



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

1.3.5.- DE SU SITUACIÓN RELATIVA CON ACEQUIAS Y OTRAS INSTALACIONES:

Al Norte, muy próximo del linde de la parcela, (coincidiendo más o menos con la zona de emplazamiento del sondeo S-1), existe una cantera (según nuestras informaciones resultaría cantera de yeso, ver mapas de la geología en el ANEJO 2), y también aparece una línea eléctrica de alto voltaje que cruza en dirección SO-NE.

No hemos observado, en los planos de que disponemos, ninguna acequia o conducción subterránea que afecte al solar.

1.3.6.- DE LA SISMICIDAD ZONAL:

En la NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE NCSE-02 PARTE GENERAL Y EDIFICACIÓN la zona a urbanizar queda definida por los parámetros siguientes, en función del Término Municipal en el que se encuentra (ver Listado en ANEJO 1 de la citada NORMA) con los valores que se indican en el Cuadro de la página siguiente para la aceleración sísmica básica (a_b) y para el Coeficiente de Contribución: K.

El Coeficiente de Suelo necesario para el cálculo del Espectro Elástico de Respuesta se ha determinado de acuerdo con la metodología del CTE en el DBA-SE-C Epígrafe 3.3 apartado N° 4. En la extrapolación del terreno a la profundidad no investigada se tiene en cuenta, además, si es posible, los resultados que podamos disponer de sondeos cercanos, otras informaciones que estén en nuestro poder, o bien los indicios que nos pueda proporcionar la Hoja Geológica (véase 3.2).

En los Cuadros que se exponen a continuación se indican los valores extremos del coeficiente del terreno para los perfiles más favorable y más desfavorable del mismo:

DETERMINACIÓN COEFICIENTE SÍSMICO						
N° REFERENCIA TRABAJO:		06.251.01		DIRECCIÓN OBRA:		URB. DE MODIF. N°5 "ÁREA DEL PARQUE TEMÁTICO".
PROVINCIA	ALACANT					
LOCALIDAD	BENIDORM					
ACELERACIÓN SISMICA BÁSICA (a_b)	0,09 g					
COEFICIENTE CONTRIBUCIÓN (k)	1,00					
COTA SUPERIOR TERRENO (m):			202,00		FECHA: 12/03/2007	
DESIGNACIÓN ESTRATO	COTA INFE. (m)	TIPO TERRENO	NsPT EQUIV. *	COEF. SÍSMICO	ESPESOR ESTRATO	
2. LIMOS CON CANTOS	200,3	INTERM. ARENA-FINOS	26	1,52	1,7	
4. CALIZAS Y MARGAS	177,0	ROCA MEDIA	100	1,15	23,3	
4. CALIZAS Y MARGAS	172,0	ROCA MEDIA	100	1,15	5	
TERRENO SUPUESTO EXTRAÍDO DE:			HOJA GEOLÓG.			
N° INFORME:**						
VALOR MEDIO COEF. SÍSMICO:				1,17		

06.251.01 – EDIVAL, S.A. – URBANIZACIÓN MODIFICACIÓN N°5 AL PLANO ESPECIAL DIRECTOR DE USOS E INFRAESTRUCTURAS "ÁREA DEL PARQUE TEMÁTICO"- BENIDORM-FINESTRAT



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

SONDEO S-5					
COTA SUPERIOR TERRENO (m):			139,00	FECHA: 12/03/2007	
DESIGNACIÓN ESTRATO	COTA INFE. (m)	TIPO TERRENO	NSPT EQUIV.*	COEF. SÍSMICO	ESPESOR ESTRATO
1. RELLENOS	134,4	FINOS	13	1,73	4,6
2. LIMOS CON CANTOS	129,0	INTERM. ARENA-FINOS	41	1,30	5,4
2. LIMOS CON CANTOS	109,0	INTERM. ARENA-FINOS	41	1,30	20
TERRENO SUPUESTO EXTRAÍDO DE:			PROLONG. ÚLTIMO		
Nº INFORME:**					
VALOR MEDIO COEF. SÍSMICO:				1,37	

1.3.7.- MARCO GEOMORFOLÓGICO:

La zona interesada se localiza en la Hoja Nº 848/30-33 (ALTEA) del Mapa Geológico de España, a escala 1/50.000, editado por el IGME (1981), y en la Hoja Nº 73 (ALICANTE) de la serie a escala 1/200.000 de dicho Mapa.

Los suelos reconocidos en la zona, y que potencialmente podrían interesar a la superficie a urbanizar, se describen a continuación:

Cretáceo:

- **Turonense.** (C₂) Aparece en la franja montañosa de la Serra de Cortina, y podría encontrarse en las cotas más elevadas de la parcela. Se trata de un paquete calizo, azoico, en bancos gruesos y con abundantes núcleos de sílex, que en superficie son muy oscuros, con aspecto de dolomías y grises al corte.
- **Senonense.** (C₃₋₄) La serie caliza anterior se va haciendo hacia el techo más margosa, y se convierte en una serie margo-caliza, finamente tableada y endurecida, con abundantes vetas de calcita. En la falda meridional de la Sierra Cortina, estos sedimentos están bien encajados entre las calizas *turonenses* y las margas del *Maestrichtiense-Danés*, y presentan un buzamiento casi constante de 50°. Su potencia se ha podido estimar en unos 700 metros.
- **Maestrichtiense-Danés.** (C₆₋₇) En los tramos superiores de esta serie aparece un horizonte de unos cinco metros formado por una especie de conglomerado duro, con nódulos o fragmentos calizos de forma redondeada, con cemento muy escaso de igual índole. El tamaño de los elementos es irregular y desigual, pero en general de un centímetro de diámetro. La caliza es a veces oquerosa con nódulos de limonita en el interior y con muchos fragmentos de caliza fibrosa. Contiene fósiles irreconocibles recalcificados y alguna espícula gruesa de equínido. La estratificación es irregular, pero clara, en capas medianas. Sobre este nivel de caliza conglomerática aparece un tramo de margas y calizas margosas, que tienen en general un tono rosa; a veces las margas son algo verdosas, que las distingue muy bien de las senonenses, mucho mas blancas.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

Eoceno:

- **Margas.** (N) Los sedimentos eocenos de la hoja vienen representados generalmente por un nivel inferior de margas gris-amarillentas, con pequeños niveles intercalados de caliza margosa, y un nivel superior calizo, gris claro, en bancos potentes bien estratificados. En la zona de los alrededores de Benidorm, está constituido por el flysch, con margas más o menos arenosas en las que se intercalan, a veces, pequeños niveles calizos.

Cuaternario:

- Los materiales recientes ocupan una considerable extensión. Un carácter general de todo el Cuaternario, que aparece en esta hoja y que eventualmente puede comprender materiales pliocenos, es su escasa potencia. Se trataría de depósitos detríticos y clásticos en forma de piedemontes extensos que tapizan la llanura, originados por un lento movimiento regresivo continuado desde el final del Mioceno hasta nuestros días.

En la Hoja nº73 (ALICANTE) se define como Glacis y terrazas antiguas, (Q₂-Q_{2t}), mientras que la Hoja 848 de Altea define estos depósitos como *Fanglomerados groseros travertinos*, (Al). Está formado por arenas y conglomerados de cemento calizo-arcilloso, generalmente rojizo y por cantos calizos.

1.3.8.- MAPAS DE LA GUÍA PARA LA PLANIFICACIÓN DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS:

Los mapas de dicha Guía, editada por la GENERALITAT VALENCIANA (mayo de 2.000), nos informan sobre las características litológicas, geomorfológicas y geotécnicas (tipos de suelo y riesgos geotécnicos) de la zona. Se adjuntan en el ANEJO 2 a escala 1:50.000.

Se adjuntan varios mapas diferentes que proporcionan, respectivamente, información geotécnica, geológica, y de riesgos geotécnicos.

