren cementados, se puede estimar mediante la expresión:

$$\phi = 20^\circ + 3,5\sqrt{N} = 43^\circ$$

A la vista de estos resultados y de las propiedades más comunes publicadas para este tipo de materiales se consideran los siguientes parámetros geotécnicos a efectos de cálculo:

γ_{aparente} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ	N
21,0	0	39°	30

5.1.3.- Material Mioceno del sinclinal de Villarcayo

Se sitúa a una profundidad por debajo de los 5,50-6,00.

Está constituida por arcillas arenosas, arenas arcillosas, margas y areniscas muy compactas de color ocre amarillento, con zonas blanquecinas por nódulos calcareos.

Según los ensayos de laboratorio realizados, se trata de material cohesivo con una fracción inferior a 0,08 mm del orden de 83,7 %, humedad natural de 6,67 %, límite líquido LL de 28,8, índice de plasticidad IP de 14,5. Según Casagrande se clasifican como CL.

A partir del resultado de los ensayos SPT se deduce un valor de N de Rechazo (>50 golpes/30cm) o superior indicando que se trata de materiales de consistencia muy dura.

Los ensayos de laboratorio muestran una densidad seca de 22,4 KN/m3 (2,24 g/cm3).

Según los ensayos se deduce una resistencia a compresión simple q_u de 3530 kPa (35,3 Kp/cm2) indicando que se trata materiales muy duros.

A la vista de estos resultados y de las propiedades más comunes de este tipo de materiales se consideran los siguientes parámetros geotécnicos a efectos de cálculo:

γ_{aparente} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ	N
20,0	60	25°	50

5.2.- CARACTERÍSTICAS HIDROGEOLOGICAS

En función de las características hidrogeológicas de los materiales existentes en el subsuelo es posible diferenciar dos grandes unidades:

5.2.1.- Acuífero aluvial superficial

Está constituido fundamentalmente por arenas y gravas, en ocasiones algo limosas y alcanza una profundidad de unos 5,5-6,0 m bajo la superficie del terreno.

Estos materiales constituyen un acuífero aluvial, con un espesor saturado de 1,0-1,5 m y una permeabilidad media-alta, comprendida entre 10^{-4} y 10^{-3} m/s. Desde el punto de vista hidrogeológico se trata de un acuífero superficial de carácter libre.

Las medidas piezométricas realizadas en el sondeo, sitúan la lámina de agua a una profundidad media de 4,8 m., dicha lamina de agua presenta un flujo hacia el cauce del río Ebro.

5.2.2.- Sustrato Mioceno

Se encuentra situado debajo del acuífero aluvial superficial y está formado fundamentalmente por arcillas arenosas, margas y areniscas, con valores de permeabilidad K variables comprendidos entre 10^{-8} - 10^{-9} m/s.

Estos materiales generalmente constituyen la base "impermeable" del acuífero superficial aunque cuando el Mioceno tiene naturaleza granular puede llegar a constituir un único acuífero.

El flujo subterráneo que existe en el sustrato mioceno es poco importante debido a la baja permeabilidad de los materiales arcillosos. En cualquier caso, se estima que presente un notable componente vertical descendente.

5.3.- EXCAVACIONES

La ejecución del proyecto prevé la construcción de una estación depuradora de aguas residuales, que contará con diferentes instalaciones, de tal manera que los movimientos de tierras se pueden considerar de escasa entidad en la zona de emplazamiento del espesador y de la nave, para pasar a ser de importancia en el resto de instalaciones, variando la profundidad a alcanzar entre 4,00 y 6,00 m con respecto de la cota de explanación prevista.

En cualquier movimiento de tierras, los grados de dificultad en cuanto a excavación se refiere y que pueden presentarse son los siguientes:

FÁCIL	En aquellos materiales que se pueden excavar con los métodos tradicionales existentes: pala retroexcavadora o similar.
MEDIA	En aquellos materiales que para su excavación necesitan el empleo parcial de martillo romperrocas y/o voladuras.
DIFÍCIL	En aquellos materiales en los que se necesita el empleo continuado de martillo y/o voladuras.

Los movimientos de tierras a realizar, desde el punto de vista de la excavabilidad del material, se pueden catalogar de FACILES en toda la extensión superficial de la parcela. Los

trabajos de campo no hacen pensar en el empleo de técnicas de excavación diferentes de las tradicionales (pala retroexcavadora o similar) para el alcance de las excavaciones previstas.

Durante la excavación no se prevé afluencia de aguas en el cajado de los elementos de cimentación de todos aquellos elementos de la EDAR, cuya cota de cimentación se sitúe a 1,0 m. ó 4,0 m. En aquellos elementos cuya cota de cimentación se sitúe a 6,0 m. no se esperará la afluencia de aguas subterráneas procedentes del exterior del recinto apantallado debido al efecto impermeabilizante de las pantallas. No obstante, las aguas contenidas en el recinto habrán de ser evacuadas una vez que la excavación alcance la cota de aparición del nivel freático situado a 4,8 m.

A pesar de que el nivel freático del acuífero aluvial se encuentra a 4,8 m de profundidad en la parte exterior del recinto apantallado (+1,2 m por encima del fondo de excavación de las zapatas), no se espera la existencia de fenómenos de sifonamiento en el sustrato terciario debido a que los posibles niveles arenosos no presentan conexión hidráulica con dicho acuífero.

El análisis de estabilidad ha permitido deducir que el vaciado de aquellos elementos cuya cota de cimentación se sitúe a 4,0 m., serán estables, durante el periodo lógico de ejecución de la obra para el siguiente talud:

- o Un primer tramo de 2,5 – 3,0 m. de espesor, que abarque el suelo vegetal y el conjunto de arenas limo arcillosas (depósito aluvial), será estable para pendientes de talud 1H:2V.
- o Un segundo tramo de 1,0 – 1,5 m. de espesor, que abarque el conjunto de gravas y arenas (deposito aluvial), el cual será estable para pendientes de talud 1H:1V.

Para el caso de la excavación del emisario adoptaremos los siguientes taludes:

- o Hasta los 2,50 m se adopta talud 1H/2V
- o Para profundidades mayores, los primeros 2,5 metros talud 1H/2V y hasta completar la excavación se adoptará un talud 1H/10V con entibación
- o para zanjas entre edificaciones talud 1H/10V con entibación

Para el cálculo de los muros de contención podrán adoptarse los siguientes parámetros aproximados que se pueden apuntar con la caracterización visual y geomecánica:

UNIDAD	Profundidad (m)	Densidad aparente (KN/m3)	Cohesión (kPa)	Ángulo roz. interno (°)
Arenas limo arcillosas	0 a 2,5/3,0	18	15	29
Gravas y arenas	2,5/3,0 a 5,5/6,0	21	0	39
Arcillas arenosas, margas y areniscas	> 5,5 – 6,0	20	60	25

Para el estudio de estabilidad se ha utilizado el programa de computador STABL elaborado por la Universidad de Purdue en 1975 que trata de la resolución general de los problemas de estabilidad en dos dimensiones. El programa utiliza el método de Carter, que es una adaptación del método de Bishop modificado, para el análisis de equilibrio de las rebanadas verticales en que se subdivide la masa de suelo susceptible de deslizar.

El método de Carter establece que, si se prescinde del incremento de reacción tangencial entre caras verticales de una misma rebanada, el valor del coeficiente de seguridad, determinado a través de la condición de equilibrio de fuerzas verticales en cada rebanada y del equilibrio global de momentos respecto de un punto, varía con la posición de dicho centro de momentos. Si se supone, por otro lado, que el eje de momentos se aleja significativamente en la dirección y (eje vertical), el referido coeficiente de seguridad tiende a un valor mínimo. En estas condiciones, la expresión del coeficiente de seguridad satisface las condiciones de equilibrio según la vertical de cada rebanada, y según la horizontal, del conjunto de rebanadas, no satisfaciendo la condición de equilibrio de momentos para cada rebanada individual.

El valor del coeficiente de seguridad que se obtiene presenta la doble ventaja de:

- Ser razonablemente preciso, si se compara con otros métodos de cálculo
- Quedar del lado de la seguridad respecto al resto de los métodos considerados como válidos para la realización de los cálculos de estabilidad.

Por otra parte, las hipótesis simplificativas introducidas por el método permiten un análisis rápido del coeficiente de seguridad al deslizamiento de una superficie dada, lo que facilita la realización, mediante el programa, de un exhaustivo barrido de la zona de estabilidad más crítica, tanteando posibles superficies de deslizamiento, en cada una de las cuales se valora el coeficiente de seguridad.

Entre las superficies de deslizamiento que pueden analizarse se encuentran las circulares, los bloques deslizantes y las superficies de directriz poligonal e irregular, generadas de forma aleatoria

6.- ANALISIS DE LA CIMENTACION

6.1.- GENERALIDADES Y CALCULOS

6.1.1.- Empujes de tierras: muros de contención

El empuje sobre el trasdós en un muro de contención se origina por el desequilibrio tensional existente al realizarse la excavación del muro debido a los dos niveles diferentes de cota que definen la altura de dicho muro H.

Cuando se excava el terreno de un lado del muro, el terreno situado en el trasdós se ve sometido a unas tensiones por efecto de las cuales el muro tenderá a moverse hacia la excavación provocando una relajación de las tensiones horizontales en el terreno próximo al muro hasta alcanzar unos valores permanentes σ_{HA} correspondientes al estado activo. Por el contrario, en la parte del cimiento que está enterrada, será el propio muro que como reacción empujará contra el terreno correspondiendo al estado pasivo.

Empuje activo

Según la teoría de Rankine, en la que se supone que todo el terreno situado tras el muro se encuentra en estado de rotura, y para el caso de considerar un terreno homogéneo, muro vertical, superficie de terreno horizontal y ausencia de fricción entre el muro y el terreno, se tiene que el empuje activo unitario sería:

$$e_a = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2 \cdot K_a$$

Donde:

γ : densidad aparente del terreno

h: altura del desnivel de terreno

Ka: coeficiente de empuje activo

El coeficiente de empuje activo se calcula mediante la expresión:

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

ϕ : ángulo de rozamiento interno del terreno

En el caso de que exista una sobrecarga q no habrá más que añadir esta a la que ejerce el terreno, por lo que la fórmula final sería:

$$e_a = (\gamma \cdot h + q) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

En el caso de que existieran dos capas horizontales de terreno, se tiene que sobre la segunda capa existiría una carga vertical de:

$$h_1 \cdot \frac{\gamma_1}{\gamma_2}$$

con lo que el empuje total sería:

$$e_a = h_1 \cdot \gamma_1 \cdot K_{a1} + \left(h_2 \cdot \gamma_2 + h_1 \cdot \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \right) \cdot K_{a2}$$

En caso de que existiera agua en el terreno habría que considerar el empuje hidrostático y el empuje efectivo del terreno determinado a partir de la densidad sumergida γ' del mismo.

En el caso de un nivel freático intermedio situado a una profundidad h_w el empuje hidrostático e_h sería:

$$e_h = \gamma_w \cdot (h - h_w)$$

Mientras que el empuje de tierras efectivo sería:

$$e_{ia} = [\gamma \cdot h + \gamma \cdot (h - h_w)] \cdot K_a$$

La cohesión c del terreno se opone a la extensión que tiende a experimentar el terreno al pasar del estado de reposo al activo. En estas circunstancias en la parte superficial del terreno existiría tracción que llevaría a la apertura de grietas hasta una profundidad h_0 en la que el empuje sería nulo.

Según la teoría de Rankine el empuje unitario inicial en estas circunstancias sería:

$$e_a = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Al abrirse la grieta de tracción la profundidad h_0 sería tal que en ella el empuje sería nulo, por lo que:

$$h_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}}$$

A partir de esta profundidad el empuje crecería linealmente, actuando el terreno superior como una sobrecarga, por lo que los empujes serían:

$$e_a = \gamma \cdot (h - h_0) \cdot K_a$$

Por tanto, el efecto de la cohesión del terreno es muy favorable por cuanto reduce considerablemente los empujes. No obstante, a fin de ser suficientemente conservadores, lo normal es no considerarla o minimizarla suficientemente para situaciones de medio y largo plazo.

