

ANEJO Nº 12. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS

ÍNDICE

12. ANEJO Nº 12. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS	3	12.8.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS.....	22
12.1. INTRODUCCIÓN.....	3	12.8.2. PERFIL DE CÁLCULO	22
12.2. TRABAJOS REALIZADOS.....	3	12.8.3. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN, CÁLCULOS DE CARGA ADMISIBLE Y ASIENTOS ESTIMADOS	22
12.2.1. CALICATAS DE RECONOCIMIENTO	3	12.8.4. AGRESIVIDAD	23
12.2.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA	3	12.8.5. COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL.....	23
12.2.3. SONDEOS A ROTACIÓN	4	12.9. MURO	23
12.2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	4	12.9.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS.....	23
12.3. SISMICIDAD	7	12.9.2. PERFIL DE CÁLCULO	23
12.4. METODOLOGÍA DE CÁLCULO	7	12.9.3. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN, CÁLCULOS DE CARGA ADMISIBLE Y ASIENTOS ESTIMADOS	23
12.4.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES	7	12.9.4. AGRESIVIDAD	23
12.4.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	11	12.9.5. CÁLCULO ESTABILIDAD EXCAVACIÓN PROVISIONAL	24
12.4.3. METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE MUROS DE TIERRA ARMADA	13	12.10. RESUMEN DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS PRINCIPALES.....	25
12.5. ESTRUCTURA E1	14	12.11. OTRAS ESTRUCTURAS	26
12.5.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS	15	12.12. RECOMENDACIONES ADICIONALES.....	27
12.5.2. PERFILES DE CÁLCULO.....	15	APÉNDICES	28
12.5.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y ASIENTOS ESTIMADOS.....	16	APÉNDICE 1. PERFILES GEOTÉCNICOS DE LAS ESTRUCTURAS	29
12.5.4. CARGA ADMISIBLE	19	APÉNDICE 2. JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULOS.....	30
12.5.5. TRATAMIENTO PROPUESTO.....	19		
12.6. ESTRUCTURA E2	19		
12.6.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS	19		
12.6.2. PERFIL DE CÁLCULO	19		
12.6.3. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN, CÁLCULOS DE CARGA ADMISIBLE Y ASIENTOS ESTIMADOS.....	19		
12.6.4. AGRESIVIDAD	20		
12.6.5. COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL	20		
12.7. ESTRUCTURA E3	20		
12.7.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS	20		
12.7.2. PERFIL DE CÁLCULO	20		
12.7.3. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN Y CÁLCULOS DE CARGA ADMISIBLE Y ASIENTOS ESTIMADOS.....	21		
12.7.4. AGRESIVIDAD	21		
12.7.5. COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL	22		
12.8. ESTRUCTURA E-4.....	22		

12. ANEJO Nº 12. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS

12.1. INTRODUCCIÓN

En este Anejo se presentan las recomendaciones geotécnicas para el diseño de las cimentaciones de las estructuras que se plantean dentro del PROYECTO DE TRAZADO: REFORMA DEL ENLACE DE LA AUTOVÍA DEL SUR (A-4) CON LA SE-20 (P.K. 0), en el término municipal de Sevilla.

Durante la redacción de la presente Fase, la Dirección del Proyecto ha convenido con el Ayuntamiento de Sevilla, que los viales representados por los ejes 4, 5 y 6, así como el camino representado por el eje 39 y parte del camino representado por el eje 31 (zona 1+656 y 2+050), no formen parte del presente Proyecto. No obstante, en el Proyecto se incluirán datos relativos a estos ejes únicamente con carácter informativo, y a que las actuaciones relativas a los mismos no serán presupuestadas. Por tanto, los datos relativos a la estructura E-1 se incluyen únicamente con carácter informativo.

Las estructuras proyectadas son las siguientes:

ESTRUCTURA	TIPOLOGÍA	EJE	P.K. inicio	P.K. final	LONGITUD (m)
ESTRUCTURA 1	Pórtico 1 vano	4	0+282,53	0+315,65	33,12
ESTRUCTURA 2	Marco	13	0+211,66	0+223,91	12,25
ESTRUCTURA 3	Vigas artesa	10	0+507,30	0+603,10	95,80
ESTRUCTURA 4	Marco	39	0+477,15	0+493,40	16,25
MURO 1	Ménsula	14	0+395,00	0+583,00	188,00

Calicatas realizadas en estructuras

12.2. TRABAJOS REALIZADOS

12.2.1. CALICATAS DE RECONOCIMIENTO

Del total de 38 calicatas excavadas en esta fase, se han realizado 9 en las cercanías de varias de las estructuras en estudio.

Durante la excavación de estas calicatas se tomaron datos de la naturaleza del terreno, espesores de relleno, de la capa de tierra vegetal y de los distintos estratos, condiciones de excavabilidad, estabilidad de las paredes y situación del nivel freático.

En la siguiente tabla se muestran las calicatas realizadas en la presente Fase y en que estructura se encuentran:

Estructura	Calicata	Coordenadas			Profundidad alcanzada (m)	P.K. (respecto al eje de mayor longitud)
		X	Y	Z		
E-1	C6	241429,89	4145425,30	22,20	3,8	Eje 2: 0+550
	C7	241449,67	4145392,14	21,90	3,9	Eje 2: 0+520
	C39	241436,09	4145412,27	22,00	3,0	Eje 4: 0+190
E-2	C3	241076,54	4145153,14	19,00	3,5	Eje 9: 0+355
	C5	241089,37	4145208,31	18,80	3,4	Eje 13: 0+250
E-4	C9	241100,77	4145351,03	19,50	3,70	Eje 10: 0+880
	C28	241057,23	4145331,53	19,00	3,1	Eje 9: 0+185
E-5	C20	241405,09	4145069,21	18,60	3,6	Eje 14: 0+630
	C22	241311,66	4144954,75	18,80	3,6	Eje 15: 0+420

Calicatas realizadas en estructuras

En el Apéndice 4 del Anejo 7 de este Proyecto pueden consultarse los registros de estas calicatas.

12.2.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

Del total de 40 ensayos de penetración dinámica tipo DPSH llevados a cabo a lo largo de los trazados de los distintos ejes, 10 se han ubicado en las cercanías de alguna de las estructuras estudiadas.

En la siguiente tabla se muestran estos ensayos de penetración dinámica:

Estructura	Penetración dinámica	Coordenadas			Profundidad alcanzada (m)	P.K. (respecto al eje de mayor longitud)
		X	Y	Z		
Estructura E1	P10	241408,74	4145428,95	21,80	7,4	Eje 3: 0+255
	P11	241455,54	4145400,00	21,80	2,8	Eje 2: 0+520
Estructura E2	P8	241106,80	4145166,58	19,50	7,2	Eje 9: 0+350
	P9	241064,82	4145183,27	18,80	3	Eje 13: 0+255
Estructura E3	P17	241184,77	4145094,75	20,20	4,6	Eje 10: 0+595
	P18	241250,68	4145053,79	19,60	2,8	Eje 10: 0+520
Estructura E4	P1	242664,75	4145789,04	24,50	3,4	Eje 31: 0+520
	P21	241107,60	4145338,86	19,40	5,8	Eje 10: 0+860
Estructura E5	P19	241271,13	4144967,84	18,80	3,4	Eje 20: 0+000
	P20	241414,77	4144979,89	19,00	4,6	Eje 15: 0+510

Ensayos de penetración dinámica realizados en estructuras

En el Apéndice 5 del Anejo 7, *Geotecnia del Corredor*, pueden consultarse los registros de los ensayos DPSH realizados.