Nº MAPA	DESIGNACIÓN	RESULTADO	OBSERVACIONES
1	INFORMACIÓN GEOTÉCNICA	ZONA DE MARGAS Y CALIZAS	Calizas y Arcillas duras muy cercanas
2	RIESGOS GEOTÉCNICOS	NINGUNO	En las proximidades zona de YESOS
3	CLASIFICACIÓN LITOMORFOLÓGICA	CUATERNARIO	Muy próximo a Cobertura calcárea mesozoica, (Serra de Cortina)
4	MAPA DE MORFOLOGÍA	NO ESPECIFICAS	No adjuntamos mapa
5	RIESGOS POTENCIALES MORFOLÓGICOS	NINGUNO	No adjuntamos mapa
6	LITOLOGÍA	ALTERNANCIA DE MARGAS Y CALIZAS	



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

En su apartado 2.2.5, la Geoguía propone como tensión característica admisible inicial, para cimentación superficial en zona de MARGAS Y CALIZAS, 1000 kPa.

1.4.- SISTEMAS DE REFERENCIA DE COTAS:

En este informe se utilizan dos sistemas de referencia:

- Sistema inicial de referencia; sólo figura en las actas de sondeo = Cota de embocadura de dicha prospección.
- Sistema general en el informe. Figurará en esta memoria y en las Memorias de Sondeos: Cotas topográficas.

Con este segundo sistema resulta mucho más sencillo su cotejo con la posición de las obras proyectadas. En dicho sentido, en la tabla siguiente se recogen las cotas de embocadura de los sondeos.

SONDEO	COTA EMBOCADURA (m)
S-1	+ 202,0
S-2	+ 153,0
S-3	+ 171,0
S-4	+ 138,0
S-5	+ 139,0



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

2

TRABAJOS REALIZADOS

2.1.- TRABAJOS DE CAMPO:

2.1.1.- RESUMEN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS:

En el Plano de Emplazamiento (ANEJO 1) se han situado, sobre un plano de planta del solar, los puntos de reconocimiento realizados durante nuestra Campaña de Campo. Estos puntos se distribuyeron con las profundidades precisas para definir las profundidades activas y características bajo sus cimientos.

La Campaña de Reconocimiento ha consistido en la realización de:

- 5 SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN. En ellos, además de la extracción continua de testigo, se han tomado los ensayos in situ SPT recogidos en la tabla siguiente, junto a la longitud de las verticales estudiadas.

SONDEO	LONGITUD	TP	SPT/SPC
S-1	25,00	3	1
S-2	20,25	2	6
S-3	15,10	-	6
S-4	15,20	2	5
S-5	10,00	-	4
TOTAL	85,55 m	7	22

La profundidad de cada una de las muestras se recoge en las correspondientes memorias de sondeo (ANEJO 3).

- 10 CALICATAS. En ellas se ha alcanzado profundidad variable entre un mínimo de 0,9 m en las que se obtuvo rechazo en el nivel conglomerático, y un máximo de 3,4 m debido a la potencia de rellenos interceptada.

CATA	LONGITUD	COTA MUESTRA
C-1	2,0	1,5
C-3	2,0	1,2



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

C-4	0,9	0,6
C-5	3,4	Sin muestra
C-6	1,3	Sin muestra
C-7	2,0	1,3
C-8	1,3	0,8
C-9	1,1	0,7
C-11	3,4	Sin muestra
C-12	1,4	1,0

2.1.2.- SONDEOS MECÁNICOS:

Perforados con equipo de sondeos a rotación según las normas ASTM D-2113-99 y XP P94-202. **Las perforaciones las realizó GEOTECNIA M. ARBONA, S.L. empresa acreditada por la Conselleria d'Infraestructures i Transports en el área GTC.**

En las Actas de Sondeos, en el ANEJO 4, viene detallada la técnica específica empleada para la perforación en cada tramo (tipo de corona, diámetro de perforación, tipo de revestimiento, empleo de agua, porcentaje de recuperación, etc), así como cualquier incidencia significativa sucedida relativa a dicho trabajo de campo.

2.1.3.- TOMA DE MUESTRAS ALTERADAS:

Mediante la cuchara de cilindro partido, normalizada por Terzaghi, se ejecutaron 29 pruebas de penetración estándar, con toma de muestra, a las profundidades detalladas en las Memorias de Sondeos. En 5 de ellas no se ha tomado muestra, pues fueron ejecutadas con la variante de penetración estándar denominada con *puntaza ciega*, SPC,. Además se tomaron 7 muestras precintadas, denominadas TP.

Se simultaneó la toma de muestras registrando el número preciso para hincar los finales 30 cm de un total de 45, operación realizada a tramos de 15 cm. Este ensayo de penetración dinámica se denomina S.P.T. (Standard Penetration Test). Su técnica operativa, así como la energía y cantidad de movimiento desarrolladas por la caída libre de la maza, están normalizadas en la norma UNE 103.800-92.

En algunos puntos, dada la naturaleza del subsuelo de estudio, únicamente se han podido extraer muestras de la propia columna del sondeo (7 muestras de tubo batería, T.B.), para determinar las propiedades resistentes de la roca matriz, y sus propiedades químicas.

Examinadas las muestras tomadas, se comprobaron grados de alteración propios a su naturaleza; quedaron encuadradas en las definidas como del Tipo III en la NTE-CEG, muestras de categoría B según el CTE.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

2.1.4.- CALICATAS:

La técnica de trabajo consiste en la realización de excavaciones a cielo abierto con retroexcavadora, que permiten una observación directa del terreno, y extraer material para su identificación posterior en laboratorio. Su ejecución fue supervisada *in situ* por un técnico titulado. Se ejecutaron de profundidad variable, tomando muestras grandes (> 25 kg), para realizar los ensayos de clasificación de explanadas. En el ANEJO 3 se muestra una descripción del corte del terreno y las fotos realizadas.

2.1.5.- ESTACIONES GEOMECÁNICAS:

No ha sido posible realizarlas, porque no hay taludes abiertos en la zona. Los taludes que hay, pertenecientes a *Terra Mítica* están ocultos por un revestimiento.

Ante dicha dificultad, el buzamiento de los estratos se ha estimado a partir de los datos proporcionados por la Hoja Geológica, en la que se ofrecen tres direcciones de buzamiento, los cuales se ha tomado como las direcciones de las tres familias de diaclasas, aunque en sentido estricto esto no sea muy correcto.

2.2.- ENSAYOS DE LABORATORIO:

Las muestras de suelos fueron analizadas por el laboratorio de ensayos GEOTECNIA Y CIMENTOS, S.A. de Quart de Poblet, **acreditado en el área GTL**, de acuerdo con las normas que se mencionan en el cuadro adjunto. Los resultados de los ensayos se recogen en las ACTAS DE LABORATORIO (ANEJO 4):

				NORMATIVA			
ENSAYOS CATAS	GRUPO	ENSAYO	Nº	UNE	NLT	ASTM	EHE
	E. B. (Clasificación)	Límite plástico	7	103-104	106	D4318	
		Límite líquido	7	103-103	105	D4318	
		Granulometría	7	103-101	104	D 422	
	E. B. (Químicos)	Sulfatos solubles agua	3		114		ANEJO 5
		Contenido en materia orgánica	7	103-204			
	Otras propiedades	Proctor modificado	3	103-500	108	D1557	
		CBR de laboratorio	3	103-501	111	D1883	
		Contenido en yeso	3		115		
		Ensayo de colapso	3		254/99		



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

				NORMATIVA			
				UNE	NLT	ASTM	EHE
ENSAYOS SONDEOS	GRUPO	ENSAYO	Nº				
	E. B. (Clasificación)	Límite plástico	4	103-104	106	D4318	
		Límite líquido	4	103-103	105	D4318	
		Granulometría	7	103-101	104	D 422	
	E. B. (volumétricas)	Humedad	7	103-300	102	D2216	
		Peso específico aparente	4	103-301			
	E. B. (Resistencia)	Compresión simple	4	103-400	202	D2169	

2.3.- TRABAJOS DE GABINETE:

2.3.1.- ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y DESMONTES EN LADERAS:

Se ha dividido el área de estudio en dos zonas (ver plano de zonificación en ANEJO 1):

- Zona 1: En las cotas más altas (extremo Norte de la Calle 2).
- Zona 2 : El resto de la parcela.