Empuje pasivo

El empuje pasivo e_p o "reacción del terreno" según la teoría de Rankine se calcula mediante la expresión:

$$e_p = \gamma \cdot e \cdot K_p$$

Donde:

- γ : densidad aparente del terreno
- e : empotramiento del muro pantalla bajo el terreno
- K_p : coeficiente de empuje pasivo

El coeficiente de empuje pasivo se calcula mediante la expresión:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

ϕ : ángulo de rozamiento interno del terreno

No obstante debido a que cuando se considera el empuje pasivo es para tener en cuenta la reacción favorable del terreno, resulta conveniente determinar los valores más conservadores en los que se tiene en cuenta las fuerzas de rozamiento entre muro y terreno.

6.1.2.- Cimentación superficial: zapatas

Se conoce como cimentación superficial aquella que transmite las cargas de la estructura a las capas más superficiales del terreno. El elemento estructural de apoyo o transmisión de cargas de una cimentación superficial se denomina zapata y generalmente su planta es de forma rectangular.

Los tipos de cimentación superficial pueden ser: zapatas aisladas, cuando cada pilar de la estructura se apoya sobre una zapata; zapatas combinadas, cuando se apoyan dos o más pilares; zapatas corridas, cuando la longitud de la zapata es notablemente mayor que su anchura y losas de cimentación, cuando el elemento de transmisión de las cargas al terreno tiene unas dimensiones en planta notablemente mayores que su canto o espesor.

En función de su deformabilidad respecto a la del terreno de apoyo, las cimentaciones pueden ser flexibles o rígidas, según tenga o no importancia el efecto de interacción suelo-estructura.

Presiones de hundimiento y presiones admisibles.

Métodos basados en el modelo de Mohr-Coulomb

- *Fórmula de Brinch-Hansen*

El método analítico más comúnmente empleado para la determinación de la presión de hundimiento, tanto en materiales cohesivos como granulares, se basa en la conocida fórmula de Brinch-Hansen de la que existen varias versiones según la forma de obtener algunos coeficientes.

La fórmula propuesta por el Ministerio de Fomento (2003) es:

$$P_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Donde:

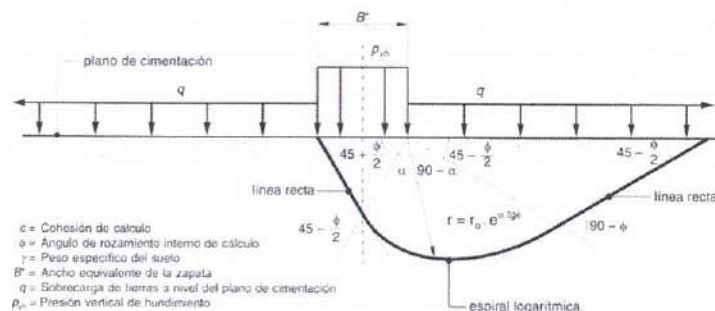
- P_{vh}: Presión vertical de hundimiento
- q: Sobrecarga al nivel de cimentación
- c: Cohesión de cálculo
- γ: Peso específico del terreno
- B*: Anchura equivalente del cimient

N_q, N_c, N_γ: Factores de capacidad de carga dependientes del ángulo de rozamiento interno φ

d, i, s, t, r: Factores adimensionales que consideran el efecto de la de la resistencia al corte del terreno sobre el apoyo, inclinación de la carga, forma de la cimentación, proximidad de la cimentación a un talud e inclinación del plano de apoyo.

Los parámetros c y φ que han de utilizarse en los cálculos corresponde a la resistencia del terreno situado hasta una profundidad de vez y media el ancho de cimentación (1,5 B).

En una primera aproximación y para terrenos homogéneos, la línea de rotura cuando se produce el hundimiento del terreno adoptaría la siguiente forma:



Fuente: M° Fomento (2003)

• *Fórmula de Brinch-Hansen simplificada*

Si se considera que $c = 0$, el segundo término de la ecuación desaparecería y en el caso de tener una carga vertical centrada, con ausencia de fuerzas horizontales en la cara inferior de la zapata, no proximidad a un talud y un plano de apoyo horizontal, se tiene una fórmula de Brinch-Hansen más simplificada:

$$P_{vh} = q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma$$

En materiales cohesivos, en situaciones de corto plazo, se tiene que el ángulo de rozamiento interno sería 0 ($\phi = 0$) y la cohesión c de cálculo correspondería a la cohesión sin drenaje (c_u). En estas circunstancias los factores de capacidad de carga toman los valores siguientes:

$$N_q = 1 \qquad N_c = \pi + 2 \qquad N_\gamma = 0$$

En el caso de exista una carga vertical centrada, con ausencia de fuerzas horizontales en la cara inferior de la zapata, no proximidad a un talud y un plano de apoyo horizontal, se tiene una fórmula de Brinch-Hansen simplificada cuya expresión sería:

$$P_{vh} = q + 5,14 \cdot c_u$$

- *Coefficiente de seguridad frente al hundimiento*

El coeficiente de seguridad frente al hundimiento F_h se calcula dividiendo la presión vertical de hundimiento P_{vh} por la presión vertical que actúa sobre el terreno P_v .

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$

Los coeficientes de seguridad frente al hundimiento dependen de las acciones del terreno sobre los cimientos. Según su permanencia en el tiempo las acciones se clasifican en: permanentes, variables o accidentales. En las acciones permanentes y accidentales se consideran el valor característico o principal. En las acciones variables se consideran: el valor de combinación (cuando actúa con otra acción variable), el valor frecuente (5 % del tiempo), y el valor casi permanente (>50 % del tiempo). Por último, las situaciones de corto plazo son aquellas en las que el terreno presenta presiones intersticiales elevadas debidas a la aplicación reciente de cargas al terreno que no han permitido su disipación.

Según el Ministerio de Fomento (2003), los coeficientes de seguridad mínimos frente al hundimiento para cimentaciones superficiales serían los siguientes:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Casi permanente	$F1 \geq 3,0$
Característica	$F2 \geq 2,6$
Accidental	$F3 \geq 2,2$

Para una combinación de acciones casi permanente y de corto plazo se adoptaría el coeficiente de seguridad $F2$ (2,6).

La presión de servicio P_{sv} es un valor representativo de las presiones verticales P_v que se producen en las diferentes situaciones de proyecto que corresponden a determinada combinación de acciones.

En terrenos granulares, con menos del 15 % de finos (material inferior a 0,08 mm), en los que las presiones verticales que se pueden aplicar se encuentran bastante limitadas por los asentamientos que se producen, se denomina presión admisible P_{ad} a la presión vertical que actúa sobre el terreno P_v , siempre que no origine asentamientos superiores a un valor establecido (asiento admisible). En estos casos se tiene que la presión admisible equivaldría a la presión de servicio P_s y vendría dada por:

$$P_{ad} = \frac{P_{vh}}{F_h}$$

Métodos basados en el SPT

- *Fórmula del Ministerio de Fomento*

En materiales granulares, con un contenido de finos inferior al 15 %, se han desarrollado diversas formulaciones que dan presiones admisibles a partir del número de golpes del ensayo SPT, a fin de limitar a un valor moderado los asentamientos que se producen.

Para estos materiales el Ministerio de Fomento (2003) propone la utilización de una fórmula equivalente a la de Meyerhof (1956):

$$P_{vadm} = 4 \cdot N_{SPT} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_w$$

Donde:

NSPT: Valor del índice del ensayo SPT corregido por el efecto de la sobrecarga efectiva del terreno

$$f_B = \left(\frac{B^* + 0,3}{B^*} \right) \leq 1,5 \quad f_D = \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B^*} \right) \leq 1,5$$

$$f_L = \left(\frac{L^* + 0,25 \cdot B^*}{1,25 \cdot L^*} \right)$$

$$f_I = \left(1 - I_v \frac{\gamma_w}{\gamma'} \right) \leq 1 \quad f_w = \left(1 + 0,6 \cdot \frac{h_w}{B^*} \right) \leq 1,8$$

Siendo:

- B*: ancho equivalente de zapata
D: profundidad de cimentación
L*: longitud equivalente de zapata
lv: gradiente vertical del flujo de agua
 γ' : peso específico sumergido del suelo
 γ_w : peso específico del agua
hw: profundidad mínima del nivel freático bajo la cimentación

En el caso de considerar una zapata cuadrada y ausencia de flujos subterráneos ascendentes, se tiene: $fL = fl = 1$

Asientos estimados

Los asientos admisibles que puede soportar una cimentación sin causar daño significativo a la estructura son variables y dependen de su tipología. No obstante, para estructuras convencionales de hormigón los valores más utilizados son:

Asiento máximo de zapatas aisladas = 2,5 cm

Asiento máximo de losas de cimentación = 5 cm

Asiento diferencial máximo entre apoyos contiguos = $L/200$ a $L/500$ en función de la rigidez de la estructura (L =distancia entre apoyos)

En general la estimación de los asientos puede realizarse mediante cuatro procedimientos principales:

- o Cálculos con el modelo elástico definido a partir del módulo de elasticidad E y el módulo de Poisson ν .
- o Cálculos con el modelo edométrico, para terrenos arcillosos, en los que la deformabilidad del terreno queda definida por el índice de poros inicial e_0 , índice de compresión C_c , índice de hinchamiento C_s y la presión de preconsolidación p_c .
- o Cálculos con los modelos elástico y edométrico

• *Cálculos con el modelo elástico*

Los cálculos mediante el modelo elástico se realizan asumiendo que la distribución de tensiones es independiente de la heterogeneidad del terreno cuando se aplica la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq.

En estas condiciones y para un terreno homogéneo, se tiene que el asiento s que se produce en una zapata rectangular flexible sería:

$$s = \frac{\pi}{2} \cdot R \cdot \frac{p \cdot (1 - \nu^2)}{E}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad

ν : Módulo de Poisson

$$R = B \cdot \arg \operatorname{sh} \left(\frac{L}{B} \right) + L \cdot \arg \operatorname{sh} \left(\frac{B}{L} \right)$$

Para el caso de una cimentación rígida con un área rectangular, el asiento que se produce cuando se aplica una carga V sería:

$$s = \frac{V \cdot (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B \cdot L}} \quad \text{cuando: } L/B \leq 5$$

En caso de tener un terreno heterogéneo es necesario calcular los valores de los módulos medios equivalentes.

- *Asiento instantáneo*

El asiento instantáneo se calcula mediante las mismas expresiones utilizando los siguientes parámetros elásticos del terreno:

$$E_{\text{cortoplazo}} = E \cdot \frac{1,5}{1 + \nu} \quad \nu = 0,5$$

En los terrenos donde existan deformaciones de fluencia (o consolidación secundaria) y a falta de cálculos específicos, se deberá suponer que los movimientos calculados pueden aumentar, por este motivo, un 20 % durante la vida útil de la cimentación.

6.2.- MURO DE CONTENCIÓN: EMPUJES ACTIVOS Y PRESIONES ADMISIBLES

A fin de contrarrestar los empujes de tierras e impedir las aportaciones de agua, será necesaria la construcción de un muro de contención perimetral en la excavación general tanto en aquellos elementos cuya cimentación descansa a 4,0 m. o a 6,0 m.

6.2.1.- Empujes activos y pasivos

A partir de la teoría de Rankine y de las características encontradas en el subsuelo se deduce que el coeficiente de empuje activo K_a del depósito aluvial QAI es de 0,23. Considerando el caso más desfavorable de realizar la excavación (6 m) con el conjunto de gravas y arenas, se tiene un empuje activo debido a tierras de 27 kPa.

Por otro lado el coeficiente de empuje pasivo K_p de los depósitos miocenos del Sinclinal de Villarcayo sería de 2,46.

En estos cálculos preliminares, no se ha tenido en cuenta el empuje hidrostático debido a la existencia de un nivel freático a 4,8 m de profundidad.