12.2.3. SONDEOS A ROTACIÓN

Se han perforado 11 sondeos mecánicos a rotación con recuperación de testigo a lo largo de los trazados, de los cuales 8 se ubican en alguna de las estructuras en estudio.

En estas prospecciones se ha procedido al levantamiento geológico - geotécnico sistemático de la columna estratigráfica atravesada, así como a la obtención de las muestras, ensayos SPT y presiómetros que han permitido la caracterización geotécnica en profundidad de los materiales.

En la siguiente tabla se muestran los sondeos realizados en la presente Fase para la caracterización del sustrato en las zonas donde se ubicarán estructuras:

Estructura	Penetración dinámica	Coordenadas			Presiómetros	Profundidad alcanzada (m)	P.K. (respecto al eje de mayor longitud)
		X	Y	Z			
Estructura E1	S1	241423,10	4145407,24	21,55	2	15,0	Eje 2: 0+540
	S9	241443,85	4145398,66	21,90	-	11,4	Eje 2: 0+500 Eje
	S11	241401,34	4145397,58	21,10	3	35,2	Eje 3: 0+260
Estructura E2	S2	241074,97	4145197,95	18,30	1	14,4	Eje 9: 0+335
Estructura E3	S3	241176,76	4145094,87	20,80	3	36,0	Eje 10: 0+605
	S4	241233,92	4145053,25	19,50	3	37,2	Eje 10: 0+540
Estructura E4	S8	241076,51	4145335,61	19,50	-	12,6	Entre ejes 9 y 10 (0+180 y 0+875)
Estructura E5	S5	241374,23	4144960,66	19,00	3	30,6	Eje 15: 0+470

Sondeos a rotación realizados en estructuras

En el Apéndice 3 del Anejo 7, *Geotecnia del Corredor*, pueden consultarse los registros de los sondeos realizados.

12.2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con las muestras de material recogidas en las calicatas y sondeos de las estructuras se ha realizado un programa de ensayos en el laboratorio, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla:

REC.	PROF. (m)	UNIDAD	GRANULOMETRÍA						LÍMITES DE ATTERBERG			USCS	HUMEDAD Y DENSIDAD		C.SIMPLE		EDÓMETRO			CORTE DIRECTO CD		PROCTOR Normal		C.B.R. Normal		PROCTOR Modificado		C.B.R. Modificado		COLAPSO	HINCH. LIBRE	ENSAYOS QUIMICOS			
			#20	#10	#5	#2	#0.4	#0.08	LL	LP	IP		w (%)	y _d (t/m ³)	Def %	q _u (kg/cm ²)	e ₀	Cc	Cs	c' (kp/cm ²)	Fl'	γ Max	W Opt	100%	95%	γ Max	W Opt	100%	95%	Ic (%)	%	M.O.(%)	SO ₃ (%)	S.S (%)	A.B.G
C-20	1,25	QAL	77,0	58,0	44,0	35,0	22,0	10,2	27,9	19,8	8,1	GC									2,12	6,8	24,2	10,9					0,00	0,05	0,2		0,1		
C-22	1,10	QAL	91,0	84,0	80,0	75,0	65,0	29,3	NP	NP	NP	SM									1,986	8,9	8,4	4,5					0,05	0,2	0,08		0,2		
C-28	1,65	QTAR	83,0		48,0	43,0	35,0	20,4	39,9	18,0	21,9	GC																							
C-3	2,25	QTAR	100,0	100,0	100,0	99,0	93,0	54,7	27,4	14,8	12,6	CL																							
C-39	1,60	R1	94,0	80,0	76,0	72,0	52,0	38,0	34,7	17,1	17,6	SC																				4559,24		2	
C-39	0,70	R1	100,0	96,0	88,0	77,0	63,0	43,0	39,2	15,5	23,7	SC																				119,98		2	
C-5	0,90	QTAR	100,0	100,0	100,0	99,0	87,0	30,7	25,4	19,6	5,8	SC-SM									1,836	15,8	5,7	3,4	1,96	13,10	11,40	7,80	0,05	0,8	0,14		0,4		
C-9	1,00	QTAR	100,0		99,0	97,0	84,0	46,0	36,5	17,6	18,9	SC									1,733	14,8	3	2,2					0	2,60	0,27		0,53		
S-1	1,50	QTA	100,0	100	100,0	100,0	100,0	99,5	33,4	16,4	15,9	CL	9,16	1,61	3	1,63																95		15	
S-1	3,90	QTA	100,0	97,0	92,0	90,0	88,0	68,7	30,4	16,4	14,0	CL	19,39	1,86	3	1,45																			
S-1	7,10	QTG	87,0	77,0	65,0	51,0	20,0	8,0	NP	NP	NP	SM																							
S-1	11,60	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	97,2	63,3	24,5	38,8	CH	28,46	1,57	19,00	2,80																			
S-11	2,10	QTA	100,0	100,0	100,0	100,0	99,0	99,2	43,7	18,8	24,8	CL	19,72	1,69	4	2,1				0,65	25,3										120		2		
S-11	5,10	QTA	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,4	48,7	16,7	32,0	CL	22,22	1,72	4	4,62				0,43	25,2														
S-11	8,05	QTG	73,0	56,0	41,0	31,0	15,0	4,7	0,0	0,0	0,0	GP																			119,98		2		
S-11	11,00	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	97,0	90,6	58,7	15,7	43,0	CH	25,93	1,64	11	4,23																			
S-11	14,30	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,0	62,0	21,4	40,6	CH	26,23	1,64	15	5,07																			
S-11	17,05	TM																																	
S-11	20,70	TM																																	
S-11	24,30	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,4	58,9	15,1	43,8	CH	25,12	1,66	12	8,07																			
S-11	27,20	TM																																	
S-11	30,20	TM																																	
S-11	34,40	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,1	62,1	21,5	40,6	CH	23,8	1,66	17	7,8																			
S-2	1,50	QTA	100,0	100,0	98,0	97,0	94,0	83,4	40,1	19,1	21,0	CL	13,95	1,69	3,00	1,14																81		6,00	
S-2	3,90	QTAR	86,0	73,0	58,0	44,0	27,0	13,6	19,4	16,4	3,0	SM																				100,00		2,00	
S-2	8,70	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	95,7	61,4	26,3	35,1	CH	28,75	1,49	12,00	3,42															86,00		6,00		
S-2	11,30	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	99,0	94,5	57,7	21,8	35,9	CH	25,83	1,62	15,00	4,65																			
S-3	2,10	QTAR	93,0	75,0	63,0	53,0	37,0	23,8	36,1	19,4	16,7	SC																							
S-3	5,08	QTAR	90,0	65,0	55,0	46,0	32,0	18,6	21,0	16,5	4,5	SC-SM																				119,98		2	
S-3	5,65	QTG	65,0	49,0	41,0	36,0	15,0	5,1	0,0	0,0	0,0	GM																				119,98		1	
S-3	10,30	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,9	58,7	19,2	39,5	CH	27,05	1,61	9	4,08																119,98		3	
S-3	13,50	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	96,9	54,8	21,6	33,2	CH	26,17	1,62	11	5,11																			
S-3	16,50	TM																																	
S-3	19,50	TM																																	
S-3	22,50	TM		100,0	100,0	100,0	100,0	98,7	51,3	21,4	29,9	CH	26,7	1,62	14	6,52																119,98		3	
S-3	28,35	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	97,0	95,2	69,4	18,8	50,6	CH	28,79	1,61	16	6,08																			
S-3	31,40	TM																																	
S-3	35,20	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	99,0	98,7	66,1	24,5	41,6	CH	25,9	1,71	10	7,92																			