La metodología ha sido distinta en cada una de las zonas. En la Zona 1 se ha utilizado el método de Bieniawski, complementado por M. Romana. Se realizan los pasos siguientes:

- a. Determinación de diversos parámetros del terreno a partir de los ensayos de campo, y laboratorio y de la información de la Hoja Geológica.
- b. Caracterización del macizo rocoso en base al índice RQD, y al índice RMR básico (corregido por orientación de diaclasas → SMR), y la correspondiente extrapolación al macizo en estudio.
- c. Puesto que se trata de una roca de gran estabilidad, correlación entre el índice SMR y las medidas de corrección de taludes a partir de tablas. Los taludes se pueden realizar verticales.
- d. Determinación de los parámetros resistentes, es decir, cohesión y ángulo de rozamiento interno, a efectos informativos, puesto que no se utilizan en el cálculo de estabilidad.

En la ZONA 2 no se puede utilizar el método del SMR, por las características del terreno. Es más adecuado el método de Bishop. El proceso en este caso es el siguiente:

- a. Determinación de los parámetros característicos del terreno, con las hipótesis dadas en 4.3.1.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

- b. Determinación de los parámetros de cálculo, minorando los valores anteriores.
- c. Determinación de la geometría de diversos taludes-tipo, que reproduzcan los que se encontrarán en los diversos tramos de estudio.
- d. En cada caso ensayo de diversos círculos de deslizamiento, hasta conseguir el talud que sea estable.

2.3.2.- SOLUCIONES DE CIMENTACIONES:

Para obras de poca importancia se determina la solución de cimentación y la tensión admisible del terreno, de manera conservadora, bien mediante fórmulas empíricas (caso de la Zona 1), bien mediante la determinación de las presiones de seguridad frente al hundimiento y presiones admisibles por asientos, en el caso de la Zona 2.

2.3.3.- CARACTERIZACIÓN DE LA EXPLANADA:

A partir de los ensayos de laboratorio específicos y por aplicación de las normativas de los Pliegos Generales de Carreteras, se determinan las tipologías de explanadas y la aceptación o no del terreno de excavación como material de empleo en terraplenes.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

3

DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS

3.1.- PERFIL LITOLÓGICO:

Definimos seguidamente la serie estratigráfica actual con los perfiles registrados en los sondeos y calicatas, adaptados al sistema de referencia de cotas definido en 1.4.

De la observación y estudio de los perfiles obtenidos, basándose en su posición relativa en las columnas estratigráficas y a la morfología que presentó, hemos podido diferenciar la siguiente serie de estratos.

3.1.1.- RELLENOS (R):

Este nivel se ha cortado únicamente en los sondeos S-4 y S-5 y en las catas C-1, C-4, C-5, C-6 y C-11. Las cotas a las que se extrae en los sondeos son las que se muestran a continuación:

SONDEO	COTA TECHO	COTA MURO	POTENCIA
S-4	+ 138,0 m	+ 137,4 m	0,6 m
S-5	+ 139,0 m	+ 134,4 m	4,6 m

Se trata de suelo limoso gris muy seco y suelto, mezclado con cantos calizos y algún bolo margoso. A tramos, también se corta un importante porcentaje de arenas gruesas y gravillas grises.

El golpeo medio de las muestras extraídas da un valor de $N_{SPT} = 18$, que se corresponde con una consistencia firme.

3.1.2.- LIMOS CON CANTOS ALTERNADOS CON COSTRA CONGLOMERADO:

Estrato muy variable, en el que se alternan tramos muy limosos sin apenas gravas ni cantos con tramos muy encostrados o carbonatados. En general, la consistencia varía entre muy firme a dura. Hay zonas que están en proceso de formación del conglomerado, formando terrones bastante cementados y de consistencia muy firme.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

Este estrato se corta en todos los sondeos y catas realizadas. Las cotas a las que se extrae son las de la tabla siguiente:

SONDEO	COTA TECHO	COTA MURO	POTENCIA
S-1	+ 202,0 m	+ 200,3 m	1,7 m
S-2	+ 153,0 m	+ 138,2 m	14,8 m
S-3	+ 171,0 m	+ 164,0 m	7,0 m
S-4	+ 137,4 m	+ 128,9 m	8,5 m
S-5	+ 134,4 m	129,0 m	5,4 m

La descripción pormenorizada es la siguiente:

SONDEO 1

- De 202,0 a 201,4 m: limos con gravas, secos de color blanquecino. Se extraen muy sueltos y con trazas de arena. No presentan plasticidad.
- De 201,4 a 200,3 m: gravas angulosas, de tamaños heterométricos sin apenas presencia de finos.

SONDEO 2

- De 153,0 a 148,6 m: costra de conglomerado formado por cantos calizos angulosos cementado en una matriz limosa de color rojizo claro. Predomina la matriz frente a los cantos. Algunos tramos están muy disgregados (aspecto de gravas).
- De 148,6 a 148,1 m: transición entre el conglomerado y los limos, que se corta como un tramo en proceso de formación del conglomerado.
- De 148,1 a 144,1 m: cantos angulosos de tamaño reducido inmersos en una abundante matriz limosa de color beige blanquecino. Secos y sin nada de cohesión.
- De 144,1 a 143,0 m: limos rosados con cantos de gravilla y nódulos de pequeño tamaño. Están bastante encostrados y secos.
- De 143,0 a 142,7 m: costra o bolo calizo
- De 142,7 a 142,1 m: Idem a tramo entre 144,1 y 143, 0 m.
- De 142,1 a 138,2 m: limos y cantos angulosos ligeramente encostrados. Los cantos son más grandes que subcapa anterior y aparece algún tramo cementado.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

SONDEO 3

- De 171,0 a 170,2 m: Gravas angulosas en matriz limosa de color rojizo. Las gravas son heterométricas, secas y sueltas (a muro forman terrones más cohesivos) y sin nada de humedad. La compacidad es media.
- De 170,2 a 167,4 m: gravillas y gravas heterométricas y angulosas en abundante matriz limosa de color rojizo blanquecino. Muy secas y sueltas. Se corta alguna costra de pequeño espesor. Con la profundidad, se pierde la matriz limosa y predominan las gravas y las costras fracturadas. Compacidad densa.
- De 167,4 a 164,7 m: gravillas y gravas en proceso de cementación (formación de conglomerado). A techo muy sueltas pero a medida que aumenta la profundidad se muestran en terrones más cementados. Color entre rojizo y más blanquecino. Forma de los granos angulosa y compacidad densa.
- De 164,7 a 164,0 m: costra blanquecina muy seca bastante pulverizada. Compacidad densa

SONDEO 4

- De 137,4 a 136,2 m: limos arenosos con cantos heterométricos, secos y sueltos, algunos conglomeráticos.
- De 136,2 a 134,25 m: costra conglomerática fracturada (RQD = 0) con algún horizonte disgregado.
- De 134,25 a 128,9 m: limos arenosos pardo anaranjados (coluvión) con cantos angulosos calizos y heterométricos. Predomina la matriz, excepto entre 131,6 y 130,2 m donde los cantos son predominantes.

SONDEO 5

- De 134,4 a 129,6 m: limos arcillosos con nódulos y cantos de color rosado anaranjado. Hasta la cota de 130,1 m están secos y sueltos formando terrones de consistencia dura. Presentan cierta plasticidad, y una consistencia muy firme. A muro predomina la matriz limosa.

La variabilidad en los golpes y en la granulometría de las muestras ensayadas en este estrato es significativa. En general, cuando la muestra presenta porcentajes de gravas cercanos al 50 %, se obtiene rechazo en los golpes. Por el contrario, la disminución de gravas, en detrimento de arenas y finos, provoca unos golpes menores, aunque nunca inferiores a los 30 golpes. Obviamente, esta variabilidad se ve reflejada en la clasificación de las muestras, que oscilan desde un limo de baja plasticidad (ML según criterios SUCS) pasando por una arena con finos (SM ó SC-SM) a una grava con finos (GM).