El empuje hidrostático a considerar para el cálculo de los empujes activos totales se estima en unos 12 kPa.

6.3.- ZAPATAS: PRESIONES ADMISIBLES Y ASIENTOS ESTIMADOS

6.3.1.- Presiones de hundimiento y presiones admisibles

Las profundidades de cimentación que se utilizarán en los cálculos serán las expuestas en el proyecto, es decir 1,0 m., 4,0 m. y 6,0 m. bajo la cota de superficie del terreno, con un empotramiento de 0,5 m ($D=0,5$ m), para zapatas aisladas y cuadradas de 2 m de lado ($B=L=2$ m), suponiendo una carga vertical centrada con ausencia de fuerzas horizontales en la cara inferior de la zapata, no proximidad a un talud y plano de apoyo horizontal de la misma.

ELEMENTOS A 1,0 M DE PROFUNDIDAD

Los materiales que se encuentran bajo el plano de cimentación, situado a una profundidad de 1,0 m, corresponden a los depósitos aluviales del tramo superior, constituido por arenas limo arcillosas poco compactas, con lo que calcularemos la presión de hundimiento mediante la fórmula Brich-Hansen, es de 1251 kPa. Si se considera un factor de seguridad frente al hundimiento $FH=3$, se tiene que la presión admisible P_{ad} sería de 450 kPa (4,5 kg/cm²)

Para los materiales de carácter más arenoso podemos calcular las presiones admisibles mediante las fórmulas de Meyerhof (1956) que serían de 217 kPa (2,7 kg/cm²).

Dado que la capacidad portante de un terreno viene condicionada además de por la presión admisible, por los asentos, creemos conveniente actuar de manera conservadora, y establecer que la presión admisible para zapatas cuadradas y aisladas, de 2 m de lado, a una profundidad de 1,0 m será de 100 kPa (1,0 kg/cm²).

ELEMENTOS A 4,0 M DE PROFUNDIDAD

Los materiales que se encuentran bajo el plano de cimentación, situado a una profundidad de 4,0 m, corresponden a los depósitos aluviales del tramo inferior, constituido por gravas y arenas muy densas, con lo que calcularemos la presión de hundimiento mediante las fórmulas de Meyerhof (1956) que serían de 447 kPa (4,4 kg/cm²).

Dado que la capacidad portante de un terreno viene condicionada además de por la presión admisible, por los asentos, creemos conveniente actuar de manera conservadora, y establecer que la presión admisible para zapatas cuadradas y aisladas, de 2 m de lado, a una profundidad de 4,0 m, sobre el conjunto de gravas y arenas será de 400 kPa (4,0 kg/cm²).

ELEMENTOS A 6,0 M DE PROFUNDIDAD

Los materiales que se encuentran bajo el plano de cimentación, situado a una profundidad de 1,0 m, corresponden a los materiales miocenos del Sinclinal de Villarcayo, constituido por arcillas arenosas, margas y areniscas muy compactas, con lo que calcularemos la presión de hundimiento mediante la fórmula Brich-Hansen, es de 1543 kPa. Si se considera un factor de seguridad frente al hundimiento FH=3, se tiene que la presión admisible Pad sería de 514 kPa (5,1 kg/cm²)

Dado que la capacidad portante de un terreno viene condicionada además de por la presión admisible, por los asientos, creemos conveniente actuar de manera conservadora, y establecer que la presión admisible para zapatas cuadradas y aisladas, de 2 m de lado, a una profundidad de 6,0 m, sobre el conjunto de arcillas arenosas, margas y areniscas, será de 450 kPa (4,5 kg/cm²).

6.3.2.- Asientos calculados

Los asientos de los elementos se han calculado a partir de los parámetros de los materiales existentes en cada uno de los niveles correspondientes con las diferentes cotas de cimentación de proyecto. Para ello, partiendo de las tensiones máximas transmitidas por los elementos al terreno obtenidas en el anejo de cálculos estructurales, de los valores del NPST medio a la cota de cimentación y utilizando la formulación del modelo elástico presentada con anterioridad

Por otra parte dada la entidad de las estructuras a construir en el presente proyecto, todas del tipo depósito se ha procedido a la estimación de los parámetros geotécnicos necesarios para la realización de sus cálculos. Así principalmente se ha tenido que estimar los valores del módulo de balasto. Para realizar esto se ha procedido a analizar los tipos de suelo encontrados en las catas efectuadas y a partir de ellos mediante la bibliografía adecuada obtener esos parámetros. Hemos de indicar que puesto que estamos realizando una estimación nos hemos mantenido del lado de la seguridad optando por valores conservadores. Para la determinación del módulo de balasto hemos utilizado la siguiente tabla extraída de una publicación del profesor Jose Calavera

Visión primaria	Grupo de suelos y descripción típica	Símbolo	K (kgs/cm ³)
Gravas y Suelos con grava	Gravas con buena granulometría o mezclas de arena y grava. Pocos finos.	GW	14-20
	Mezclas de arcillas-arena-grava, con buena granulometría, excelente trabazón.	GC	11-20
	Gravas con pobre granulometría y mezclas de arena y grava. Pocos finos.	GP	8-14
	Gravas con finos, gravas limosas, gravas arcillosas. Mezclas arcilla, arena y grava con mala granulometría.	GF	7-14

Arenas y suelos Arenosos	Arenas con buena granulometría y arenas con grava. Pocos finos.	SW	7-16
	Mezclas de arenas y arcillas con buena granulometría. Excelente trabazón.	SC	7-16
	Arenas con mala granulometría. Pocos finos.	SP	5,5-9

	Arenas con finos, arenas limosas, arenas arcillosas. Mezclas arena-arcilla con mala granulometría.	SF	5-9
	Limos inorgánicos y arenas finas. Polvo rocoso, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.	ML	4-8,5
Suelos de grano fino con baja o media plasticidad.	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	CL	3,5-6
	Limos orgánicos y limo-arcillas de baja plasticidad.	OL	3-5
Suelos con grano	Suelos arenosos finos, con mica o tierra de diatomeas, limos elásticos.	MH	1,5-5
Fino de plasticidad alta	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta, arcilla gruesas.	CH	1,5-4
	Arcillas inorgánicas de plasticidad media a alta.	OH	1,5-3,5

Dado que mayoritariamente los materiales que servirán de apoyo a los elementos, son arcillas de cierta consistencia, arenas limosas o gravas, de la tabla observamos que los valores adoptados de 3500, 3000 y 5000 para el módulo de balasto respectivamente es conservador.

También hemos de reseñar, que de acuerdo con este informe, se procederá en las zonas de cimentación de elementos que sitúen a una cota superior a los 2.5 metros de profundidad a la sustitución de el material presente por un relleno de material granular de calidad, zahorra natural o suelo seleccionado, para mejorar las condiciones de cimentación. Esto también hace posible que el módulo de balasto se pueda mejorar, por lo que volvemos a estar del lado de la seguridad.

Por tanto, los datos empleados para los cálculos son los siguientes:

ELEMENTO	PROFUNDIDAD	Hw	NIVEL GEOTECNICO				T. MAX. AL TERRENO
			NIVEL	SUELO	T.ADM. (T/M2)	K	
POZO DE BOMBEO	7.1	3.2	MIOCENO	ARCILLAS	45	3500	14.99
ARQ TAMIZADO	0.8	0	QAL-I	ARENAS Y ARCILLAS LIMOSAS	10	3000	6.07
ARQ MEDIDA DE CAUDAL	1.3	0	QAL-I	ARENAS Y ARCILLAS LIMOSAS	10	3000	2.97
BIOLOGICO	4.5	3	QAL-II	ARENAS Y GRAVAS	40	5000	14.18
DECANTADOR	3.2	1.9	QAL-II	ARENAS Y GRAVAS	40	5000	8.86
ARQ AGUA TRATADA	3	1.45	QAL-II	ARENAS Y GRAVAS	40	3000	6.07
ARQ FANGOS	4.3	3.2	QAL-II	ARENAS Y GRAVAS	40	3000	10.67
ARQ. VACIADOS	4.1	3.2	QAL-II	ARENAS Y GRAVAS	40	3000	10.65
EDIFICIO	1	0	QAL-I	ARENAS Y ARCILLAS LIMOSAS	10	3000	4.16
SILO DE FANGOS	0.5	0	QAL-I	ARENAS Y ARCILLAS LIMOSAS	10	3000	2.77
ESPESADOR	0.5	0	QAL-I	ARENAS Y ARCILLAS LIMOSAS	10	3000	3.94

Para poder utilizar el modelo elástico es necesario adoptar un valor del módulo de elasticidad del terreno. Para ello utilizaremos correlaciones entre el valor del NPST y el modulo de elasticidad sancionados por la práctica. Entre estas relaciones encontramos las siguientes:

La E es en kp/cm ²		
RELACION ENTRE Nspt y E		
AUTOR	CORRELACION	TIPO DE MATERIAL
Beguemn	E=12(nspt+6)	gravas y arenas Nspt<15
	E=40+12(nspt-6)	gravas y arenas Nspt>15
Webb	E=5(nspt+15)	arenas finas por encima del nivel freático
	E=3,3(nspt+15)	arenas arcillosas
	E=4(nspt+12)	casos intermedios
Meigh y Nixon	E=5Nspt	limos y linos arcillosos
	E=8Nspt	arenas finas por encima del nivel freático

Para los siguientes cálculos utilizaremos la relación de Beguemm

Los asentamientos obtenidos mediante el modelo elástico y los coeficientes de seguridad frente a la flotabilidad obtenidos son los siguientes:

POZO DE BOMBEO

LX (largo)=	4.1	TENSION MAXIMA T/M2	14.99
LY (ancho)=	4.1	PESO DEL ELEMENTO	162.72
Z (altura)=	770	VALOR MEDIO NPST CIMENTACION	50
E (T/m²)	5680	ASIENTO en cm	0.97
h AGUA=	3.2	EMPUJE DEL AGUA	53.792
		F. seg. flotabilidad	3.02
Coeficiente de Balasto asignado a la cimentación K=			3500

ARQUETA REBOSE/TAMIZADO

LX (largo)=	1.95	TENSION MAXIMA T/M2	6.07
LY (ancho)=	2.5	PESO DEL ELEMENTO	
Z (altura)=	2.7	VALOR MEDIO NPST CIMENTACION	10
E (T/m²)	1920	ASIENTO en cm	0.63
h AGUA=	0	EMPUJE DEL AGUA	0
		F. seg. flotabilidad	No procede
Coeficiente de Balasto asignado a la cimentación K=			3000

ARQUETA MEDIDA DE CAUDAL

LX (largo)=	1.9	TENSION MAXIMA T/M2	2.97
LY (ancho)=	2.4	PESO DEL ELEMENTO	
Z (altura)=	1.3	VALOR MEDIO NPST CIMENTACION	10
E (T/m²)	1920	ASIENTO en cm	0.3
h AGUA=	0	EMPUJE DEL AGUA	0
		F. seg. flotabilidad	No procede
Coeficiente de Balasto asignado a la cimentación K=			3000

ARQUETA AGUA TRATADA

LX (largo)=	2.5	TENSION MAXIMA T/M2	6.07
LY (ancho)=	4.5	PESO DEL ELEMENTO	29.77
Z (altura)=	3.05	VALOR MEDIO NPST CIMENTACION	40
E (T/m2)	4480	ASIENTO en cm	0.41
h AGUA=	1.45	EMPUJE DEL AGUA	16.3125
		F. seg. flotabilidad	1.82
Coeficiente de Balasto asignado a la cimentación K=			3000

ARQUETA DE FANGOS

LX (largo)=	2.3	TENSION MAXIMA T/M2	10.67
LY (ancho)=	4.5	PESO DEL ELEMENTO	56.85
Z (altura)=	5.4	VALOR MEDIO NPST CIMENTACION	40
E (T/m2)	4480	ASIENTO en cm	0.69
h AGUA=	3.2	EMPUJE DEL AGUA	33.12
		F. seg. flotabilidad	1.72
Coeficiente de Balasto asignado a la cimentación K=			5000

ARQUETAS VACIADOS

LX (largo)=	1.5	TENSION MAXIMA T/M2	10.67
LY (ancho)=	1.5	PESO DEL ELEMENTO	22.74
Z (altura)=	4.35	VALOR MEDIO NPST CIMENTACION	40
E (T/m2)	4480	ASIENTO en cm	0.32
h AGUA=	3	EMPUJE DEL AGUA	6.75
		F. seg. flotabilidad	3.37
Coeficiente de Balasto asignado a la cimentación K=			5000

BIOLOGICO

LX (largo)=	8.3	TENSION MAXIMA T/M2	14.18
LY (ancho)=	22.3	PESO DEL ELEMENTO	931.18
Z (altura)=	5.6	VALOR MEDIO NPST CIMENTACION	40
E (T/m2)	4480	ASIENTO en cm	3.88
h AGUA=	3	EMPUJE DEL AGUA	555.27
		F. seg. flotabilidad	1.68
Coeficiente de Balasto asignado a la cimentación K=			5000

DECANTADOR

LX (largo)=	10.28	TENSION MAXIMA T/M2	8.86
LY (ancho)=	10.28	PESO DEL ELEMENTO	227.12
Z (altura)=	5.45	VALOR MEDIO NPST CIMENTACION	40
E (T/m2)	4480	ASIENTO en cm	1.83
h AGUA=	1.9	EMPUJE DEL AGUA	182.191
		F. seg. flotabilidad	1.25
Coeficiente de Balasto asignado a la cimentación K=			5000

7.- HORMIGONES

El análisis químico efectuado sobre tres muestras de suelo seco, recogidas tanto en el sondeo como en las calcatas realizadas, para detectar la presencia de sulfatos resultó negativo (exento), por lo que no se encontraron indicios de agresividad al hormigón por este compuesto en las muestras ensayadas.