REC.	PROF. (m)	UNIDAD	GRANULOMETRÍA						LÍMITES DE ATTERBERG			USCS	HUMEDAD Y DENSIDAD		C.SIMPLE		EDÓMETRO			CORTE DIRECTO CD		PROCTOR Normal		C.B.R. Normal		PROCTOR Modificado		C.B.R. Modificado		COLAPSO	HINCH. LIBRE	ENSAYOS QUIMICOS						
			#20	#10	#5	#2	#0.4	#0,08	LL	LP	IP		w (%)	y _d (t/m ³)	Def %	q _u (kg/cm ²)	e ₀	Cc	Cs	c' (kp/cm ²)	FI'	γ Max	W Opt	100%	95%	γ Max	W Opt	100%	95%	Ic (%)	%	M.O.(%)	SO ₃ (%)	S.S (%)	A.B.G			
S-4	0,80	R2	93,0	82,0	76,0	69,0	58,0	31,3	30,6	15,9	14,7	SC																							119,98		3	
S-4	5,10	QTG	57,0	43,0	34,0	29,0	21,0	9,2	22,8	15,1	7,7	GC																							119,98		2	
S-4	8,80	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,5	51,0	22,8	28,2	CH	28,32	1,58	13	2,94																			119,98		2	
S-4	15,90	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	88,5	46,4	18,3	28,1	CL	27,05	1,64	17	6,16																						
S-4	18,90	TM												27,05	1,64	17	6,16																					
S-4	22,40	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	97,7	57,4	20,7	36,7	CH	26,42	1,56	15	5,78																						
S-4	24,90	TM												25,73	1,59	12	7,7																					
S-4	27,80	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,7	57,1	25,3	31,8	CH	26,32	1,58	17	6,81																						
S-4	33,30	TM												25,93	1,58	18	5,88																					
S-4	36,30	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,0	62,4	26,4	36,0	CH	26,43	1,55	14	6,21																				119,98		3
S-5	1,80	QAL	100,0	100,0	100,0	99,0	93,0	31,5	19,8	17,2	2,6	SM	16,39	1,89	11	0,97	0,395	0,0192	0,0807																			
S-5	4,50	QTG	85,0	73,0	61,0	51,0	28,0	9,4	18,0	15,2	2,8	SM																								119,98		1
S-5	8,80	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	99,0	97,4	55,4	19,0	36,4	CH	34,34	1,47	18	2,14				0,5	22														119,98		3	
S-5	12,90	TM												28,19	1,59	13	4,6				0,92	21,2																
S-5	17,10	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	97,9	57,5	21,2	36,3	CH	26,42	1,64	19	5,42																						
S-5	21,30	TM												28,95	1,51	7	1,52																					
S-5	24,30	TM	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,0	55,6	24,1	31,5	CH	24,98	1,75	18	7,15																						
S-8	1,80	QTAR	100,0	99,0	91,0	85,0	65,0	31,6	33,9	16,7	17,2	SC																								95,00		13,00
S-8	4,20	QTAR	100,0	84,0	76,0	66,0	51,0	33,8	34,5	15,4	19,1	SC	23,58	1,73	3,00	2,83																			93,00		2,00	
S-8	9,50	TM	100,0	100,0	99,0	99,0	98,0	93,1	51,6	15,1	36,5	CH	26,66	1,61	11,00	4,17																						
S-8	6,50	QTG	29,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	NP	NP	NP	GP																										
S-9	2,10	QTA	100,0	100,0	100,0	99,0	98,0	91,7	46,7	19,3	27,4	CL																							120		12	
S-9	4,50	QTA	100,0	100,0	100,0	100,0	82,0	26,7	0,0	0,0	0,0	SM																										
S-9	8,25	QTG	69,0	52,0	40,0	32,0	18,0	8,0	0,0	0,0	0,0	GM																										

Resultados ensayos de laboratorio en estructuras

Las actas de estos ensayos se pueden consultar en el Apéndice 8 del Anejo 7.

12.3. SISMICIDAD

Para el cálculo de las acciones sísmicas y su repercusión en las estructuras proyectadas y en los cálculos de estabilidad, se ha tenido en cuenta la Norma Sismorresistente NCSE-02 y la Norma Sismorresistente para Puentes NCSP-07.

Al tratarse de una zona en la que la aceleración sísmica básica a_b es superior o igual a $0,04 \cdot g$, siendo g la aceleración de la gravedad, es necesaria la aplicación de dichas normas. Por tanto, se tendrá en cuenta el efecto sísmico en el cálculo y diseño de los rellenos y de las diferentes estructuras proyectadas.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. Dicho mapa suministra la aceleración sísmica básica a_b y el coeficiente de contribución K .

La aceleración sísmica de cálculo a_c , se define como el producto:

$$a_c = S \cdot p \cdot a_b$$

a_b = aceleración sísmica básica

p = Coeficiente adimensional de riesgo

S = Coeficiente de amplificación del terreno.

La aceleración sísmica básica es un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno. En la lista del Anejo 1 de la NCSE-02 se detallan por municipios los valores de la aceleración sísmica básica junto al coeficiente de contribución K ; para el término municipal afectado por el proyecto tienen los siguientes valores:

TÉRMINO MUNICIPAL	a_b/g	K
Sevilla	0,07	1,1

Por otro lado, el coeficiente adimensional de riesgo es función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. Toma los siguientes valores:

- Construcciones de importancia normal $p = 1.0$
- Construcciones de importancia especial $p = 1.3$

Por último, el coeficiente de amplificación del terreno, S , toma el valor:

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \cdot g \quad S = \frac{C}{1,25}$$

$$\text{Para } 0,1 \cdot g < \rho \cdot a_b < 0,4 \cdot g \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$\text{Para } 0,4 \cdot g \leq \rho \cdot a_b \quad S = 1,0$$

El coeficiente del terreno C , depende de las características geotécnicas del terreno y tiene como referencia los siguientes valores:

Suelo tipo IV	$C=2.0$	Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando
Suelo tipo III	$C= 1.6$	Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo firme a duro
Suelo tipo II	$C= 1.3$	Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo muy duro
Suelo tipo I	$C= 1.0$	Roca compacta o granular muy denso

Para cada una de las estructuras, se realiza una valoración del coeficiente C de cada nivel geotécnico existente de acuerdo con sus características resistentes.

El coeficiente C correspondiente a un emplazamiento concreto dependerá de las características de los primeros 30 metros bajo la superficie. Se tomará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en metros, mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

12.4. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

La cimentación de las estructuras previstas variará desde cimentaciones superficiales (zapatas y losas) hasta cimentaciones profundas (pilotes). En el siguiente apartado se expone la metodología de cálculo utilizada en cada caso y en función del tipo de terreno de apoyo.

12.4.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Terrenos granulares

Para el cálculo de la carga admisible del terreno en cimentaciones sobre suelos eminentemente granulares se ha acudido al método de Terzaghi y Peck (1948 y 1967), que parte de la siguiente formulación:

$$q_{adm} = \frac{N_{SPT} \cdot s}{8} \quad \text{Para } B \leq 1.2 \text{ metros}$$

$$q_{adm} = \frac{N_{SPT} \cdot s}{12} \cdot \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2 \quad \text{Para } B > 1.2 \text{ metros}$$

Siendo:

q_{adm} : presión admisible en Kp/cm²

s : asiento tolerable en pulgadas (1 pulgada = 2,54 cm)

N_{SPT} : el número de golpes medio del ensayo SPT en la zona de influencia de la cimentación

B : ancho de la zapata en metros.