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

Nivel 2.a: Limos con cantos (MC)

Se han ensayado siete muestras, en las correspondientes calicatas, en las que se han obtenido características muy variables:

- El cernido (material que pasa) por el tamiz 2 UNE está entre el 18% y 61%, y el contenido de finos ha resultado entre un mínimo de 6,3% y máximo del 48,5%.
- La fracción fina presenta plasticidad con unos valores del LL entre 27 y 36 y del IP de 8,92 á 16,71 respectivamente.
- El contenido de materia orgánica ha resultado entre el 0,1 y 0,83%
- La concentración de sulfatos ha resultado entre el 0,03 y 0,05%
- La Clasificación de Casagrande define este nivel esencialmente como una “grava arcillosa”, GC, excepto en la C-4 y C-7 donde se ha clasificado como “arena limosa”(SM) y “grava arcillosa mal graduada” (GP-GC) respectivamente.
- El hinchamiento libre resulta nulo.
- El asiento en el ensayo de colapso resulta inferior al 1% de la altura inicial de la muestra.

Los resultados de los ensayos se recogen en la tabla siguiente:

MUESTRAS	CATA Cotas (m) Tipo Numero	C-1 -1,50 M.A 597/07	C-3 -1,20 M.A 598/07	C-4 -0,60 M.A 599/07	C-7 -1,30 M.A 600/07	C-8 -0,80 M.A 601/07	C-9 -0,70 M.A 602/07	C-12 -1,00 M.A 603/07
ENSAYOS BÁSICOS	% pasa 80 mm	100	100	100	100	100	100	100
	% pasa 40 mm	100	100	100	88	100	92	100
	% pasa 2 mm	61	26	57	18	22	44	48
	% pasa 0,4 mm	55	17	43	9	16	37	40
	% pasa 0,25 mm	52	15	39	8	14	35	38
	% pasa 0,08 mm	48,5	14	33,4	6,3	12,1	31,5	32,6
ENSAYOS QUÍMICOS SUELOS	LIMITES DE ATTERBERG	L.L. 18,24 I.P. 16,71	L.L. 21,14 I.P. 14,86	L.L. 34,25 I.P. 23,89	L.L. 28,55 I.P. 8,92	L.L. 27 I.P. 8,94	L.L. 32 I.P. 11,33	L.L. 33,7 I.P. 10,61
	SULFATOS (SO ₃ %)	0,03	—	—	0,05	—	0,05	—
	SALES SOLUBLES (mg/l)	0,07	—	—	0,16	—	0,2	—
OTRAS PROPIEDADES	MATERIA ORGÁNICA (%)	0,22	0,28	0,83	0,1	0,13	0,49	0,55
	PROCTOR MODIFICADO	Densidad max(g/cm ³) 1,99	—	—	2,24	—	1,99	—
	COLAPSO	Humedad opt. (%) 12,5	—	—	6,3	—	11,9	—
		Índice de colapso (%) 0,22	—	—	0,23	—	0,18	—
	C.B.R.	95 % 17	—	—	100	—	19	—
		100 % 20	—	—	170	—	36,5	—
CLASIFICACIÓN	HINCH. (%)	0	—	—	0	—	0	—
	CASAGRANDE	GC	GC	SM	GP-GC	GC	GC	GC
	ARTÍCULO 330 del PG-3	TOLERABLE	ADECUADO	ADECUADO	SELECCIONADO	SELECCIONADO	ADECUADO	ADECUADO
	NORMA 6.14-C (SÍMBOLOS)	0	1	1	3	3	1	1

A la vista de los resultados, y a partir de la clasificación de los materiales para rellenos tipo terraplén del Artículo 330 del PG-3, revisado con la O.C. 326/00, se concluye que este material se clasifica estrictamente como un suelo entre **Tolerable**, **Adecuado** y **Seleccionado**.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

Para caracterizar el suelo para su empleo como material de relleno tipo terraplén, además de las características (Art.330.3.2) y la clasificación de los materiales (Art.330.3.3), se ha de comprobar su capacidad de soporte que se mide indirectamente por el valor del índice CBR.

En el suelo tolerable ha resultado un índice CBR superior a 3, en los adecuados superior a 6, y en los seleccionados superior a 20. Según esto la utilización posible del suelo puede ocupar tanto el cimientado y núcleo de terraplén como su coronación, a excepción del suelo tolerable que por su clasificación no puede colocarse en la coronación.

3.1.3.- MARGAS ARCILLOSAS (MA):

Este nivel se corta en todos los sondeos, excepto en el S-1, a las siguientes cotas:

SONDEO	COTA TECHO	COTA MURO	POTENCIA
S-2	+138,2 m	+132,75 m	FIN SONDEO
S-3	+164,0 m	+155,9 m	FIN SONDEO
S-4	+128,9 m	+122,8 m	FIN SONDEO
S-5	+129,6 m	+129,0 m	FIN SONDEO

Se trata de unas margas arcillosas de color verdoso y muy cohesivas. La consistencia varía entre media y dura, en función de la humedad (a mayor humedad pierde consistencia). De forma pormenorizada se pueden distinguir las siguientes subcapas:

SONDEO 2

- De 138,2 a 132,75 m: margas arcillosas de color verde grisáceo. Bastante húmedas y con los finos plásticos. Presentan elevada cohesión. El interior del testigo está muy encostrado (cantos angulosos en forma de laja).

SONDEO 3

- De 164,0 a 162,2 m: margas de color verdoso, bastante fracturadas y secas. Consistencia dura. Se intercalan algunas vetas de arena de color ocre.
- De 162,2 a 161,3 m: marga caliza de color verdoso blanquecino. Se corta en cilindros de pequeño espesor o en lájas de compacidad densa.
- De 161,3 a 160,8 m: marga arcillosa, ligeramente húmeda. Bastante disgregada de color gris verdoso y consistencia media a dura.
- De 160,8 a 155,9 m: marga caliza arcillosa con alguna veta ocre de arenas. Se corta en cilindros. Los finos son plásticos y el terreno está húmedo (posible por el



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

método de extracción). De color gris verdoso y compacidad densa. A tramos, costra caliza y algún bolo.

SONDEO 4

- De 128,9 a 122,8 m: marga arcillosa gris con niveles de arenas ocre. Muy seca (grietas de desecación) y consistencia dura. Cuando aumenta la humedad se vuelve plástica. Abundantes terrones margosos pero no se aprecian niveles margo-calizos.

SONDEO 5

- De 129,6 a 129,0 m: margas arcillosas de color verdoso claro con algunas manchas blanquecinas. Muy encostradas y cohesivas. En los tramos más húmedos se presenta con más plasticidad. La consistencia es muy firme.

Los golpes ofrecen, en la mayoría de los casos, valores de *rechazo*, que se corresponden con una compacidad *muy densa*. Se han realizado dos ensayos de compresión simple de este estrato dando dos valores de resistencia bastante dispares. El primero da un valor de 740 kPa y el segundo de 184 kPa. La media de ambos valores se correlaciona con una consistencia *dura*, en buena concordancia con lo visto en la testificación.

En las muestras ensayadas se clasifica el suelo como una arcilla de baja plasticidad (CL según clasificación de Casagrande), excepto una única muestra en la que se ha clasificado como una arena limosa (SM).

3.1.4.- CALIZAS Y MARGO-CALIZAS (C-MC):

Esta capa únicamente se corta en el sondeo S-1, desde la cota de 200,3 m hasta final de sondeo. De forma pormenorizada se pueden distinguir los siguientes subniveles:

- De 200,3 a 198,2 m: roca que presenta un RQD = 10%, que se presenta en cilindros de 15 cm como máximo y alguna lascas.
- De 198,2 a 195,0 m: caliza con juntas horizontales y RQD = 90%. Aparecen dos zonas más fracturadas de unos 15 cm. aproximadamente.
- De 195,0 a 194,6 m: caliza fracturada con finos dispersos, húmedos y no plásticos.
- De 194,6 a 184,2 m: caliza con RQD = 100%.
- De 184,2 a 182,2 m: roca muy fracturada en cilindros máximos de 15 cm. con RQD = 10%.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

- De 182,2 a 177,0 m: roca de color gris oscuro, con un RQD = 60%. Juntas horizontales y a 45°.

En este estrato se han realizado dos ensayos de compresión simple en roca, con un valor medio de la resistencia de 88 MPa, que corresponde con una roca de *resistencia ALTA según la clasificación de la ISRM*.

3.2.- PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

En la reciente campaña ha quedado indeterminado, pues no se cortó en la profundidad investigada. Dada la altitud del solar y mediante interpolación de datos próximos, lo podemos estimar, con nivel de crecida, a una profundidad superior a los 15,0 m permanentemente muy alejado de las obras proyectadas.