Del mismo modo el análisis en el laboratorio de una muestra del agua subterránea detectada durante la ejecución del sondeo indicó una concentración de sulfatos de 228 mg/l, por lo que no resulta agresiva al hormigón por dicho compuesto.

Por tanto, según el artículo 37.3.4 de la Instrucción EHE no es necesario el empleo de cementos sulforresistentes en el hormigón.

8.- RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

8.1.- MOVIMIENTO DE TIERRAS

8.1.1.- Excavación general

En función de la profundidad de cimentación proyectada para cada uno de los elementos que constituyen la E.D.A.R., será necesario alcanzar profundidades variables entre 1,0 y 6,0 m., y a la vista de las prospecciones efectuadas y de las características de los materiales existentes en el subsuelo, se estima que la excavación se podrá realizar mediante medios mecánicos convencionales.

8.1.2.- Presencia de aguas subterráneas

Durante la excavación no se prevé afluencia de aguas en el cajeadado de los elementos de cimentación de todos aquellos elementos de la EDAR, cuya cota de cimentación se sitúe a 1,0 m. ó 4,0 m. En aquellos elementos cuya cota de cimentación se sitúe a 6,0 m. no se esperará la afluencia de aguas subterráneas procedentes del exterior del recinto apantallado debido al efecto impermeabilizante de las pantallas. No obstante, las aguas contenidas en el recinto habrán de ser evacuadas una vez que la excavación alcance la cota de aparición del nivel freático situado a 4,8 m.

A pesar de que el nivel freático del acuífero aluvial se encuentra a 4,8 m de profundidad en la parte exterior del recinto apantallado (+1,2 m por encima del fondo de excavación de las zapatas), no se espera la existencia de fenómenos de sifonamiento en el sustrato terciario debido a que los posibles niveles arenosos no presentan conexión hidráulica con dicho acuífero.

8.2.- EJECUCIÓN DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Debido a las características de los materiales, presencia de nivel freático, los muros deberán realizarse mediante bataches. Para la ejecución del cimiento de los muros de contención será necesario realizar zanjas de unos 1,5 m de profundidad a lo largo del

perímetro del fondo de excavación, situado a una profundidad de unos 4,0 ó 6,0 m (dependiendo de los casos) respecto a la cota de superficie del terreno.

Debido a que la superficie freática se encuentra situada a una profundidad de 3,8 m bajo la superficie del terreno actual, será necesario la extracción del agua subterránea de las zanjas de cimentación mediante bombas de achique antes de proceder a la operación de hormigonado del cimiento del muro.

8.3.- CIMENTACIÓN DE LAS ZAPATAS

8.3.1.- Excavación

Las excavaciones para las zapatas se realizarán a partir de la excavación general, una vez efectuada ésta y el muro de contención perimetral. Tendrán un empotramiento D de 1,0 m, y los terrenos en el que se cajearán las zapatas serán excavables mediante medios mecánicos convencionales siempre que se trate del conjunto de bolos, gravas, arenas, limos y arcillas, mientras que el cajeadado de aquellos elementos de cimentación que se sitúen sobre el basamento rocoso será necesario realizarlo mediante martillo neumático.

8.3.2.- Presencia de agua subterránea

A la vista de las condiciones hidrogeológicas del emplazamiento, se recomienda que una vez realizado el muro de contención perimetral, se efectúe la extracción del agua subterránea mediante bombas de achique, a fin de minimizar las aportaciones de agua subterráneas a los cajeados de las zapatas. No obstante, en caso de que existan aportaciones, será necesario su extracción antes de proceder a la operación de hormigonado de la misma.

8.3.3.- Aceptación del cimiento

Antes de proceder al hormigonado de las zapatas, el cimiento habrá de ser aceptado. Para ello deberá inspeccionarse la excavación y comprobarse que su fondo presenta las características y resistencia suficiente para servir de apoyo a la cimentación.

En el caso de que aparecieran discontinuidades en el terreno que pudieran debilitar el cimiento, deberán realizarse los saneos oportunos, sustituyendo el terreno suelto por hormigón hasta una profundidad del doble de la anchura de la zona débil.

8.4.- AGRESIVIDAD DEL AGUA AL HORMIGÓN

A la vista del análisis químico realizado en el sondeo S-1, las aguas subterráneas no presentan agresividad frente al hormigón (Qa), por lo que no se considera necesario atender a lo estipulado en la instrucción EHE, en la confección del hormigón estructural de aquellos elementos que se puedan encontrar en contacto con las aguas subterráneas.

9.- RESUMEN Y CONCLUSIONES

La parcela donde se proyecta construir la nueva E.D.A.R., se encuentra limitada al Suroeste por el río Ebro y al Noreste por la carretera Bu-530 (Tramo Trespaderne – Miranda de Ebro), y presenta una ligera pendiente descendente hacia el Suroeste, con cotas variables entre 542 m. y 531 m. (ver plano adjunto)

Con objeto de realizar una caracterización geológica – geotécnica de los diferentes conjuntos de materiales presentes en la zona, se ha realizado una campaña de prospecciones geotecnicas consistente en un sondeo mecánico a rotación, tres ensayos de penetración dinámica y tres calicatas donde se proyecta construir los diferentes elementos constituyentes de la E.D.A.R.

Desde el punto de vista geológico se observa la existencia de un depósito aluvial de edad Cuaternario dividido en dos cuerpos, uno superior constituido por arcillas, limos, arenas y otro cuerpo inferior constituido por gravas y arenas, bajo el que se disponen los materiales miocenos del sinclinal de Villarcayo, representados por arcillas arenosas, margas y areniscas de colores blanquecinos.

Concretamente se puede reconocer la siguiente columna litológica en la zona investigada:

De 0,0 m. a 0,5 m	SUELO VEGETAL areno limoso de color marrón claro.
De 0,5 m a 2,5 – 3,0 m.	ARENAS LIMO ARCILLOSAS, poco compactas de color ocre y marrón. Este conjunto de materiales constituye el nivel superior de los depósitos aluviales cuaternarios (Q_{AL-1}).
De 2,5 – 3,0 m a 5,5 – 6,0 m.	ARENAS Y GRAVAS, medianamente densas de color ocre. Este conjunto de materiales constituye el nivel inferior de los depósitos aluviales cuaternarios (Q_{AL-2}).
A partir de 5,5 – 6,0 m	ARCILLAS ARENOSAS, MARGAS Y ARENISCAS muy compactas de color blanquecino.

Desde el punto de vista hidrogeológico, se ha detectado la presencia de un nivel de agua subterránea, a la profundidad de 4,8 m. bajo la cota de superficie del terreno, el cual no afectará ni al cajado de los elementos de cimentación, ni a los vaciados de aquellos elementos proyectados que presenten la cota de cimentación a 1,0 m. y 4,0 m.

Consideraremos que en todas aquellas zonas donde se tengan que situar elementos cuya profundidad de cimentación sea inferior a la cota donde se sitúan las arenas limo arcillosas, es decir, entre los 0 y los 2,5m, se procederá a sustituir el material presente por un material granular de calidad, ya bien sean zahorras naturales o suelos seleccionados. Para proceder a esta sustitución se procederá a eliminar una superficie de forma que se garantice un adecuado reparto de cargas al estrato inferior, para ello desde los bordes de la cimentación se

marcara una zona de distribución de cargas mediante un ángulo de reparto de 30°. Esta superficie se excavará con el talud 1H: 2V definido para este material limo arcilloso

Consideramos que todos aquellos elementos constructivos de la E.D.A.R., cuya cota de cimentación se sitúe a la profundidad de 1,0 m., se pueden cimentar superficialmente sobre el conjunto de arenas limo arcillosas o el material de sustitución, mediante zapatas aisladas, corridas o arriostradas. La capacidad portante del conjunto de arenas limo arcillosas, a la profundidad de 1,0 m., es de 1,0 Kp/cm² para zapatas cuadradas de 2,0 m. Los asientos totales serán de 23 mm, de los cuales 16 mm se producirán de manera instantánea.

Consideramos que todos aquellos elementos constructivos de la E.D.A.R., cuya cota de cimentación se sitúe a la profundidad de 4,0 m., se pueden cimentar superficialmente sobre el conjunto de gravas y arenas, mediante zapatas aisladas, corridas o arriostradas. La capacidad portante del conjunto de arenas limo arcillosas, a la profundidad de 4,0 m., es de 4,0 Kp/cm² para zapatas cuadradas de 2,0 m. Los asientos totales serán de 15 mm, de los cuales 11 mm se producirán de manera instantánea.

Consideramos que todos aquellos elementos constructivos de la E.D.A.R., cuya cota de cimentación se sitúe a la profundidad de 6,0 m., se pueden cimentar superficialmente sobre el conjunto de arcillas arenosas, margas y areniscas, mediante zapatas aisladas, corridas o arriostradas. La capacidad portante del conjunto de arenas limo arcillosas, a la profundidad de 6,0 m., es de 4,5 Kp/cm² para zapatas cuadradas de 2,0 m. Los asientos totales serán de 21 mm, de los cuales 15 mm se producirán de manera instantánea.

La existencia de elementos de la E.D.A.R., cuya cota de cimentación está proyectada a 6,0 m. bajo la cota de superficie del terreno, es decir 1,2 m. bajo la cota de aparición del nivel freático, hace necesario realizar la excavación al abrigo de un muro pantalla, el cual deberá alcanzar la profundidad de 9,0 m., es decir empotrarse 3,0 m. en el conjunto de materiales Miocenos del Sinclinal de Villarcayo.

En lo referente a las cargas de hundimiento del muro pantalla se obtienen los siguientes valores de resistencias unitarias, por el fuste y por la punta para las diferentes capas que atravesarán dichas pantallas:

Unidad	Prof.	Resist. unitaria (KPa)		Q hundimiento (t)			Q _{ad} (t)
		Punta	Fuste	Punta	Fuste	Total	
Q _{AL} (1)	0-2,5	0,0	30,0	0,0	30	30	319 Tn
Q _{AI} (2)	2,5-6,0	0,0	100,0	0,0	140	140	
Villarcayo	6,0-9,0	280,0	65,0	504	156	660	

Para el dimensionado de los muros y a efectos de cálculo de empujes pueden adoptarse los siguientes parámetros medios del terreno.