Aunque esta formulación incluye una limitación de asientos (generalmente una pulgada ó 2.5 cm), se han realizado cálculos adicionales de asientos esperables, con los métodos de Burland y Burbigde (1985) y de Schmertmann (1978), que se exponen en los siguientes párrafos.

La formulación de Burland y Burbigde, se resume a continuación:

$$s_c = z \cdot \frac{1.7}{N^{1.4}} \cdot \left(\frac{1.25 \cdot L}{L + 0.25B} \right)^2 \cdot \frac{p}{p_0} \cdot f_s$$

Dónde:

s_c = Asiento bajo el centro del área cargada después de aplicar la carga p .

z = Profundidad de referencia, calculada así:

$$z = L_0 \left(\frac{B}{L_0} \right)^{0.75}$$

L, B = Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente.

N = Valor promedio del índice N del ensayo SPT entre el plano de la cimentación y la profundidad z , sin corregir por efecto de la sobrecarga y mayorado por 1.25 en el caso de gravas.

p = Presión de cálculo, determinada de la siguiente manera:

$$\text{Cuando } p_v \geq p_c \quad p = p_v - \frac{2}{3} p_c$$

$$\text{Cuando } p_v \leq p_c \quad p = \frac{1}{3} p_v$$

Dónde:

p_v =Presión vertical media.

p_c =Presión de preconsolidación.

p_0 =Presión de referencia = 1Mpa

f_s =Factor que tiene en cuenta el espesor de arena considerada en el cálculo, y que tiene por objeto minorar el valor del asiento obtenido con el cálculo, cuando exista un estrato rígido e indeformable por encima de la profundidad z . Así,

$$\text{Si } z \leq H_s \quad f_s = 1$$

$$\text{Si } z > H_s \quad f_s = \frac{H_s}{z} \left[2 - \frac{H_s}{z} \right]$$

Dónde:

z = Profundidad de referencia

H_s =Espesor de la capa granular bajo el plano de cimentación a partir del cual puede suponerse que el terreno es rígido e indeformable.

El método de Shmertmann está basado en numerosas medidas en casos reales. Se basa en la distribución lineal de tensiones verticales en un semiespacio elástico lineal sujeto a una presión constante. Este método supone que los asientos quedan limitados a una profundidad límite de $2B$ para cimentaciones circulares o cuadradas o a $4B$ para zapatas corridas.

El asiento en metros viene determinado por la siguiente fórmula:

$$S = C_1 \cdot C_t \cdot \Delta p \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i}{E_{si}} \cdot I_{zi}$$

Siendo:

C_1 : Corrección por empotramiento de la cimentación en el terreno

$$C_1 = 1 - \frac{0.5 \cdot \sigma'_{od}}{\Delta p} \geq 0.5$$

σ'_{od} : Presión efectiva vertical debida al peso de tierras (t/m²)

Δp : Presión neta aplicada = $q - \sigma'_{od}$

C_t : Corrección por el incremento del asiento dependiente del tiempo

$$C_t = 1 + 0.2 \cdot \text{Log}_{10} \left(\frac{t}{0.1} \right); t = \text{tiempo en años}$$

E_{si} : Módulo elástico de la capa de suelo considerada (t/m^2)

Δz_i : Incremento de profundidad (2B)

I_{zi} : Factor de influencia (Ver figura 1)

El factor de influencia I_z está basado en aproximaciones de la distribución de tensiones para cimentaciones cuadradas o circulares y para cimentaciones en faja:

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{\Delta p}{\sigma'_{izp}}}$$

Dónde:

$\sigma'_{izp} = 0.5 \cdot B \cdot \gamma' + D \cdot \gamma'$; Para $L/B = 1$ (Cuadradas o circulares)

$\sigma'_{izp} = B \cdot \gamma' + D \cdot \gamma'$; Para $L/B \geq 10$ (Cimentaciones en faja)

Siendo:

σ'_{izp} : Presión efectiva de tierras a la profundidad considerada

γ' : Densidad efectiva del suelo ($\gamma - 1$ para suelos bajo el nivel freático)

d : Profundidad de empotramiento de la cimentación

Ambos métodos se recogen en hojas de cálculo realizadas por este consultor y pueden consultarse en el Apéndice 2 de este Anejo.

Terrenos cohesivos

Para el cálculo de la carga admisible en suelos eminentemente cohesivos se utilizará la formulación general de Brinch-Hansen resumida.

La formulación general de carga admisible general es la siguiente:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{FS} = \frac{c \cdot N_c \cdot \zeta_c + q \cdot N_q \cdot \zeta_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma}{3}$$

Siendo:

q_h Carga de hundimiento.

c Cohesión del terreno de cimentación.

q Sobrecarga sobre el nivel de cimentación.

B Ancho de la zapata / Losa.

γ Peso específico efectivo del terreno bajo el nivel de cimentación.

N_c, N_q, N_γ Factores de capacidad de carga, función del ángulo de rozamiento interno, según distintos autores.

$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$ Factores de corrección, según distintos autores

FS Factor de seguridad = 3

En suelos cohesivos, el valor más desfavorable de la carga de hundimiento se obtiene para una situación de corto plazo, donde el ángulo de rozamiento interno es nulo y la cohesión se corresponde con la resistencia al corte no drenada (c_u). En este caso el factor N_c vale 5.14, con $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$, y la expresión queda:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{FS} = \frac{c_u \cdot N_c \cdot \zeta_c + q \cdot \zeta_q}{3}$$

Se utilizará el método de Steinbrenner para el cálculo de los asentos esperables para las cimentaciones superficiales en suelos cohesivos

Se trata de un método semiempírico elástico, donde el asiento viene definido por la expresión:

$$S_i = q \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot I_s \cdot I_D \cdot C_N$$

Dónde:

S_i : Asiento inmediato (m)

B' : Ancho ajustado de la cimentación en la práctica = $0.5B$

q : Presión aplicada en la base de la cimentación (Kpa)

μ : Coeficiente de Poisson

I_S : Factor de influencia según Steinbrenner:

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \cdot I_2$$

Dónde:

I1 e I2 : Factores de influencia que dependen de la profundidad del sustrato duro(H/B') y la dimensión de la cimentación (L/B) (Ver tablas 1 y 2)

ID : Factor de influencia que depende de la profundidad de cimentación (D/B), la dimensión de la cimentación (L/B) y el Coeficiente de Poisson:

$$I_D = 0,66 \left[\frac{D}{B} \right]^{-0,19} + 0,025 \left[\left(\frac{L}{B} \right) + 12\mu - 4,6 \right]$$

Se usará L/B = 5 para zapatas corridas.

CN : Número de esquinas que contribuyen en el cálculo (4 para el centro de la zapata, 2 para una arista y 1 para la esquina de la cimentación).

ES : Media ponderada del Módulo de Elasticidad inicial (Kpa) sobre una profundidad H para un suelo multicapa.

$$E_S (med) = \frac{\sum (H_i \cdot E_{Si})}{\sum H_i}$$

Dónde:

Hi y Ei son el espesor (m) y el módulo de elasticidad de la capa i.