3.3.- AGRESIVIDAD QUÍMICA:

3.3.1.- AGRESIVIDAD DEL SUELO:

En todas las muestras de suelo analizadas la concentración de sulfatos ha definido un ambiente NO AGRESIVO para la corrosión de armaduras en el hormigón armado de acuerdo a los límites establecidos por la Instrucción EHE.

3.3.2.- AGRESIVIDAD DEL AGUA FREÁTICA O DE ESCORRENTÍA SUBTERRÁNEA:

La posición del nivel freático, teniendo en cuenta sus oscilaciones frecuentes previsibles, aseguran que el agua subterránea carezca de influencia en la parte de la cimentación que posee hormigones o morteros con armadura de acero.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

4

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1.- PERFIL GEOTÉCNICO CARACTERÍSTICO:

4.1.1.- DEFINICIÓN DE PERFIL CARACTERÍSTICO:

Antes de abordar los cálculos geotécnicos correspondientes a presiones de seguridad frente al hundimiento, asentamientos, estabildades, etc. y siguiendo la línea metodológica expresada en el EUROCÓDIGO-7 debemos primeramente atribuir unos valores característicos al terreno (apartado 2.4.3 del citado Eurocódigo). Es lo que denominamos PERFIL CARACTERÍSTICO DEL TERRENO. Conceptualmente es aquél que representaría la situación más desfavorable con sólo un 5% de probabilidades de que se produjera una situación aún peor, tanto desde un punto de vista espacial (la peor vertical posible), como desde el punto de vista temporal bien durante la vida útil de la obra, o bien durante una fase constructiva (la peor situación de combinación de cargas o estado del terreno, nivel freático, etc). Engloba, por tanto, conceptos muy diversos, y por tanto difíciles de integrar.

La extensión del área de estudio nos lleva a realizar una ZONIFICACIÓN. Por simplicidad de entendimiento y de cálculo, para cada zona, hemos dividido el terreno en estratos dentro de los cuales en general supondremos constantes los parámetros de resistencia y deformación. Estos estratos normalmente coinciden con los del terreno atravesado en los reconocimientos, que acabamos de definir, pero no siempre.

Las características que se atribuyen a cada estrato deben recoger las magnitudes resistentes características, recogiendo los datos disponibles y analizando la variabilidad tanto en dirección vertical como horizontal.

4.1.2.- ZONIFICACIÓN:

De forma general, se establece la siguiente ZONIFICACIÓN del área de estudio (véase ANEJO 1):

- ZONA 1: CALIZAS – Comprende el linde Norte de la urbanización, sigue la alineación definida por la CALLE 2, entre el futuro depósito situado al Nordeste, y la vaguada de dirección N-S que marca el límite occidental de la parcela, y que cerca de la autopista se une al “Barranc del Murtal”.

Geotécnicamente, esta zona se caracteriza con el sondeo S-1, y se ha extrapolado al resto de los relieves de la “Serra Cortina”.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

- ZONA 2: COLUVIÓN / MARGAS: Corresponde al resto del área de estudio, donde la topografía del sector resulta menos abrupta que en la ZONA 1.

Geotécnicamente, esta zona se caracteriza con el resto de sondeos (sondeos S-2 a S-5) y calicatas. Todos ellos presentan un perfil del terreno que se considera regular y adaptado a la superficie del mismo.

4.2.- ZONA 1 - ANÁLISIS DE ESTABILIDAD TALUDES/LADERA Y SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN:

4.2.1.- ESTUDIO GEOMECÁNICO DEL MACIZO. ESTABILIDAD DE TALUDES:

4.2.1.1.- METODOLOGÍA: Se ha utilizado el sistema de clasificación de BIENIAWSKI, que clasifica el macizo rocoso mediante el índice RMR “*rock mass rating*”, adaptándolo para la aplicación a taludes dado por M. ROMANA, que ha establecido el sistema SMR “*slope mass rating*”, que permite estimar de una forma objetiva, aunque empírica, el factor de ajuste (que modifica al índice RMR) en función de la orientación de las discontinuidades y del talud, el método de excavación, y la forma de rotura previsible.

Como se aprecia en el ANEJO 7, el índice RMR básico es independiente de la estructura a construir y se obtiene sumando cinco parámetros definidos a partir de las variables siguientes:

- Resistencia de la matriz rocosa a compresión simple (q_c)
- RQD
- Frecuencia de las juntas (S)
- Estado de las juntas
- Agua dentro del macizo rocoso

A partir del RMR se obtiene el índice SMR para la aplicación a taludes. Los valores del RMR se modifican en función de unos factores en función de la posición relativa de las juntas respecto del plano del talud, y del método de excavación:

- F1 función de la dirección de buzamiento de juntas y talud
- F2 función del buzamiento de la junta
- F3 función del buzamiento de la junta respecto al talud
- F4 función del método de excavación

Con estos valores, se completa la ficha recogida en el ANEJO 5, y se obtiene el índice SMR, como sigue:

$$\text{SMR} = \text{RMR básico} + [(F1 * F2 * F3) + F4]$$

4.2.1.2.- ANÁLISIS ESTABILIDAD TALUDES. A partir de la clasificación del macizo rocoso de la ZONA 1, se ha obtenido el siguiente resultado, para taludes verticales o subverticales:



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

DENOMIN.	RMR (básico)	SMR (medio)	ESTABILIDAD	DESCRIPCIÓN	CLASE
TALUD Nº1	75	64/66	ESTABLE	BUENA	I Ib

4.2.1.3.- TIPO DE ROTURAS POSIBLES. Para la clasificación del talud se tiene:

- ROTURAS PLANAS: Ninguna.
- ROTURAS EN CUÑA: Algunas.
- ROTURAS POR VUELCO: Menores/Ninguna.
- ROTURAS COMPLETA: Ninguna.

4.2.1.4.- MEDIDAS DE SOSTENIMIENTO. Para la clasificación del talud se tiene:

DEDUCIDAS DEL SMR	OBSERVADAS EN TALUDES INVENTARIADOS
○ Refuerzo: Bulones y anclajes ○ Protección: Zanjas de pie, Zanjas de pie, redes y bulonaje valladas (de pie o de talud), redes puntual. y/o mallas	

Las medidas de sostenimiento recogidas en la tabla anterior, únicamente pretenden ser una guía para el proyectista, y deberán elegirse en función del estado real del talud tras su excavación.

4.2.2.- ESTABILIDAD GLOBAL DE LA LADERA:

La inestabilidad del terreno a las que nos vamos a referir es la de carácter general, esto es, la que abarca una considerable porción de terreno, extendiéndose fuera de los límites del área de estudio.

Las posibles inestabilidades se darán al variar las condiciones de contorno actuales (apertura de taludes, desmontes), combinadas con las discontinuidades y sus orientaciones. Por tanto, aparte de la posible influencia de las escorrentías, se estudian los siguientes aspectos:

- a. Estabilidad general de la ladera por debajo del talud de la Calle 2.
- b. Estabilidad general de la ladera por encima del talud de la Calle 2.

El primer caso (a) no tiene relevancia en este estudio, pues la pendiente de la ladera se suaviza, y el desmonte realizado supone un balance de cargas negativo, con unas tensiones transmitidas inferiores a las existentes antes del movimiento de tierras.

La estabilidad por encima del talud ha sido estudiada indirectamente en la clasificación del macizo dada en 4.2.1., donde se concluye que únicamente podrían darse algunas roturas en cuña, o roturas menores por vuelco. Las cuñas se producen por la existencia de dos litoclasas combinadas, cuya intersección debe aflorar al talud, con una inclinación y azimut tales que la cuña tienda a salir del talud “descendiendo”, puesto que en caso contrario no se producirá un deslizamiento en cuña sino de otro tipo.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

Únicamente son esperables algunos bloques, y la presencia de cuñas únicamente será posible comprobarla una vez finalizado el desmonte. Aunque deberán extremarse las precauciones en las vaguadas existentes, donde el macizo rocoso puede resultar más alterado.

Las inestabilidades a lo largo de superficies de deslizamiento (plano o circular) podría darse únicamente con alturas de taludes muy importantes (> 30 a 50 m), donde el nivel de tensiones por el peso propio llega a ser tan elevado que la cohesión de la roca empieza a perder significación, pero este no es el caso.