UNIDAD	Profundidad (m)	Densidad aparente (KN/m ³)	Cohesión (kPa)	Ángulo roz. interno (°)
Arenas limo arcillosas	0 a 2,5/3,0	18	15	29

Gravas y arenas	2,5/3,0 a 5,5/6,0	21	0	39
Arcillas arenosas, margas y areniscas	> 5,5 – 6,0	20	60	25

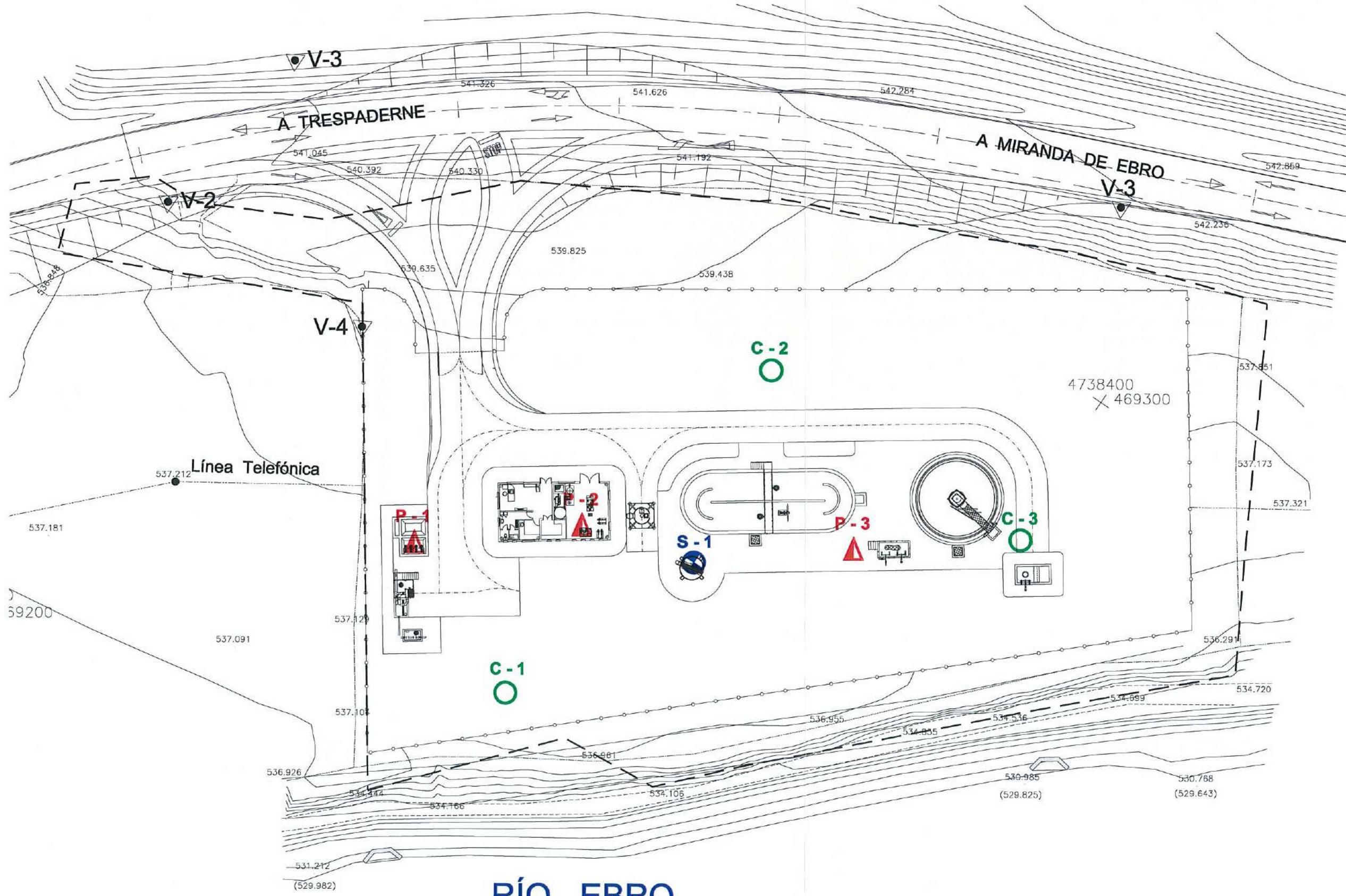
El análisis de estabilidad ha permitido deducir que el vaciado de aquellos elementos cuya cota de cimentación se sitúe a 4,0 m., serán estables, durante el periodo lógico de ejecución de la obra para el siguiente talud:

- o Un primer tramo de 2,5 – 3,0 m. de espesor, que abarque el suelo vegetal y el conjunto de arenas limo arcillosas (depósito aluvial), será estable para pendientes de talud 1H:2V.
- o Un segundo tramo de 1,0 – 1,5 m. de espesor, que abarque el conjunto de gravas y arenas (deposición aluvial), el cual será estable para pendientes de talud 1H:1V.
- o La excavación de los vaciados y del cajado de los elementos de cimentación, para los diferentes componentes de los que constará la futura E.D.A.R., se puede realizar mediante medios mecánicos convencionales.

No consideramos necesario el uso de cementos especiales (sulforesistentes) en la confección del hormigón de aquellos elementos que vayan a estar en contacto tanto con el terreno, como con las aguas freáticas (subterráneas); puesto que ambos presentan un contenido en sulfatos bajo y por lo tanto no son agresivos frente al hormigón.

10.- PLANOS

10.1.- SITUACION DE LOS TRABAJOS DE CAMPO



RÍO EBRO

SITUACIÓN DE PROSPECCIONES GEOTÉCNICAS LEYENDA

- P-1 = ENSAYO DE PENETRACION DINÁMICA
- S-1 = SONDEO
- C-1 = CALICATA

REFERENCIA: 07.001.02
 DIB.: J.A.T.C.
 APR.: D.M.P.
 FICHERO

 Junta de Castilla y León CONSEJERÍA DE MEDIO AMBIENTE Dirección General de Infraestructuras Ambientales	FECHA	JUNIO - 2008
	CLAVE	560 - BU - 606 / P
PROYECTO TRESPADERNE. EMISARIO Y E.D.A.R.	PLANO	GEOTECNIA PLANTA GENERAL
EMPRESAS CONSULTORAS, LITE:  	LOS AUTORES DEL PROYECTO	Nº DE PLANO: A - 6 ESCALA 1 / 500 HOJA 1 DE 1 ORIGINAL A-3

11.- APÉNDICES

11.1.- APENDICE.- REGISTRO DE CALICATAS



GEOTECNIA

SOLICITANTE: CRC - PAYD U.T.E. EMISARIOS

OBRA: FUTURA ESTACIÓN DEPURADORA AGUAS RESIDUALES
TRESPADERNE (BURGOS)

CALICATA C-1.			
CORTE GEOLÓGICO	COTA	N. F.	DESCRIPCIÓN
	0,30 m		SUELO VEGETAL arenoso limoso, de color marrón.
	2,90 m		ARENAS ARCILLOSAS medianamente compactas de color ocre amarillento, con algún canto calizo.

Nota: La simbología empleada en la columna estratigráfica únicamente facilita la diferenciación entre litologías.

Consta la firma

Fdo:XXXXXXXXX
Ldo. en C.C. Geológicas



Valladolid a 11 de noviembre de 2007

Consta la firma

Fdo: xxxxxxxxxx
Ldo en C.C. Geológicas.
Director-Técnico.

C/ Turquesa, Nº 18 - (Pol. San Cristóbal) • Telf. 983 30 22 77 • Fax 983 30 25 77 • 47012 VALLADOLID
geotecnia@ceseco.com



GEOTECNIA

SOLICITANTE: CRC - PAYD U.T.E. EMISARIOS

OBRA: FUTURA ESTACIÓN DEPURADORA AGUAS RESIDUALES
TRESPADERNE (BURGOS)

CALICATA C-2.			
CORTE GEOLÓGICO	COTA	N. F.	DESCRIPCIÓN
	0,40 m		SUELO VEGETAL arena limoso, de color marrón.
	2,90 m		ARENAS ARCILLOSAS medianamente compactas de color ocre amarillento, con algún canto calizo.

Nota: La simbología empleada en la columna estratigráfica únicamente facilita la diferenciación entre litologías.

Valladolid a 11 de noviembre de 2007

Consta la firma

Fdo: xxxxxxxx
Ldo. en C.C. Geológicas



Consta la firma

xxxxxxx
Ldo en C.C. Geológicas.
Director-Técnico

C/ Turquesa, Nº 18 • (Pol. San Cristóbal) • Teléf. 903 30 22 77 • Fax: 903 30 25 77 • 47012 VALLADOLID
geotecnia@ceseco.com



GEOTECNIA

SOLICITANTE: CRC - PAYD U.T.E. EMISARIOS

OBRA: FUTURA ESTACIÓN DEPURADORA AGUAS RESIDUALES
TRESPADERNE (BURGOS)

CALICATA C-3.			
CORTE GEOLÓGICO	COTA	N. F.	DESCRIPCIÓN
	0,40 m		SUELO VEGETAL areno limoso, de color marrón.
	2,80m		ARENAS ARCILLOSAS medianamente compactas de color ocre amarillento, con algún canto calizo.
	3,00 m		GRAVAS Y ARENAS medianamente densas de color ocre.

Nota: La simbología empleada en la columna estratigráfica únicamente facilita la diferenciación entre litologías.

Consta la firma

Fdo: XXXXXXXXX
Ldo. en C.C. Geológicas



Valladolid a 11 de noviembre de 2007

< Consta la firma

Fdo: XXXXXXXXX
Ldo en C.C. Geológicas.
Director-Técnico.

C/ Turquesa, Nº 18 • (Pol. San Cristóbal) • Tel. 983 30 22 77 • Fax 983 30 25 77 • 47012 VALLADOLID
geotecnia@ceseco.com

11.2.- APENDICE.- REGISTRO DE SONDEOS



GEOTECNIA

SOLICITANTE: C.R.C.-P.A.Y.D. U.T.E. EMISARIOS
 OBRA O ESTUDIO: E.D.A.R. de Trespaderne, (Burgos)
 LOCALIZACIÓN: Sondco 1 (S-1)
 FECHA: Noviembre 2007

PROF (m)	CORTE	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Tipo	S PENETRACION N° golpes 15cm	GRANULOMETRIA 5mm 20mm %/60mm	PLASTIC L.L. I.P.	HUMI (%)	SULF (%)	D SECA (g/cm³)	C SIMPLE (kg/cm²)	C DIRECTO (kg/cm²)
0		SUELO VEGETAL									
1		ARENAS con algo de arcilla y gravilla, de color marrón y plasticidad baja									
2											
3		GRAVAS cuarcíticas subredondeadas, de tamaño variable entre 1 y 6 cm, con abundante matriz arenos-arcillosa.	S.P.T.	12+22+25+25	50.5 38.1 10.9	No Plástico		0.00			
4											
5		ARCILLAS margosas con algunos nódulos carbonatados, de color verdoso.	S.P.T.	27+50R/3cm							
6											
7											
8		ARENISCA con intercalaciones de niveles de arcilla limosa con algo de arena, de plasticidad baja y de color verdoso.	T.A. S.P.T.	5R/4cm	100.0 100.0 83.7	28.8 14.5	6.67	0.04	2.24	35.3	
9											
10											

S.P.T.: Penetración Standard.
 I.P.: Inalterada a Percusión.
 T.A.: Testigo de Avance Parafinado.
 I.R.: Inalterada a Rotación.