H = $\sum H_i$ será la profundidad del sustrato duro o 5B, si H es mayor que este último valor.

Valores de I1 para el cálculo del factor de influencia Is

	L/B										
H/B'	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
0.2	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
0.4	0.033	0.032	0.031	0.03	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.027	0.026
0.6	0.066	0.064	0.063	0.061	0.06	0.059	0.058	0.057	0.056	0.056	0.055
0.8	0.104	0.102	0.1	0.098	0.096	0.094	0.093	0.092	0.091	0.09	0.089
1	0.142	0.14	0.138	0.135	0.134	0.132	0.13	0.129	0.127	0.126	0.125
1.5	0.224	0.224	0.223	0.222	0.221	0.22	0.219	0.217	0.216	0.214	0.213
2	0.285	0.288	0.29	0.291	0.292	0.292	0.292	0.291	0.291	0.29	0.289
3	0.363	0.371	0.378	0.384	0.389	0.392	0.395	0.397	0.399	0.4	0.401
4	0.408	0.42	0.431	0.44	0.448	0.454	0.46	0.465	0.469	0.472	0.475
5	0.437	0.452	0.465	0.476	0.486	0.495	0.503	0.51	0.516	0.521	0.526
6	0.456	0.473	0.488	0.501	0.513	0.524	0.533	0.542	0.549	0.556	0.562
7	0.471	0.489	0.505	0.52	0.533	0.545	0.555	0.565	0.574	0.582	0.589

	L/B										
H/B'	3	4	5	6	7	8	9	10	25	50	100
8	0.482	0.501	0.518	0.534	0.548	0.561	0.573	0.583	0.593	0.602	0.61
9	0.49	0.51	0.529	0.545	0.56	0.574	0.586	0.597	0.608	0.618	0.627
10	0.497	0.518	0.537	0.554	0.569	0.584	0.597	0.609	0.62	0.63	0.64
20	0.529	0.553	0.574	0.595	0.613	0.631	0.647	0.662	0.676	0.689	0.702
500	0.559	0.586	0.611	0.634	0.656	0.676	0.695	0.714	0.731	0.747	0.763
	L/B										
H/B'	3	4	5	6	7	8	9	10	25	50	100
0.2	0.007	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
0.4	0.025	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
0.6	0.052	0.051	0.05	0.05	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049
0.8	0.084	0.082	0.081	0.08	0.08	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079
1	0.118	0.115	0.113	0.112	0.112	0.111	0.111	0.111	0.11	0.11	0.11
1.5	0.202	0.197	0.194	0.192	0.191	0.19	0.19	0.189	0.188	0.187	0.187
2	0.278	0.271	0.267	0.264	0.262	0.261	0.26	0.259	0.256	0.256	0.256
3	0.399	0.392	0.386	0.381	0.378	0.376	0.374	0.373	0.367	0.366	0.366
4	0.486	0.484	0.478	0.473	0.469	0.466	0.463	0.461	0.452	0.451	0.451
5	0.55	0.554	0.551	0.547	0.543	0.539	0.536	0.533	0.521	0.519	0.518
6	0.598	0.609	0.61	0.607	0.604	0.6	0.597	0.594	0.578	0.575	0.574
7	0.635	0.652	0.657	0.657	0.655	0.652	0.649	0.646	0.628	0.624	0.622
8	0.663	0.687	0.697	0.7	0.699	0.697	0.694	0.692	0.671	0.666	0.664
9	0.687	0.716	0.729	0.735	0.737	0.736	0.734	0.732	0.71	0.703	0.701
10	0.706	0.74	0.757	0.765	0.769	0.77	0.769	0.767	0.745	0.737	0.735
20	0.796	0.855	0.896	0.924	0.944	0.958	0.969	0.976	0.981	0.964	0.956
500	0.887	0.976	1.045	1.101	1.149	1.19	1.226	1.258	1.53	1.719	1.877

Valores de I2 para el cálculo del factor de influencia Is

	L/B										
H/B'	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
0.2	0.041	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
0.4	0.066	0.068	0.069	0.07	0.07	0.071	0.071	0.072	0.072	0.073	0.073
0.6	0.079	0.081	0.083	0.085	0.087	0.088	0.089	0.09	0.091	0.091	0.092
0.8	0.083	0.087	0.09	0.093	0.095	0.097	0.098	0.1	0.101	0.102	0.103
1	0.083	0.088	0.091	0.095	0.098	0.1	0.102	0.104	0.106	0.108	0.109
1.5	0.075	0.08	0.084	0.089	0.093	0.096	0.099	0.102	0.105	0.108	0.11
2	0.064	0.069	0.074	0.078	0.083	0.086	0.09	0.094	0.097	0.1	0.102
3	0.048	0.052	0.056	0.06	0.064	0.068	0.071	0.075	0.078	0.081	0.084
4	0.037	0.041	0.044	0.048	0.051	0.054	0.057	0.06	0.063	0.066	0.069
5	0.031	0.034	0.036	0.039	0.042	0.045	0.048	0.05	0.053	0.055	0.058
6	0.026	0.028	0.031	0.033	0.036	0.038	0.04	0.043	0.045	0.047	0.05
7	0.022	0.024	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.037	0.039	0.041	0.043
8	0.02	0.022	0.023	0.025	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.036	0.038
9	0.017	0.019	0.021	0.023	0.024	0.026	0.028	0.029	0.031	0.033	0.034
10	0.016	0.017	0.019	0.02	0.022	0.023	0.025	0.027	0.028	0.03	0.031
20	0.008	0.009	0.01	0.01	0.011	0.012	0.013	0.013	0.014	0.015	0.016
500	0	0	0	0	0	0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
	L/B										
H/B'	3	4	5	6	7	8	9	10	25	50	100

	L/B										
0.2	0.043	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044
0.4	0.074	0.075	0.075	0.075	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076
0.6	0.095	0.097	0.097	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098
0.8	0.109	0.111	0.112	0.113	0.113	0.113	0.113	0.114	0.114	0.114	0.114
1	0.117	0.12	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.5	0.124	0.13	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.14	0.14	0.14
2	0.121	0.131	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
3	0.108	0.122	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
4	0.093	0.11	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
5	0.08	0.098	0.111	0.12	0.128	0.133	0.137	0.14	0.154	0.156	0.157
6	0.07	0.087	0.101	0.111	0.12	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
7	0.062	0.078	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
8	0.055	0.071	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
9	0.05	0.064	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
10	0.046	0.059	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20	0.024	0.031	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
500	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.008	0.016	0.031

Este método se utiliza en base a una serie de hojas de cálculo preparadas por este consultor y cuyos resultados se incluyen en el Apéndice 2 de este documento.

12.4.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS

La metodología de cálculo para la carga admisible en cimentaciones profundas utilizada y que a continuación se resume, procede de la "Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras", editada por el Ministerio de Fomento, aplicando el "Método basado en ensayos presiométricos para Suelos Granulares y Cohesivos".

La carga de hundimiento de un pilote es la suma de la resistencia por fuste más la resistencia por punta:
 $Q_{at} = Q_{af} + Q_{ap}$.

El factor de seguridad indicado por la mencionada Guía, tanto en el cálculo de la carga por fuste como la carga por punta es de $FS=3.0$ para la combinación de acciones casi permanente.

Resistencia por fuste

Método basado en ensayos presiométricos para Suelos Granulares y Cohesivos

Para cualquier tipo de suelo la resistencia unitaria por fuste se puede tomar del siguiente valor:

$$\tau_f = \frac{1}{40} q_p$$

Donde:

q_p = Carga unitaria de hundimiento por punta.