4.2.3.- PARÁMETROS RESISTENTES DEDUCIDOS DEL ESTUDIO GEOMECÁNICO:

A partir del índice de calidad anterior (SMR), en el ANEJO 7 se obtienen los parámetros resistentes del macizo aplicando las siguientes expresiones, adoptando en este caso los valores medios para los cálculos de estabilidad:

- Cohesión (kPa) = $5 * SMR = 317 \text{ kPa}$
- Rozamiento $\phi(^{\circ}) = (SMR/2) + 5 = 36,7^{\circ}$
- Deformabilidad $E' = 15 \text{ GPa}$

4.2.4.- JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN:

Las estructuras que se proyectan en esta zona de la urbanización poseen cargas de trabajo no muy elevadas, y por ello se utilizarán reglas empíricas para la determinación de la tensión admisible del terreno, usualmente muy conservadoras. La cimentación habitual será mediante zapatas.

Una de las reglas habituales es considerar una tensión admisible de la roca, como un porcentaje de su resistencia a compresión simple. Se ha considerado el porcentaje habitual del 20%, con lo que resultarían tensiones admisibles del orden de 18 MPa. Dado que el valor de la compresión simple corresponde a un testigo de roca sana (no tiene en cuenta la clasificación del macizo), y teniendo en cuenta además la pendiente de la ladera que supone la participación de unos coeficientes minoradores de la presión de hundimiento, **se adopta de forma conservadora un valor de 6 MPa.**

4.3.- ZONA 2 - ANÁLISIS DE ESTABILIDAD TALUDES/LADERA Y SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN:

4.3.1.- OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS RESISTENTES Y DE DEFORMABILIDAD:

4.3.1.1.- PARÁMETROS RESISTENTES A “CORTO PLAZO” EN SUELOS: Los parámetros “a corto plazo” los deducimos a partir de ensayos de compresión simple sobre las muestras ensayadas, con algunas correcciones derivadas de nuestra experiencia. Destacamos el hecho de adoptar un valor para el ángulo de resistencia interna algo superior a cero, en concordancia con los resultados de ensayos triaxiales sin consolidación ni drenaje realizados



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

sobre muestras insaturadas en suelos valencianos. En caso de capas de características litológicas y granulométricas similares los hemos deducido aplicando una proporcionalidad entre los golpes (de golpeo de muestra inalterada, S.P.T., penetrométricos, etc.) y los resultados de resistencia a compresión simple.

4.3.1.2.- PARÁMETROS RESISTENTES A "LARGO PLAZO" EN SUELOS: Los parámetros "a largo plazo", es decir, en condiciones drenadas, los hemos obtenido a partir de correlaciones empíricas contrastadas, aplicando una proporcionalidad con los golpes penetrométricos.

4.3.1.3.- MÓDULOS DE DEFORMACIÓN EN SUELOS: Para la obtención de los parámetros de deformación se aplican las correlaciones estimadas entre la resistencia a la penetración y el módulo de deformación del terreno, establecidas en primer lugar por SANGLERAT y perfeccionadas por diversos autores (ver PRENORMA EUROCODIGO-7 Parte 3, anejos B.1 y B.3). Utilizamos los golpes del ensayo SPT en los sondeos. Los módulos de Poisson empleados se establecen a partir de correlaciones usuales.

4.3.2.- ANÁLISIS ESTABILIDAD DE TALUDES EN DESMONTES Y TERRAPLENES:

4.3.2.1.- HIPÓTESIS Y MÉTODOS DE CÁLCULO: Dado que el perfil del terreno corresponde fundamentalmente a suelos y rocas blandas, se estima que las roturas que se produzcan serán circulares, y en todo caso, dicha hipótesis nos dará una aproximación suficiente.

El análisis de estabilidad se ha realizado mediante el método de equilibrio límite utilizando el método de Bishop simplificado para dos dimensiones (listado cálculos ANEJO 6). En el análisis se toman los parámetros característicos dados en el ANEJO 3, y se aplican los coeficientes minoradores dados en el EUROCÓDIGO 7 ($C_d = C'/1,6$; $\tan \phi_d = \tan \phi'/1,25$). Por consiguiente para asegurar la estabilidad bastará con que el coeficiente de seguridad dado en los cálculos resulte mayor que la unidad.

4.3.2.2.- ESTABILIDAD TALUDES DESMONTES. ZONIFICACIÓN: Se ha dividido la urbanización con el fin de contemplar las variaciones de espesor y de compacidad o consistencia de los niveles N°2 y N°3. Se han estudiado los desmontes tipo recogidos en la tabla siguiente. La geometría que resulta, se obtiene según criterios de estabilidad, habiendo resultado en todos los casos, el círculo crítico el de talud.

DENOMINACIÓN	ÁREA DE INFLUENCIA	GEOMETRÍA OBTENIDA
DESMONTE S-2	CALLE 2 (desde la ZONA 1)	$H^* < 5 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:3\text{V}$
		$5 \text{ m} < H^* < 10 \text{ m} \rightarrow 2\text{H}:3\text{V}$
		$10 < H^* < 15 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:1\text{V}$
DESMONTE S-3	CALLES 1 Y 3	$H^* < 7 \text{ m} \rightarrow 2\text{H}:3\text{V}$
		$7 \text{ m} < H^* < 10 \text{ m} \rightarrow 1,5\text{H}:2\text{V}$
		$10 < H^* < 15 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:1\text{V}$
DESMONTE S-4	CALLES 1.1 Y 4	$H^* < 5 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:3\text{V}$
		$5 \text{ m} < H^* < 10 \text{ m} \rightarrow 2\text{H}:3\text{V}$
		$10 < H^* < 13 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:1\text{V}$

H^* = Altura desmonte.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

Para desmontes hasta cota de rasante superiores a 15,0 m la inclinación necesaria para taludes estables en desmontes definitivos, aconsejan la utilización de sistemas de contención u otras técnicas, como son la tierra armada, gaviones o muros.

Dado que los terraplenes necesarios se construirán con el material del desmonte, los taludes en terraplenes resultarán ligeramente más tendidos que los correspondientes al denominado DESMONTE S-3.

4.3.3.- ANÁLISIS DEL RIESGO DE DESLIZAMIENTO GENERALIZADO. LADERAS:

La inestabilidad del terreno a las que nos vamos a referir es la de carácter general, esto es, la que abarca una considerable porción de terreno, extendiéndose fuera de los límites de la parcela de estudio. El método y las hipótesis de cálculo son idénticos a las del caso de taludes, con los listados de cálculo recogidos en el ANEJO 6.

Las posibles inestabilidades se darán al variar las condiciones de contorno actuales (apertura de taludes, y terraplenes), combinadas con las discontinuidades y sus orientaciones. En este caso (ZONA 2), la pendiente general de la ladera es menos acusada que en la ZONA 1, en todo caso, aparte de la posible influencia de las escorrentías, se estudian los siguientes aspectos:

- a. Estabilidad general de la ladera por aguas arriba del desmonte tipo.
- b. Estabilidad general de la ladera por encima del barranco.

El primer caso (a) se ha comprobado que la ladera en esta ZONA 2 por encima de los desmontes abiertos resulta estable, y que al aumentar la altura del desmonte tiende a predominar la rotura del propio talud, para lo cual se deben diseñar con la geometría dada en el apartado anterior.

En el caso (b), más que un cálculo de estabilidad, lo que se comprueba es la validez de los parámetros característicos del terreno, puesto que se trata de taludes estables durante largo tiempo, y los cálculos así lo manifiestan. En todo caso, las condiciones de contorno de esta zona tienden a mejorar con la urbanización proyectada, puesto que junto al barranco toda la traza de los viales se desarrolla en desmonte, y el balance de cargas a soportar por los taludes existentes es menor.

4.3.4.- CIMENTACIÓN DE MUROS ZONA 2: ALTERNATIVAS CONTEMPLADAS:

Dada la elevada capacidad portante del subsuelo de estudio, y la tipología de la estructura proyectada, únicamente cabe pensar en la solución de **cimentación directa mediante zapatas** corridas bajo muro.