Nivel freático (m.): 4.80
 Análisis de agua para agresividad al hormigón:
 - Sulfatos (mg/l) = 78.2 - pH = 7.84 - Res. Seco 110 °C (mg/l) = 524
 - Magnesio (mg/l) = 27.5 - Amonio (mg/l) = 0.10 - CO₂ libre (mg/l) = 6.1

OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	LABORATORIO GEOTECNICO
* Tramo de 3.00 a 5.80 m. BAUMANN GULLY, (ml/kg): 0		Consta la firma
	Fdo: XXXXXXXXXX	XXXXXXXXXX



GEOTECNIA

SOLICITANTE: C.R.C.-P.A.Y.D. U.T.E. EMISARIOS
 OBRA O ESTUDIO ...: E.D.A.R. de Trespaderne. (Burgos).
 LOCALIZACIÓN: Sondeo I (S-1)
 FECHA: Noviembre 2007

PROF (m)	CORTE	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Tipo	E. PENETRACIÓN Nº golpes 45cm	GRANULOMETRÍA % más 20mm 0.075mm	PLÁSTICI L.L. L.P.	HRUM %	SULF %	D. SECA (g/cm ³)	C. SIMPLE (kg/cm ²)	C. DIRECTO (kg/cm ² x %)
10-		ARCILLAS margosas, muy compactas, de color verdoso-ocre.									
11-											
12-			T.A. S.P.T.	50R/3							
13-											
14-											
15-											
16-											
17-											
18-											
19-											
20-											

S.P.T.: Penetración Standard.
 I.P.: Inalterada a Percusión.
 T.A.: Testigo de Avance Profundo.
 L.R.: Inalterada a Rotación.

Nivel Freático (m.): 4.80
 Análisis de agua para agresividad al hormigón:
 Sulfatos (mg/l) = 78.2 pH = 7.84 Res. Seco 110 °C (mg/l) = 524
 - Magnesio (mg/l) = 27.5 - Amonio (mg/l) = 0.10 - CO₂ libre (mg/l) = 6.1

OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	EL DIRECTOR TÉCNICO
	Fds. XXXXXXXXX	XXXXXXX

Consta la firma

11.3.- APENDICE.- REGISTRO DE PENETROMETROS

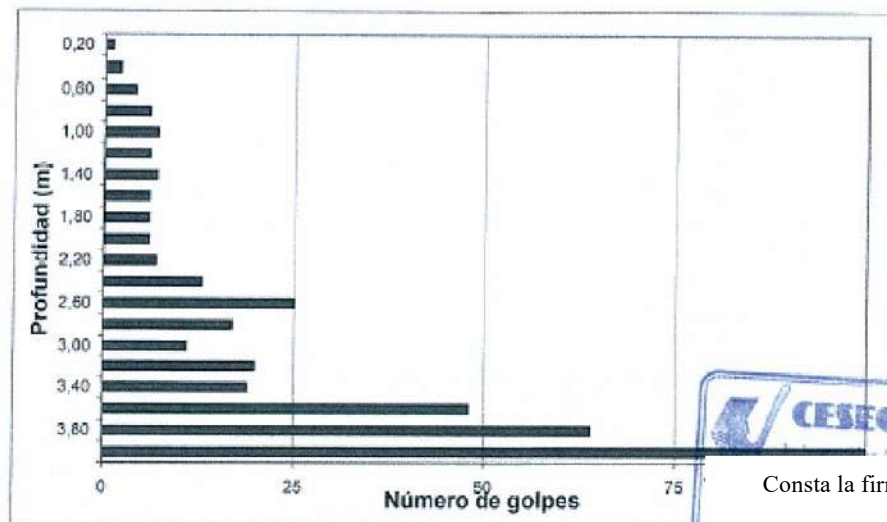


GEOTECNIA

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA TIPO D.P.S.H. N° 1

CLIENTE: CRC-PAYD U.T.E. EMISARIOS	PESO MAZA: 63,5 Kg
OBRA: FUTURA E.D.A.R.	SECCION PUNTAZA: 20,00 cm ²
SITUACION: TRESPADERME (BURGOS)	ALTURA CAIDA: 75 cm
FECHA: DICIEMBRE 2.007	PENETRACION: 20 cm

Prof. (m)	Nº Golpes	Prof. (m)	Nº Golpes	Prof. (m)	Nº Golpes
0,20	1	5,20		10,20	
0,40	2	5,40		10,40	
0,60	4	5,60		10,60	
0,80	6	5,80		10,80	
1,00	7	6,00		11,00	
1,20	8	6,20		11,20	
1,40	7	6,40		11,40	
1,60	6	6,60		11,60	
1,80	6	6,80		11,80	
2,00	8	7,00		12,00	
2,20	7	7,20		12,20	
2,40	13	7,40		12,40	
2,60	25	7,60		12,60	
2,80	17	7,80		12,80	
3,00	11	8,00		13,00	
3,20	20	8,20		13,20	
3,40	19	8,40		13,40	
3,60	48	8,60		13,60	
3,80	64	8,80		13,80	
4,00	100	9,00		14,00	
4,20		9,20		14,20	
4,40		9,40		14,40	
4,60		9,60		14,60	
4,80		9,80		14,80	
5,00		10,00		15,00	



CESECO, S.A.
Consta la firma

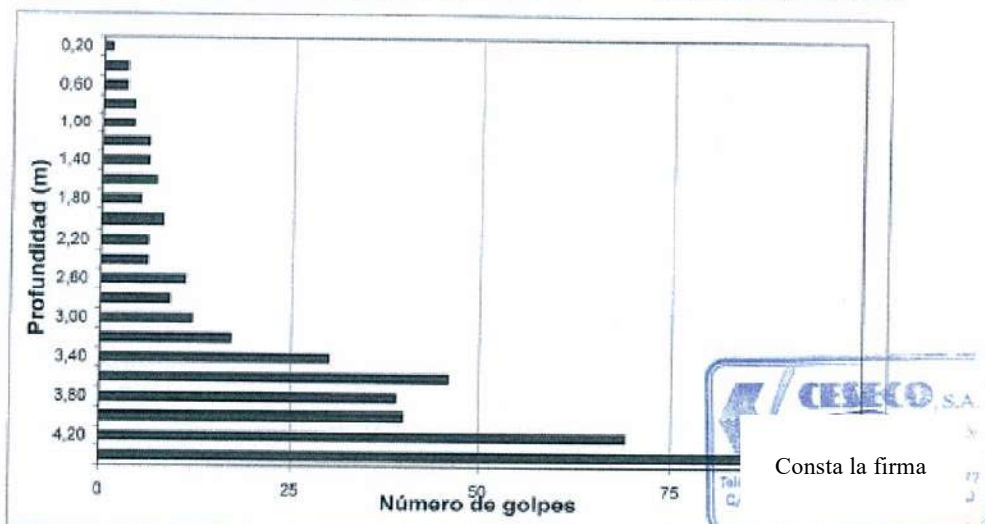


GEOTECNIA

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA TIPO D.P.S.H. N° 2

CLIENTE: CRC-PAYD U.T.E. EMISARIOS	PESO MAZA: 63,5 Kg
OBRA: FUTURA E.D.A.R.	SECCION PUNTAZA: 20,00 cm ²
SITUACION: TRESPADERME (BURGOS)	ALTURA CAIDA: 75 cm
FECHA: DICIEMBRE 2.007	PENETRACION: 20 cm

Prof. (m)	Nº Golpes	Prof. (m)	Nº Golpes	Prof. (m)	Nº Golpes
0,20	1	5,20		10,20	
0,40	3	5,40		10,40	
0,60	3	5,60		10,60	
0,80	4	5,80		10,80	
1,00	4	6,00		11,00	
1,20	6	6,20		11,20	
1,40	6	6,40		11,40	
1,60	7	6,60		11,60	
1,80	5	6,80		11,80	
2,00	8	7,00		12,00	
2,20	6	7,20		12,20	
2,40	6	7,40		12,40	
2,60	11	7,60		12,60	
2,80	9	7,80		12,80	
3,00	12	8,00		13,00	
3,20	17	8,20		13,20	
3,40	30	8,40		13,40	
3,60	46	8,60		13,60	
3,80	39	8,80		13,80	
4,00	40	9,00		14,00	
4,20	69	9,20		14,20	
4,40	100	9,40		14,40	
4,60		9,60		14,60	
4,80		9,80		14,80	
5,00		10,00		15,00	



CESECO S.A.
Consta la firma

PI
DI



C/ Turquesa, Nº 10 • (Pol. San Cristóbal) • Telf. 983 30 22 77 • Fax 983 30 25 77 • 47012 VALLADOLID
geotecnia@ceseco.com

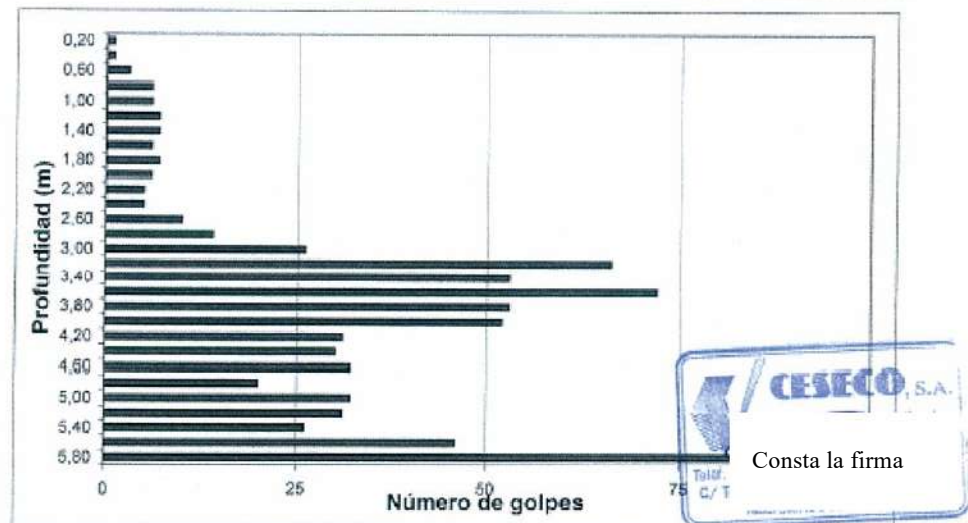


GEOTECNIA

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA TIPO D.P.S.H. Nº 3

CLIENTE: CRC-PAYD U.T.E. EMISARIOS	PESO MAZA: 63,5 Kg
OBRA: FUTURA E.D.A.R.	SECCIÓN PUNTAZA: 20,00 cm ²
SITUACION: TRESPADERME (BURGOS)	ALTURA CAIDA: 75 cm
FECHA: DICIEMBRE 2.007	PENETRACION: 20 cm

Prof. (m)	Nº Golpes	Prof. (m)	Nº Golpes	Prof. (m)	Nº Golpes
0,20	1	5,20	31	10,20	
0,40	1	5,40	26	10,40	
0,60	3	5,60	46	10,60	
0,80	6	5,80	100	10,80	
1,00	6	6,00		11,00	
1,20	7	6,20		11,20	
1,40	7	6,40		11,40	
1,60	6	6,60		11,60	
1,80	7	6,80		11,80	
2,00	6	7,00		12,00	
2,20	5	7,20		12,20	
2,40	5	7,40		12,40	
2,60	10	7,60		12,60	
2,80	14	7,80		12,80	
3,00	26	8,00		13,00	
3,20	68	8,20		13,20	
3,40	53	8,40		13,40	
3,60	72	8,60		13,60	
3,80	53	8,80		13,80	
4,00	52	9,00		14,00	
4,20	31	9,20		14,20	
4,40	30	9,40		14,40	
4,60	32	9,60		14,60	
4,80	20	9,80		14,80	
5,00	32	10,00		15,00	



C/ Turquesa, Nº 10 • (Pol. San Cristóbal) • Telf. 983 30 22 77 • Fax 983 30 25 77 • 47012 VALLADOLID
geotecnia@ceseco.com

11.4.- APENDICE.- ENSAYOS DE LABORATORIO

REF.	1
TIPO DE MUESTRA	TRAMO
SONDEO	S-1

ANÁLISIS D	N.F.	4.80
SON. DEO	S-1	

DESERVA	
---------	--

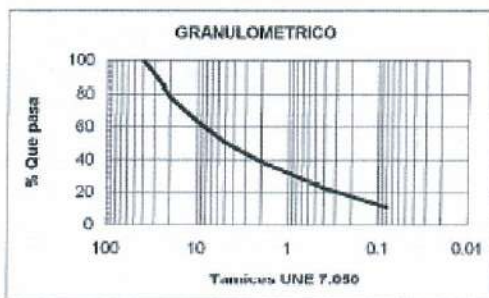
C/ Turquesa, Nº 18 - (Pol. San Cristóbal) • Telf. 983 30 22 77 • Fax 983 30 25 77 • 47012 VALLADOLID
geotecnia@ceseeco.com



GEOTECNIA

INFORME DE ENSAYOS EN MUESTRAS DE SONDEOS

Nº REF.: SON-152/07	Muestreo en obra <input checked="" type="checkbox"/>
SOLICITANTE: C.R.C.-P.A.Y.D. U.T.E. EMISARIOS	Facilitada por el peticionario <input type="checkbox"/>
OBRA O ESTUDIO ..: E.D.A.R. de Trespaderne, (Burgos).	
LOCALIZACION: Sondeo 1 (S-1) de 3.00 a 5.80 m.	
TIPO DE MUESTRA: Tramo.	
FECHA DE TOMA...: Noviembre 2007	Fecha de informe: 08/01/2008

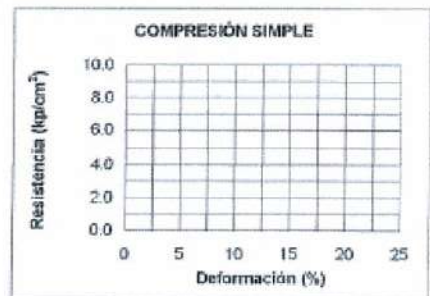


LIMITES DE ATTERBERG: UNE 103.103; 103.104	
Límite líquido; UNE 103.103	
Límite plástico; UNE 103.104	
Índice de plasticidad	N.P.