En cualquier caso, el valor de la resistencia unitaria por punta debe limitarse en función del tipo de terreno a los siguientes valores:

$$\tau_f \leq 90kPa \quad \text{Suelos Granulares}$$

$$\tau_f \leq 70kPa \quad \text{Suelos Cohesivos}$$

Resistencia por punta

Método basado en ensayos presiométricos para Suelos Granulares y Cohesivos

La carga de hundimiento unitaria por punta de un pilote puede relacionarse con la Presión Límite de cualquier tipo de terreno mediante la siguiente expresión:

$$q_p = K \cdot (p_l - K_0 \cdot p_0)$$

Donde:

q_p = Carga de hundimiento unitaria por punta

K = Coeficiente de proporcionalidad que depende de la geometría del cimientado y del tipo de terreno. Pueden tomarse los siguientes valores:

$$K=3.2 \quad \text{Suelos Granulares}$$

$$K=1.5 \quad \text{Suelos Cohesivos}$$

p_l = Presión límite del ensayo presiométrico.

p_0 = Presión vertical efectiva al nivel de la cimentación en el entorno del apoyo (antes de cargar)

K_0 = Coeficiente de empuje al reposo = 0.5

Tope estructural

En cualquier caso, teniendo en cuenta todos estos factores, la carga a soportar por cada pilote nunca puede superar su “tope estructural”.

Los valores del tope estructural que se recomiendan en la Guía de Cimentaciones de en Obras de Carretera son:

$$Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A$$

Siendo:

A = Área sección transversal del pilote

σ = Factor en función del tipo de apoyo y la forma de ejecución del pilote, según la siguiente tabla (Mpa).

Tipo ejecución	Tipo de apoyo	
	Suelo Firme (Mpa)	Roca (Mpa)
Entubado	5	6
Con lodos	4	5
En seco	4	5
Barrenado	4	No aplicable

Así, los topes estructurales considerados para los distintos diámetros tanteados en los cálculos, serán los siguientes:

Diámetro (m)	Área sección transversal (m ²)	TOPE ESTRUCT. Entubado ($\sigma=5\text{Mpa}$) (Tn)	TOPE ESTRUCT. Con lodos($\sigma=4\text{Mpa}$) (Tn)
1,00	0,7854	392,7	314,2
1,25	1,2272	613,6	490,9
1,50	1,7672	883,6	706,9

Rozamiento negativo

Se considerará la acción del rozamiento negativo, cuando el terreno que circunda a los pilotes de los estribos asiente más que éstos. debido a la colocación de los terraplenes adyacentes cuyos asientos esperables superan los 2 cm.

A estos efectos, desde un punto de vista conservador, se estimará el rozamiento negativo suponiéndolo igual a la resistencia por fuste de los estratos compresibles.

Consideraciones del efecto grupo

De acuerdo con lo expresado en el CTE, de forma general para el cálculo de los pilotes, no se considerará el efecto grupo para una separación entre ejes de pilotes igual o mayor a 3 diámetros.

A partir de un grupo de cuatro pilotes, se debe considerar que la proximidad entre pilotes se traduce en una interacción entre ellos de manera que si el grupo tiene n pilotes y la carga de hundimiento del pilote aislado es Rck, la carga que produce el hundimiento del grupo Rckg, en general, no suele ser igual a n.Rck, al tener que aplicar a este valor un coeficiente de eficiencia, η , que se define con el cociente:

$$\eta = \frac{Rckg}{n.Rck}$$

Siendo, n el número de pilotes.

El coeficiente de eficiencia será de 1, para separaciones entre ejes iguales o superiores a 3D. Para separaciones de 1D, el coeficiente de eficiencia será de 0.7. Para separaciones entre 1D y 3D, se interpolará linealmente entre 1 y 0,7.

Coeficiente de balasto horizontal

Para el cálculo del módulo de Balasto Horizontal se puede utilizar la formulación que se expone a continuación:

- Suelos cohesivos, Kh no depende de la profundidad:

$$Kh = \frac{0.2}{D} Kh_1$$

- Suelos granulares, Kh depende de la profundidad (z):

$$Kh = nh \left(\frac{z}{D} \right)$$

Coeficiente de balasto vertical

El coeficiente de balasto no es un parámetro intrínseco del suelo, por lo que su valor no sólo depende del tipo de terreno sino también de las dimensiones de la carga aplicada. En la siguiente tabla se muestran los valores de K30 propuestos por diferentes autores:

Suelo	K ₃₀ (kp/cm ²)
Arena fina de playa	1,0-1,5
Arena floja, seca o húmeda	1,0-3,0
Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
Arena compacta, seca o húmeda	9,0-20,0
Gravilla arenosa floja	4,0-8,0
Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
Grava arenosa floja	7,0-12,0
Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Margas arcillosas	20,0-40,0
Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
Rocas sanas	800-30.000

El valor del coeficiente de balasto deberá corregirse según el ancho de la losa, afectado por el incremento de la fuerza de compresión.

Según Terzaghi (1955), para zapatas cuadradas de ancho b:

-En terrenos cohesivos: $K = K_{30} \cdot 0,30/b$

-En terrenos granulares: $K = K_{30} \cdot ((b+0,30)/2b)^2$

12.4.3. METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE MUROS DE TIERRA ARMADA

La estructura E-1 se resuelve mediante una losa aligerada postesada sobre cargaderos, estos cargaderos se ejecutarán sobre sendos muros de tierra armada.

En este documento se analizará la estabilidad global de estos macizos reforzados y se estimarán los asentamientos que sufrirán bajo las cargas transmitidas por la estructura en los estribos.

Para todo ello se utilizará la herramienta informática Plaxis en su versión 8.6.

Este programa realiza los cálculos a partir de un modelo de elementos finitos representados mediante una malla de elementos triangulares. La modelización del comportamiento de los materiales es bastante más compleja que por los métodos tradicionales (Bishop, Janbu, Spencer, etc), pero en este caso se pueden modelizar tanto los terrenos, como el resto de los materiales o superficies que quieran incluirse en el modelo, entre otros podemos citar:

- Los materiales que conforman la estructura y el terreno natural según varios modelos de comportamiento:
 - o Elásticos o comportamiento lineal
 - o Elastoplásticos o comportamiento no lineal: (Mohr-Coulomb, Hard soil model, Soft soil model, Soft soil creep model).
- Posibles superficies de deslizamiento preexistentes (según su cohesión y rozamiento)

- Elementos estructurales de contención, (según propiedades de un material de comportamiento elástico, módulo de deformación y coeficiente de Poisson)
- Superficies de contacto entre estructuras y material con sus parámetros característicos (Cohesión, rozamiento)

En el programa se ha introducido la geometría de cada muro de tierra armada y posteriormente se ha procedido a caracterizar los materiales afectados. El comportamiento elegido, ha sido el denominado Mohr-Coulomb, en el cual además de los valores de densidad y elásticos, se requiere de una cohesión y un ángulo de rozamiento interno. Se ha supuesto que el sistema responde en una situación drenada con valores efectivos.

El modelo ha contemplado los siguientes elementos: flejes, paramento, relleno con suelo seleccionado en la zona estructural del muro, sobrecarga en la coronación, (con un valor de 20 Tn/m²), y por último, relleno de terraplén en la parte trasera del muro.