4.3.5.- CIMENTACIÓN MUROS: ESTADOS LÍMITE CONSIDERADOS RELATIVOS AL TERRENO:

Son cuatro los estados límites que tienen referencia con el terreno:



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

1. Estabilidad Global.
2. Estado límite último de hundimiento.
3. Estado límite último de vuelco
4. Estado límite de deslizamiento

En el primer caso esta condición se cumple sobradamente pues se ha comprobado que los círculos de deslizamiento por el fondo de los desmontes siempre resultan estables.

En el segundo caso consideraremos el fallo de la capacidad portante del terreno y se adoptará un coeficiente de seguridad para el mismo.

El tercer y cuarto estado límite puede sustituirse por otro que generalmente es más restrictivo y que consiste en obligar a que la resultante pase por el núcleo central de la cimentación. Sin embargo, esto puede llevar a dimensiones o pesos de zapatas bastante elevados, por lo que en ocasiones puede resultar mejor diseñar el muro en "T" con talones y/o zarpas. En todo caso emplazamos al proyectista/calculista de los muros, a que compruebe las tensiones medias y máximas (por excentricidad) que resultan del estudio del hundimiento.

4.3.6.- DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO:

4.3.6.1.- HIPÓTESIS ASUMIDAS: Hemos recurrido a las fórmulas de Brinch-Hansen. Adoptamos el modelo bicapa, con los parámetros resistentes característicos definidos en los Perfiles Característicos, en el ANEJO 3.

4.3.6.2.- COMBINACIONES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD: Se reflejan los 3 Casos posibles de combinación de factores de seguridad definidos en el EUROCÓDIGO-7, además de un cuarto caso que consiste en aplicar un coeficiente de seguridad $F = 3$. Para los casos en los que es necesario hemos definido un valor de $2/3$ para la relación entre las cargas permanentes y las cargas totales, si bien hemos de hacer notar que esto es una aproximación. En soportes de fachada o bajo jardines la relación será mayor, mientras que en soportes interiores, o con sobrecargas importantes (por ejemplo, en sótanos bajo urbanizaciones interiores con sobrecarga de bomberos) sucederá lo contrario.

4.3.6.3.- PRESIONES DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO SIN CONSOLIDACIÓN: Esta situación, sin consolidación, es la más desfavorable en general, si bien el ritmo de construcción de los edificios y su entrada en carga hacen que no se produzca nunca de manera absoluta, sino más bien un caso intermedio, con un cierto grado de consolidación experimentado, razón por la cual se pueden apurar los resultados obtenidos en esta situación.

4.3.6.4.- PRESIONES DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO CON CONSOLIDACIÓN: Los gráficos que muestran la resistencia del terreno en función del ancho de cimentación pueden consultarse en el ANEJO 5 - CONDICIONES DRENADAS. Donde se recoge la correspondiente presión de seguridad frente al hundimiento, resultando, para una tensión de



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

trabajo y un ancho de cimientos previsto, unos coeficientes de seguridad superiores a los del caso sin drenaje.

4.4.- ANÁLISIS DE ESCORRENTÍAS SUPERFICIALES, SUBTERRÁNEAS, Y EROSIONES:

4.4.1.- ESCORRENTÍAS SUPERFICIALES:

En el interior de la urbanización serán de poca importancia, pues los caudales principales estarán considerados en las infraestructuras de la misma.

Actualmente existe un sistema de captación de las escorrentías, constituidas por un conjunto de acequias y canales que captan las aguas procedentes de las diversas vaguadas que se dirigen hacia el interior de la zona a urbanizar. Por tanto, será necesario reconfigurar este sistema de drenaje para que las escorrentías se reconduzcan fuera de la zona urbanizada, bien hacia el canal de desagüe artificial existente, o hacia el barranco situado en el límite Oeste del sector.

4.4.2.- ESCORRENTÍAS SUBTERRÁNEAS:

A priori la caliza sana (NIVEL N°4 de la ZONA 1) y las margas arcillosas (NIVEL N°3 de la ZONA 2) resultan impermeables, sin embargo, podría infiltrarse agua a través del NIVEL N°2 de Limos con cantos, puesto que presentan una fracción granular importante. Si esto sucede, pueden concentrarse las escorrentías en la interfaz entre los niveles N°2 y N°3.

Atendiendo a lo anterior, las escorrentías subterráneas carecen de importancia a los efectos de este estudio siempre que se impida que las escorrentías superficiales accedan a la zona urbanizada.

En todo caso, se dispondrán las medidas de drenaje habituales en terraplenes, desmontes y taludes abiertos.

En taludes definitivos en la ZONA 2, puede ser necesario prever alguna forma de revestimiento del talud, como plantaciones o mallas, además de las obras de paso necesarias. En la ZONA 1, si la fracturación del macizo resulta importante, a las alternativas de sostenimiento dadas en el apartado correspondiente se puede agregar un gunitado.

4.4.3.- EROSIÓN REGRESIVA:

En la ZONA 1, la combinación de la litología existente que resulta escasamente erosionable, junto con los caudales esperados y las defensas contra la escorrentía superficial, asegura que no se dan las condiciones para dicho fenómeno.

En la ZONA 2, este problema se localiza únicamente en el barranco situado en el linde oeste, puesto que en épocas torrenciales podría erosionar el pie del talud actual. Por este motivo, si el



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

vial de la urbanización se traza muy próximo a este linde, cabría pensar en alguna medida de protección del pie del talud en el fondo del barranco.

4.5.- AUSCULTACIONES:

La auscultación mínima en desmontes o terraplenes importantes ($H > 15$ m) debería consistir en:

- Control topográfico de movimientos en aceras y calzadas en coronación.
- Control de movimientos de ladera con inclinómetros.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- EL PERFIL DEL SUELO. ZONIFICACIÓN:

El perfil del suelo en cada una de las zonas diferenciadas se ha presentado con suficiente regularidad; así se deduce del estudio realizado. En cada zona, se define un único PERFIL de cálculo que representa el más desfavorable (ver ANEJO 3).

De forma general, se establece la siguiente ZONIFICACIÓN del área de estudio (véase plano en ANEJO 1):

- ZONA 1: CALIZAS – Comprende el linde norte de la urbanización, sigue la alineación definida por la CALLE 2, entre el futuro depósito situado al noreste, y la vaguada de dirección N-S que marca el límite occidental de la parcela, y que cerca de la autopista se une al “Barranc del Murtal”.

Geotécnicamente, esta zona se caracteriza con los parámetros característicos recogidos en la memoria del sondeo S-1 (ANEJO 3), y se ha extrapolado al resto de los relieves de la “Serra Cortina”.

- ZONA 2: COLUVIÓN / MARGAS: Corresponde al resto del área de estudio, donde la topografía del sector resulta menos abrupta que en la ZONA 1.

Geotécnicamente, esta zona se caracteriza con el resto de sondeos (sondeos S-2 a S-5) y calicatas. Todos ellos presentan un perfil del terreno que se considera regular y adaptado a las pendientes del terreno. El perfil característico de esta zona se recoge gráficamente en la memoria del sondeo S-2 en el ANEJO 3.

5.2.- ZONA 1 - ESTABILIDAD TALUDES/LADERA Y SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN (VÉASE 4.2):

- TALUDES DE DESMONTES: **Pueden diseñarse taludes verticales.** En 4.2.1.4 se recogen un listado de medidas de sostenimiento, que únicamente pretenden ser una guía para el proyectista, y deberán elegirse en función del estado real del talud tras su excavación. Estas medidas se deducen del resultado obtenido con el método de Bieniawsky:



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

RMR (básico)	SMR (medio)	ESTABILIDAD	DESCRIPCIÓN	CLASE
75	64/66	ESTABLE	BUENA	IIb

- ESTABILIDAD GLOBAL DE LA LADERA: Únicamente podrían darse algunas roturas en cuña. En el caso que nos ocupa únicamente son esperables algunos bloques, y la presencia de cuñas únicamente será posible comprobarla una vez finalizado el desmonte. Deberán extremarse las precauciones en las vaguadas, donde el macizo rocoso puede resultar más alterado.
- TALUDES DE ALTURA > 30 m: No están contemplados en este informe. Requerirán un estudio específico.
- CIMENTACIÓN MUROS Y/O PEQUEÑAS OBRAS DE PASO: Los parámetros para el cálculo estructural de cimientos flexibles son los definidos en la Tabla siguiente:

ZONA N°1	
TIPO CIMENTACIÓN	Zapatas corridas
PROFUNDIDAD CIM.	$D_{f0} = -1,0 \text{ m}(1)$
TENSIÓN ADMISIBLE MEDIA ZAPATAS	600 kPa (2)
TENSIÓN ADM. PUNTUAL MÁXIMA (excentricidad)	750 kPa
MÓDULO DE BALASTO CIM. FLEXIBLES	450 MN/m ³

- (1) La profundidad de cimentación puede variar $\pm 0,3 \text{ m}$ sin que influya en el diseño de la cimentación. En caso de muros conviene dotar de un empotramiento adecuado al cimiento para conseguir una reserva de seguridad frente al deslizamiento y vuelco.
- (2) Valor de la tensión admisible válido para apoyo en macizo rocoso sano.