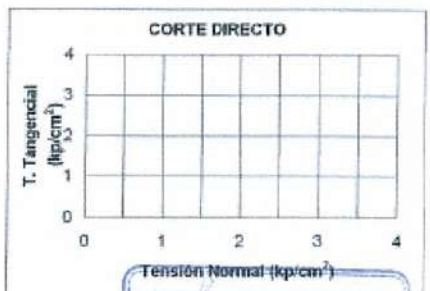
HUMEDAD NATURAL (%); UNE 103.300	
BAUMANN GULLY (ml/kg)	0
CARBONATOS (% CO ₂ , Ca); UNE 103.200	
SULFATOS (% SO ₄); UNE 103.201	0.06
PRES. HINCHAM. (kg/cm ²); UNE 103.602	
DENSIDAD SECA (g/cm ³); UNE 103.301	

Tamiz (mm.)	100	80	63	50	40	25	20	10	5	2	0.40	0.08
Cernido (%)	100.0	85.8	78.1	63.3	50.5	38.8	22.4	10.9				

ROTURA A COMPRESIÓN SIMPLE: UNE 103.400	
Densidad Seca (g/cm ³)	
Humedad Natural (%)	
Diámetro (mm.)	
Altura (mm.)	
Resistencia (kp/cm ²)	
Deformación (%)	



ENSAYO DE CORTE DIRECTO: UNE 103.401				
Pto Nº	Humed. (%)	D Seca (g/cm ³)	Tensión Normal (kp/cm ²)	Tensión Tang. (kp/cm ²)
Cohesión (kp/cm ²)				
Ángulo de Rozamiento Interno (φ°)				
Tipo de ensayo:				



CLASIFICACION DEL MATERIAL	
CASAGRANDE	SM/SP
A.A.S.H.T.O.	A-1-a
INDICE DE GRUPO	0

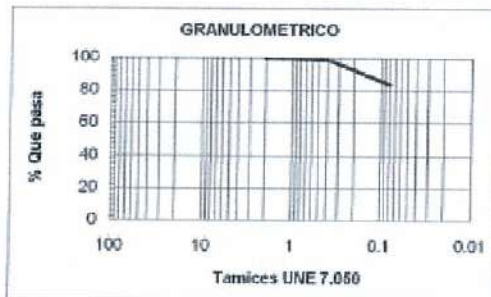
OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	Vº Bº EL DIRECTOR TÉCNICO
N.P.=NO PLASTICO	Fdo.: xxxxxxxx	Consta la firma xxxxxxx



GEOTECNIA

INFORME DE ENSAYOS EN MUESTRAS DE SONDEOS

Nº REF.: SON-152/07	Muestreo en obra <input checked="" type="checkbox"/>
SOLICITANTE: C.R.C.-P.A.Y.D. U.T.E. EMISARIOS	Facilitada por el peticionario <input type="checkbox"/>
OBRA O ESTUDIO ..: E.D.A.R. de Trespaderne, (Burgos).	
LOCALIZACION ..: Sondeo 1 (S-1) de 8.75 a 9.00 m.	
TIPO DE MUESTRA: Testigo de Avance Parafinado (T.A.)	
FECHA DE TOMA...: Noviembre 2007	Fecha de informe: 08/01/2008



LÍMITES DE ATTERBERG; UNE 103.103, 103.104	
Límite líquido; UNE 103.103	28.8
Límite plástico; UNE 103.104	14.3
Índice de plasticidad	14.5

HUMEDAD NATURAL (%); UNE 103.300	6.67
BAUMANN GULLY (ml/kg)	
CARBONATOS (% CO ₂ , Ca); UNE 103.200	
SULFATOS (% SO ₄); UNE 103.201	0.04
PRES. HINCHAM. (kg/cm ²); UNE 103.602	
DENSIDAD SECA (g/cm ³); UNE 103.301	2.24

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO UNE 103.101												
Tamiz (mm.)	100	80	63	50	40	25	20	10	5	2	0.40	0.08
Cernido (%)										100.0	98.7	83.7

ROTURA A COMPRESIÓN SIMPLE; UNE 103.400	
Densidad Seca (g/cm ³)	2.24
Humedad Natural (%)	6.67
Diámetro (mm.)	72
Altura (mm.)	148
Resistencia (kp/cm ²)	35.3
Deformación (%)	5.2



ENSAYO DE CORTE DIRECTO; UNE 103.401				
Pto Nº	Humed.	D Seca	Tensión Normal	Tensión Tang.
(Nº)	(%)	(g/cm ³)	(kp/cm ²)	(kp/cm ²)
Cohesión (kp/cm ²)				
Angulo de Rozamiento Interno (φ)				
Tipo de ensayo:				



CLASIFICACION DEL MATERIAL	
CASAGRANDE	CL
A.A.S.H.T.O.	A-6
INDICE DE GRUPO	10

OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	Vº Bº EL DIRECTOR TECNICO
		Consta la firma
	Fdo.: XXXXXXXXX	XXXXXXXXXX



GEOTECNIA

E.D.A.R. EN TRASPADERNE (BURGOS)

CATA N°	GRANULOMETRIA POR TAMIZADO (Tamiz n° en mm.)									LIMITES DE ATTERBERG			SULFATOS (%)	CLASIFICACIÓN		
	50	40	25	20	10	5	2	0.40	0.080	LL	L.P.	I.P.		Casagrande	A.A.S.H.T.O.	Indice Grupo
C-1						100.0	99.1	88.5	56.0				0.061			
C-2					100.0	97.3	93.8	87.4	42.1	NO PLÁSTICO			0.050	SM	A-4	1
C-3		100.0	98.9	82.4	70.8	62.6	56.7	47.3	31.6	23.2	16.7	6.5	0.052	SM/SC	A-2-4	0

OBSERVACIONES

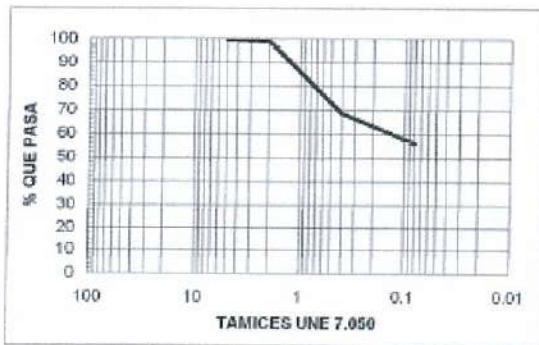
Vº Bº EL DIRECTOR TÉCNICO
Consta la firma
XXXXXXXXXX



GEOTECNIA

INFORME DE SUELOS

TRABAJO N°	X-117/07	Muestreo en obra <input checked="" type="checkbox"/>
SOLICITANTE	CRC PAYD U.T.E. EMISARIO	Facilitada por el peticionario <input type="checkbox"/>
OBRA O ESTUDIO	E.D.A.R. en Traspaderne (Burgos)	
LOCALIZACIÓN	Calicata-1 (C-1)	
TOMA DE MUESTRA	11/12/2007	Fecha de informe: 08/01/2008



LÍMITES DE ATTERBERG; UNE 103.103, 103.104	
Límite líquido; UNE 103.103	
Límite plástico; UNE 103.104	
Índice de plasticidad	

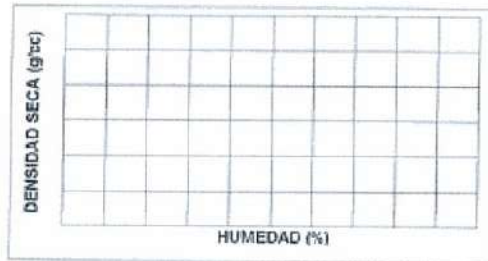
SULFATOS SOLUBLES (%); UNE 103.201	0.061
MATERIA ORGÁNICA (%); UNE 103.204	
CARBONATOS (% CO ₂ Ca); UNE 103.200	
DENSIDAD SECA (g/cm ³); UNE 103.301	

EXPANSIVIDAD EN APARATO LAMBE; UNE 103.600	
Índice de hinchamiento (kg/cm ²)	
Cambio de volumen potencial	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO UNE 103.101															
Tamiz (mm.)	125	100	80	63	50	40	25	20	10	5	2	0.40	0.08		
Cernido (%)												100.0	99.1	68.5	56.0

PROCTOR NORMAL; UNE 103.500	
Densidad Seca Máx. (g/cc)	
Humedad Óptima (%)	

C.B.R. DE LABORATORIO; UNE 103.502	
Energía Compactación (%)	
Índice C.B.R.	
Compactación (%)	
Densidad (g/cc)	
Humedad (%)	
Hinchamiento (%)	
Absorción (%)	
Índice C.B.R. al 100%	



CLASIFICACION DEL MATERIAL	
CASAGRANDE	
A.A.S.H.T.O.	
INDICE DE GRUPO	
PG-3	
TIPO DE EXPLANADA	

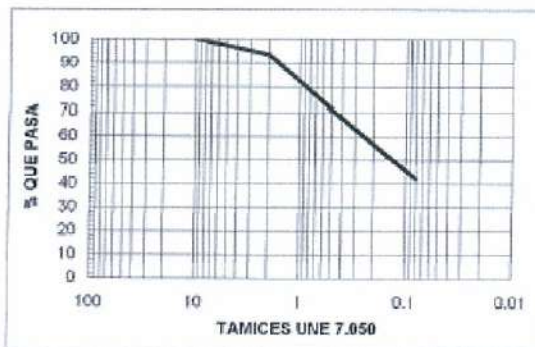
OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	Vº Bº EL DIRECTOR TÉCNICO
	Fdo.: xxxxxxxx	xxxxxxx



GEOTECNIA

INFORME DE SUELOS

TRABAJO N°	X-117/07	Muestreo en obra <input checked="" type="checkbox"/>
SOLICITANTE	CRC PAYD U.T.E. EMISARIO	Facilitada por el peticionario <input type="checkbox"/>
OBRA O ESTUDIO	E.D.A.R. en Traspaderne (Burgos)	
LOCALIZACIÓN	Calicata-2 (C-2)	
TOMA DE MUESTRA	11/12/2007	Fecha de informe: 08/01/2008



LÍMITES DE ATTERBERG; UNE 103.103, 103.104	
Límite líquido; UNE 103.103	
Límite plástico; UNE 103.104	
Índice de plasticidad	N.P.