Los flejes se han modelizado en base a los datos aportados por el proyectista, con una sección de 50x4 mm, una longitud de 0,7xaltura terraplén y dispuestos en altura cada 0,70 metros. En una misma línea de flejes, estos se colocarían cada dos metros lineales de muro. De esta manera los flejes se han modelizado como "geogrid" con un comportamiento elástico y una rigidez axil (EA) de 2,8x10⁴ KN/m.

El paramento se ha modelizado como un muro de hormigón de 10 cm de canto, es decir como un elemento "plate" con comportamiento elástico y con los siguientes parámetros característicos:

EA (Rigidez axil KN/ml)	EI (Rigidez a flexión KN.m ² /ml)	Coefficiente de Poisson (μ)
2,5x10 ⁶	2,08x10 ³	0,2

El suelo seleccionado del relleno estructural se ha caracterizado geotécnicamente con los siguientes parámetros:

Material	γ _{ap.} (kN/m ³)	φ' (°)	C' (kN/m ²)	E (kN/m ²)	μ
Relleno estructural	20	31	10	30.000	0,35

El relleno del terraplén se modelizará con los mismos parámetros utilizados en el Anejo 7, para el análisis de los rellenos proyectados, en función del tipo de material a utilizar para el núcleo del terraplén (suelo como mínimo tolerable), es decir:

Material	γ _{ap.} (kN/m ³)	φ' (°)	C' (kN/m ²)	E (kN/m ²)	μ
Terraplén clasificado al menos como tolerable (PG-3)	20	31	10	15.000	0,35

El terreno natural se ha modelizado en base a la información aportada por la campaña geotécnica realizada en este proyecto y los datos de proyectos anteriores. La caracterización del terreno de apoyo se realiza para cada uno de los dos muros de tierra armada por separado puesto que apoyarán en materiales muy distintos entre sí.

Esta fase preliminar, de construcción y caracterización, culmina con la ubicación del nivel freático y la generación de las presiones efectivas existentes en el terreno antes de la colocación del muro de tierra armada sobre el terreno.

Finalizada la fase de creación del modelo, generadas las presiones efectivas, se inicia la etapa de cálculo en la cual se estudia el efecto desestabilizador que representa la colocación del macizo reforzado proyectado. Este efecto se concreta en la obtención de un factor de seguridad frente a la posibilidad de una rotura.

El cálculo de estabilidad se ha hecho para una situación de corto plazo, sin disipación de las sobrepresiones intersticiales creadas por la colocación del total del relleno, y para una situación a largo plazo y con la introducción de las cargas transmitidas por la estructura, donde la estabilidad se calcula suponiendo que las sobrepresiones se han disipado completamente.

En Plaxis, la diferenciación entre un comportamiento drenado y no drenado en suelos cohesivos se ha conseguido mediante la variación del parámetro de drenabilidad que acompaña a la caracterización de cada material y que tiene dos alternativas, drained y undrained. Por lo tanto, todos los materiales que intervienen en el modelo se ha caracterizado con parámetros efectivos de cohesión, ángulo de rozamiento, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson, y una vez iniciado el cálculo, para estudiar los dos comportamientos descritos, en las capas cohesivas se ha variado el parámetro citado. Tan sólo se han considerado como materiales “undrained” las arcillas arenosas aluviales QTA y el techo del sustrato margoso TM.

Por tanto, en este proyecto en concreto, el resto de los materiales que intervienen en los cálculos (con mayor representatividad en el apoyo de los terraplenes), son de naturaleza granular, y por tanto de comportamiento drenado per sé.

Por último, se realiza un cálculo de estabilidad teniendo en cuenta la acción del sismo, con una aceleración de cálculo de $a_c=0,07g$.

Como valor de referencia para considerar estable un terraplén se ha tomado la magnitud de 1,50 a corto plazo y a largo plazo. Para la condición con sismo se exige $FS >1,20$.

En cuanto a los asientos, dadas las características de los materiales involucrados, (suelos granulares R1, QTAR y QTG, suelos arcillo-arenosos QTA, y arcillas margosas algo sobreconsolidadas y parcialmente saturadas TM), se han calculado los asientos esperables según una caracterización elasto-plástica de los materiales del sustrato de apoyo.

Para ello, cada nivel se ha asociado a un valor del módulo elástico de deformación y un dato de coeficiente de Poisson. Los valores del módulo E se han aproximado siguiendo varias vías. En primer lugar, contando con los datos de los presiómetros realizados, especialmente en el caso de la unidad TM. En segundo, acudiendo a correlaciones con golpes SPT característicos (según diversos autores:

Bequemann, Wrenk, Bowles, Dápolonia, Duncan, etc....). Y, por último, en el caso de suelos cohesivos, según los valores de resistencia al corte sin drenaje aplicables en cada caso. En todos los casos, los valores finalmente asignados corresponden a un compendio de todos los datos anteriores.

El modelo elasto-plástico también se ha aplicado con la ayuda del programa Plaxis.

Por último se ha realizado un análisis del tiempo de consolidación mediante Plaxis para el muro de tierra armada que apoya sobre materiales arcillo-arenosos QTA. Para ello se han asignado permeabilidades a cada uno de los materiales implicados, en función de la bibliografía consultada (COAM, Ingeniería Geológica) y la granulometría de los materiales.

Partiendo de las simplificaciones que siempre es necesario realizar, el carácter discreto de los ensayos disponibles, y la propia naturaleza de los métodos de cálculo, los asientos se deben considerar siempre como una aproximación razonable a las magnitudes reales, es decir, marcan un orden de magnitud esperable.

Aún con la premisa anterior, los órdenes de magnitud de dichos asientos permiten evaluar la necesidad de proponer, medidas que garanticen un adecuado comportamiento en el futuro. Las medidas han tendido a minimizar los asientos máximos en el muro de tierra armada que apoyará en el vertedero (formación R1) y a evitar que dichos asientos afecten estructuralmente a los muros de tierra armada.

Además, se recomienda que, en los puntos donde se prevén asientos de mayor magnitud, durante el proceso constructivo se lleve a cabo un control de dichos asientos, estudiando la evolución en el tiempo de los mismos, sin dejarse llevar, salvo como referencia, por el determinismo que marcan las cifras que se van a dar para los distintos tramos. El comportamiento de la curva de asientos-tiempo determinará el momento en el que se haya producido la mayor parte de dichos asientos, así como la posibilidad de abordar actuaciones que dependiesen de la culminación de las deformaciones. A este respecto se incluye en el Epígrafe 7.5.6. del Anejo 7 un plan de auscultación para los terraplenes donde se prevén asientos de mayor envergadura.

12.5. ESTRUCTURA E1

La estructura E-1 se resuelve mediante una losa aligerada postesada sobre cargaderos, estos cargaderos se ejecutarán sobre sendos muros de tierra armada. Esta estructura soluciona el paso de los Ejes 4 y 31 sobre los Ejes 2 y 3.

La situación de estos muros de tierra armada dentro del Eje 4, su altura y terreno de apoyo se resumen en la siguiente tabla:

ESTRIBO	TRAMO (Eje 4)	ALTURA MÁXIMA (m)	TERRENO EN EL APOYO
Estribo 1	0+265,29-0+282,53	8,8	Arcillas aluviales QTA
Estribo 2	0+315,65-0+329,43	6,9	Rellenos sin compactar (vertedero) R1

12.5.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

De acuerdo con las prospecciones realizadas en el entorno de esta estructura: sondeos S-1, S-9, S-11, calicatas C-6, C-7 y C-39 y ensayos de penetración dinámica P-10 y P-11, se observa que el apoyo de cada uno de los muros de tierra armada se va a producir sobre sustratos totalmente diferentes entre sí, ya que justamente entre ambos macizos, en el PK 0+305 del Eje 4 se encuentra el contacto entre el vertedero (R1) y el terreno natural que en esta zona está constituido por las arcillas aluviales QTA.