5.3.- ZONA 2 - ESTABILIDAD TALUDES/LADERA Y SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN (VÉASE 4.3):

- ESTABILIDAD GLOBAL DE LA LADERA: se ha comprobado que la ladera en esta ZONA 2 por encima de los desmontes abiertos resulta estable, y que al aumentar la altura del desmonte tiende a predominar la rotura del propio talud, para lo cual se deben diseñar con la geometría dada en el apartado siguiente.
- TALUDES DE DESMONTES: Los taludes se realizarán de acuerdo con las pendientes establecidas en la Tabla siguiente, tras comprobar que el corte se corresponde con el Perfil Tipo estudiado:



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

DENOMINACIÓN	ÁREA DE INFLUENCIA	GEOMETRÍA OBTENIDA
DESMONTE S-2	CALLE 2 (desde la ZONA 1)	$H^* < 5 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:3\text{V}$ $5 \text{ m} < H^* < 10 \text{ m} \rightarrow 2\text{H}:3\text{V}$ $10 < H^* < 15 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:1\text{V}$
DESMONTE S-3	CALLES 1 Y 3	$H^* < 7 \text{ m} \rightarrow 2\text{H}:3\text{V}$ $7 \text{ m} < H^* < 10 \text{ m} \rightarrow 1,5\text{H}:2\text{V}$ $10 < H^* < 15 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:1\text{V}$
DESMONTE S-4	CALLES 1.1 Y 4	$H^* < 5 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:3\text{V}$ $5 \text{ m} < H^* < 10 \text{ m} \rightarrow 2\text{H}:3\text{V}$ $10 < H^* < 13 \text{ m} \rightarrow 1\text{H}:1\text{V}$

H^* = Altura desmonte.

- TALUDES DE TERRAPLENES: Dado que los terraplenes necesarios se construirán con el material del desmonte, los taludes en terraplenes resultarán ligeramente más tendidos que los correspondientes al denominado DESMONTE S-3.
- DESMONTES SUPERIORES A 15 m DE ALTURA: la inclinación necesaria para taludes estables en desmontes definitivos aconsejan la utilización de sistemas de contención u otras técnicas, como son la tierra armada, gaviones o muros.
- TALUD DEL BARRANCO: El talud natural existente en la zona del barranco (linde oeste del sector) resulta estable, sin embargo, en esta afirmación se deberán tener en cuenta los fenómenos de erosión regresiva (véase 4.4.3).
- CIMENTACIÓN MUROS Y/O PEQUEÑAS OBRAS DE PASO: Los parámetros para el cálculo estructural de cimientos flexibles son los definidos en la Tabla siguiente:

ZONA N°1	
TIPO CIMENTACIÓN	Zapatas corridas (1)
PROFUNDIDAD CIM.	$D_{f0} = -1,0 \text{ m}$ (2)
TENSIÓN ADMISIBLE MEDIA ZAPATAS	350 kPa (3)
TENSIÓN ADM. PUNTUAL MÁXIMA (excentricidad)	435 kPa
MÓDULO DE BALASTO CIM. FLEXIBLES	200 MN/m ³

- (1) Preferiblemente en forma de "T" para contar con un peso de tierras en el intradós, tal que las dimensiones de la zapata se puedan reducir.
- (2) La profundidad de cimentación puede variar $\pm 0,3 \text{ m}$ sin que influya en el diseño de la cimentación. Aunque en caso de muros conviene dotar de un empotramiento adecuado al cimiento con el fin de conseguir una reserva de seguridad frente al deslizamiento y vuelco.
- (3) Valor de la tensión admisible válido para apoyo en terreno natural sano.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

5.4.- ESCORRENTÍAS SUPERFICIALES, SUBTERRÁNEAS Y EROSIONES:

- ESCORRENTÍA SUPERFICIAL: Será necesario adaptar el sistema de drenaje actual para que las escorrentías se reconduzcan fuera de la zona urbanizada, bien hacia el canal de desagüe artificial existente, o hacia el barranco situado en el límite oeste del sector.
- ESCORRENTÍA SUBTERRÁNEA: Si existe, será debida a la infiltración superficial, por lo que carecen de importancia a los efectos de este estudio siempre que se impida que las escorrentías superficiales accedan a la zona urbanizada.
- EROSIÓN REGRESIVA: En la ZONA 1 no se dan las condiciones para que ocurra este fenómeno. En la ZONA 2, este problema se localiza únicamente en el barranco situado en el lindero oeste, puesto que en épocas torrenciales podría erosionar el pie del talud actual. Por este motivo, si el vial de la urbanización se traza muy próximo a este lindero, cabría pensar en alguna medida de protección del pie del talud en el fondo del barranco.

5.5.- HORMIGONES EN CIMENTOS:

Se puede diseñar los elementos de cimentación considerando **ambiente tipo IIa**.

5.6.- DISPOSICIONES DERIVADAS DE NCSE-02:

Detallamos seguidamente las conclusiones que afectan al diseño de cimentaciones por la aplicación de dicha Normativa:

- El terreno de cimentación no es susceptible de sufrir licuación bajo la acción sísmica de cálculo (Artículo 4.3.1).
- En la hipótesis de cálculo con acciones sísmicas se debe considerar el empuje que el terreno provoca en los muros bajo la aceleración sísmica.



GEOTECNIA M. ARBONA, S.L.

6

GEOTECNIA VIAL

6.1.- EXCAVABILIDAD.

- ZONA 1: Técnicas especiales o 100% uso de martillo.
- ZONA 2: La existencia de una costra conglomerática superficial exige también el uso del martillo, pero en este caso su volumen es mucho más reducido. Aunque en la totalidad de linde occidental a lo largo de la CALLE 2 el volumen con respecto a la excavación puede superar el 50%, en el resto de la zona pensamos que no excederá del 25%
- El análisis detallado de la estabilidad de taludes se ha desarrollado en el capítulo 4, y se resumen en el capítulo 5.

6.2.- ESTUDIO DE SUELOS PARA VIALES.

En el capítulo 3, en la descripción de las unidades geotécnicas se analiza el tipo de suelo, según su uso para viales. Se utiliza la clasificación de los materiales para rellenos tipo terraplén recogido en el artículo 330 del PG-3, actualizado con la O.C. 326/00.

Se deben retirar los rellenos y la tierra vegetal (unidad geotécnica R), que resulta inadecuada. La mayoría de los rellenos o desmontes necesarios en la actuación vial afectan a la unidad geotécnica MC y puntualmente podría interesar a la unidad KC, (véase capítulo 3) de ahí que se haya procedido a su clasificación, obteniéndose:

- CLASIFICACIÓN SUELO (VÉASE CAPITULO 3):

UD GEOTÉCNICA	CATA Nº	CLASIFICACIÓN SUELO
MC	C-1	TOLERABLE
	C-3, C-4, C-9 Y C-12	ADECUADO
	C-7 Y C-8	SELECCIONADO
KC	-	ROCA

06.251.01 – EDIVAL, S.A. – URBANIZACIÓN MODIFICACIÓN Nº5 AL PLANO ESPECIAL DIRECTOR DE USOS E INFRAESTRUCTURAS “ÁREA DEL PARQUE TEMÁTICO”- BENIDORM-FINESTRAT