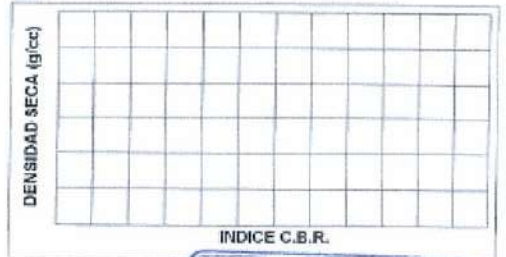
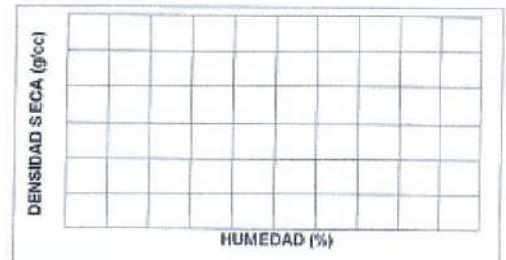
SULFATOS SOLUBLES (%); UNE 103.201	0.050
MATERIA ORGÁNICA (%); UNE 103.204	
CARBONATOS (% CO ₂ Ca); UNE 103.200	
DENSIDAD SECA (g/cm ³); UNE 103.301	

EXPANSIVIDAD EN APARATO LAMBE; UNE 103.600	
Índice de hinchamiento (kg/cm ²)	
Cambio de volumen potencial	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO UNE 103.101													
Tamiz (mm.)	125	100	80	63	50	40	25	20	10	5	2	0.40	0.08
Ceniciento (%)									100.0	97.3	93.6	67.4	42.1

PROCTOR NORMAL; UNE 103.500	
Densidad Seca Máx. (g/cc)	
Humedad Óptima (%)	

C.B.R. DE LABORATORIO; UNE 103.502	
Energía Compactación (%)	
Índice C.B.R.	
Compactación (%)	
Densidad (g/cc)	
Humedad (%)	
Hinchamiento (%)	
Absorción (%)	
Índice C.B.R. al 100%	



CLASIFICACION DEL MATERIAL	
CASAGRANDE	SM
A.A.S.H.T.O.	A-4
ÍNDICE DE GRUPO	1
PG-3	
TIPO DE EXPLANADA	

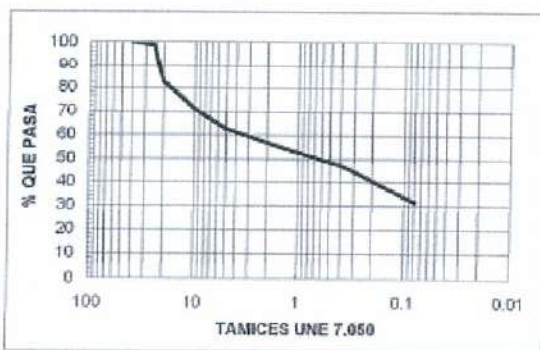
OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	Vº Bº EL DIRECTOR TÉCNICO
N.P.= NO PLÁSTICO		Consta la firma
	Fdo.: xxxxxxxxx	xxxxxxx



GEOTECNIA

INFORME DE SUELOS

TRABAJO N°	X-117/07	Muestreo en obra <input checked="" type="checkbox"/>
SOLICITANTE	CRC PAYD U.T.E. EMISARIO	Facilitada por el peticionario <input type="checkbox"/>
OBRA O ESTUDIO	E.D.A.R. en Traspaderne (Burgos)	
LOCALIZACIÓN	Calicata-3 (C-3)	
TOMA DE MUESTRA	11/12/2007	Fecha de informe: 08/01/2008



LÍMITES DE ATTERBERG; UNE 103.103; 103.104	
Límite líquido; UNE 103.103	23.2
Límite plástico; UNE 103.104	16.7
Índice de plasticidad	6.5

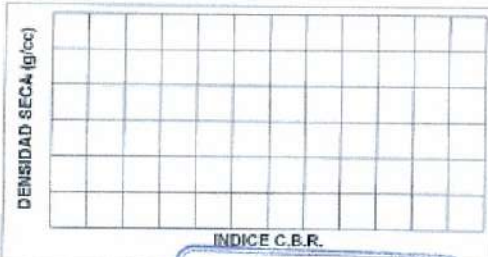
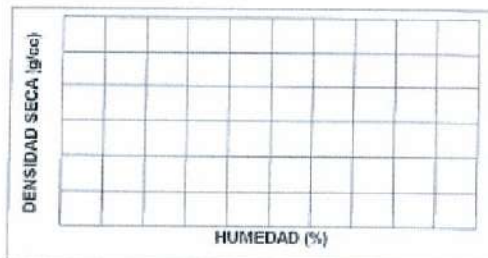
SULFATOS SOLUBLES (%); UNE 103.201	0.052
MATERIA ORGÁNICA (%); UNE 103.204	
CARBONATOS (% CO ₂ Ca); UNE 103.200	
DENSIDAD SECA (g/cm ³); UNE 103.301	

EXPANSIVIDAD EN APARATO LAMBE; UNE 103.600	
Índice de hinchamiento (kg/cm ²)	
Cambio de volumen potencial	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO UNE 103.101													
Tamiz (mm.)	125	100	80	63	50	40	25	20	10	5	2	0.40	0.08
Cernido (%)						100.0	98.9	82.4	70.8	62.6	56.7	47.3	31.6

PROCTOR NORMAL; UNE 103.500	
Densidad. Seca Máx. (g/cc)	
Humedad Óptima (%)	

C.B.R. DE LABORATORIO; UNE 103.502	
Energía Compactación (%)	
Índice C.B.R.	
Compactación (%)	
Densidad (g/cc)	
Humedad (%)	
Hinchamiento (%)	
Absorción (%)	
Índice C.B.R. al 100%	



CLASIFICACION DEL MATERIAL	
CASAGRANDE	SM/SC
A.A.S.H.T.O.	A-2-4
INDICE DE GRUPO	0
PG-3	
TIPO DE EXPLANADA	

OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	Vº Bº EL DIRECTOR TÉCNICO
		Consta la firma
	Fdo.: XXXXXXXXX	XXXXXXXXXX



GEOTECNIA

INFORME DE ANALISIS DE AGUA PARA AGRESIVIDAD AL HORMIGON

Nº REF.: SON-152/07	Muestreo en obra <input checked="" type="checkbox"/>
SOLICITANTE: C.R.C.-P.A.Y.D. U.T.E. EMISARIOS	Facilitada por el peticionario <input type="checkbox"/>
OBRA O ESTUDIO ..: E.D.A.R. de Trespaderne, (Burgos).	
LOCALIZACION: Sondeo 1 (S-1)	
NIVEL FREATICO ..: 4.80 m.	
FECHA DE TOMA...: Noviembre 2007	Fecha de informe: 08/01/2008

METODOLOGIA DEL ENSAYO

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	PROCEDIMIENTO	OBSERVACIONES
Ph	Electrometría	PNT-006	-----
Magnesio (Mg^{2+})	Valoración potenciométrica (EDTA)	PNT-062	-----
Sulfatos (SO_4^{2-})	Turbidimetría	PNT-020	-----
Amonio (NH_4^+)	Potenciometría	PNT-058	-----
Residuo seco 110 °C	Filtración - Gravimetría	PNT-008	-----
Anhídr. carbónico libre (CO_2)	Valoración potenciométrica	PNT-018	-----

RESULTADOS

ENSAYOS EFECTUADOS	RESULTADOS	UNIDAD	(1) VALOR PARAMETRICO		
			Débil	Media	Fuerte
Ph	7.84	-----	6,5-5,5	5,5-4,5	<4,5
Magnesio (Mg^{2+})	27.5	mg/l	300-1000	1000-3000	>3000
Sulfatos (SO_4^{2-})	78.2	mg/l	200-600	600-3000	>3000
Amonio (NH_4^+)	0.10	mg/l	15-30	30-60	>60
Residuo seco 110 °C	524	mg/l	150-75	75-50	<50
Anhídr. carbónico libre (CO_2)	6.1	mg/l	15-40	40-100	>100

OPINIONES E INTERPRETACIONES

(1) Instrucción EHE, valoración de la agresividad del agua al hormigón.

OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	Vº Bº EL DIRECTOR TÉCNICO
		Consta la firma
	Fdo.: XXXXXXXXX	XXXXXXXXXX

11.5.- APENDICE.- DOCUMENTACION FOTOGRAFICA



VISTA GENERAL DE LA ZONA DONDE SE INSTALARÁ LA FUTURA EDAR DESDE EL NORTE



VISTA GENERAL DE LA ZONA DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR LA EDAR DESDE EL ESTE



VISTA GENERAL DE LA ZONA DONDE SE INSTALARÁ LA FUTURA EDAR DESDE EL NORTE



VISTA GENERAL DE LA ZONA DONDE SE INSTALARÁ LA FUTURA EDAR DESDE EL OESTE



MAQUINA DE PERFORACIÓN INSTALADA EN EL SONDEO S-1



CALICATA C-1. MATERIAL EXTRAÍDO



CALICATA C-2. MATERIAL EXTRAÍDO



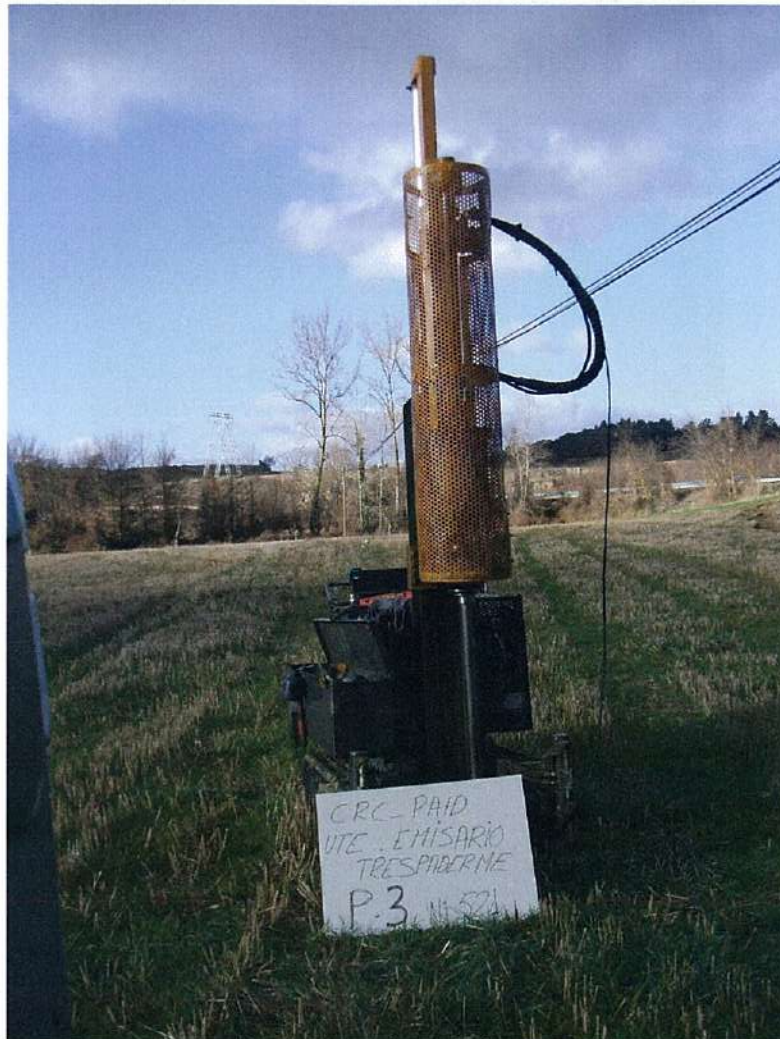
CALICATA C-3. MATERIAL EXTRAÍDO



ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA D.P.S.H. N° 1



ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA D.P.S.H. N° 2



ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA D.P.S.H. N° 3



SONDEO S-1. CAJA N° 1



SONDEO S-1. CAJA N° 2



SONDEO S-1. CAJA N° 3



SONDEO S-1. CAJA N° 4



MUESTRA ENSAYADA A COMPRESIÓN SIMPLE