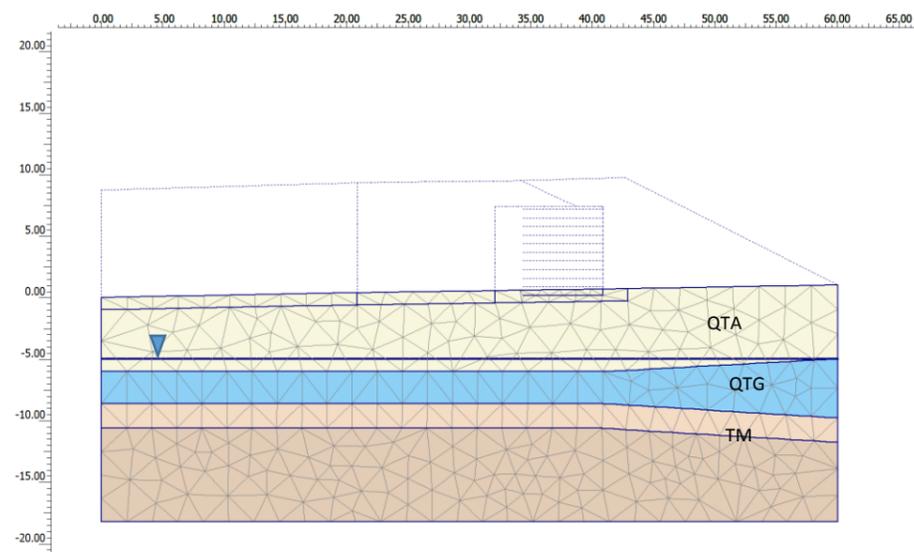
Bajo el muro del Estribo 1 el sustrato está conformado por un nivel superficial de arcillas aluviales QTA con un espesor de 6,6 metros. Debajo de la capa de arcillas se encuentran las gravas aluviales del Guadalquivir QTG, con un espesor de 2,6 metros. Y por último encontramos el sustrato de margas azules del Guadalquivir (TM), a partir de los 9,2 metros de profundidad, y que se prolongan al menos (según el sondeo S-11) hasta los 35 m de profundidad.

Bajo el muro del Estribo 2 el sustrato está compuesto por los rellenos sin compactar del vertedero (R1) que alcanzan un espesor máximo bajo el macizo reforzado de 7 metros acuñándose hacia el PK 0+305 donde desaparecen. Debajo de estos rellenos se encuentran las gravas aluviales del Guadalquivir QTG, con un espesor que varía entre de 2,6 y 3 metros. Y por último encontramos el sustrato de margas azules del Guadalquivir (TM).

El nivel freático en esta zona se encuentra a 5 metros de profundidad.

12.5.2. PERFILES DE CÁLCULO

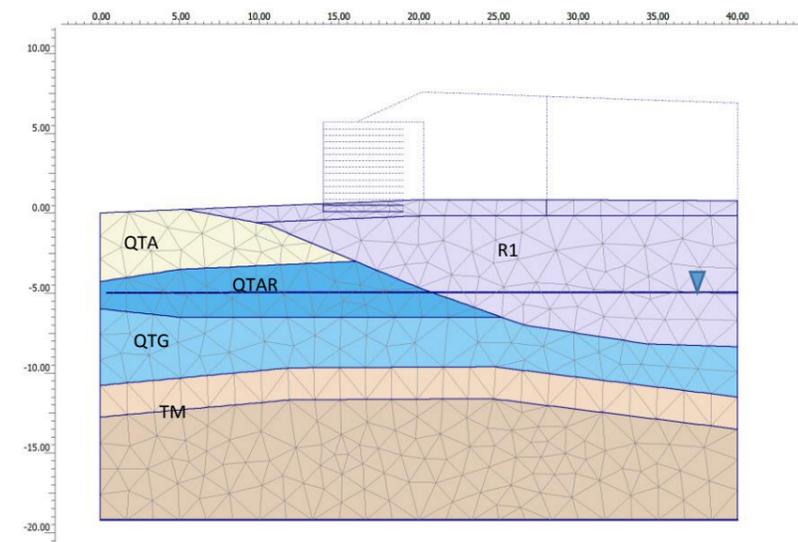
De acuerdo con los datos obtenidos de las prospecciones realizadas en la zona y los ensayos de laboratorio ejecutados sobre muestras procedentes de estas investigaciones, se han elaborado los siguientes perfiles geotécnicos representativos del sustrato en el apoyo de estos muros de tierra armada (ver también perfil geotécnico de la estructura E-1 en Apéndice 1 de este anejo).

MURO ESTRIBO 1


PERFIL DE CÁLCULO PARA EL ESTRIBO 1								
Prof.(m)	Formación	USCS	γ_{ap} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	U	C' (kN/m ²)	ϕ (°)	C Coeficiente del terreno
0-6,6	QTA	CL	20	14.000	0,35	25	25	1,6
6,6-9,2	QTG	GP/GM/ SM	21	30.000	0,30	0	35	1,3
>9,2	TM	CH	19	16.000	0,35	30	20	1,6

En esta zona el nivel freático se encuentra a 5 metros desde la rasante actual y se ha supuesto que satura también los dos primeros metros del techo de las margas (TM) en contacto con las gravas aluviales (QTG).

El coeficiente del terreno ponderado C será de 1,57.

MURO ESTRIBO 2


PERFIL DE CÁLCULO PARA EL ESTRIBO 2								
Espesor(m)	Formación	USCS	γ_{ap} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	U	C' (kN/m ²)	ϕ (°)	Coeficiente del terreno C
Variable (3-7)	R1 (Vertedero)		17	4.000	0,40	0,1	22	2,0
Variable (0-4,3)	QTA	CL	20	14.000	0,35	25	25	1,6
Variable (1,7-3,5)	QTAR	SC/SM	20	17.500	0,35	5	32	1,6
3,0	QTG	GP/GM/ SM	21	30.000	0,30	0	35	1,3
>10	TM	CH	19	16.000	0,35	30	20	1,6

El nivel freático se encuentra a 5 metros de profundidad y se ha supuesto que satura también los dos primeros metros del techo de las margas (TM) en contacto con las gravas aluviales (QTG).

No hay que olvidar que para el apoyo del terraplén del Eje 4 sobre el vertedero, para alturas de terraplén superiores a 4,5 metros, se ha propuesto un tratamiento consistente en una malla cuadrada de inclusiones rígidas con un espaciado de 1,5x1,5 metros y un colchón de reparto entre la cabeza de las inclusiones y el cuerpo del terraplén de 1 metro de espesor (ver Anejo 7, epígrafe 7.5.3).

Este mismo tratamiento se hace extensivo bajo el muro de tierra armada del estribo 2, donde además se procurará que las inclusiones no finalicen justo bajo el paramento sino que al menos exista una fila adicional de inclusiones desde el muro hacia el exterior.

Los parámetros del vertedero mejorado con este tratamiento serán los siguientes:

PARÁMETROS EQUIVALENTES R1 TRATADO						
MALLA (m)	γ_{ap} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C' (kN/m ²)	ϕ (°)	C
1,5 x 1,5	18	28571	0,35	49	23	1,3

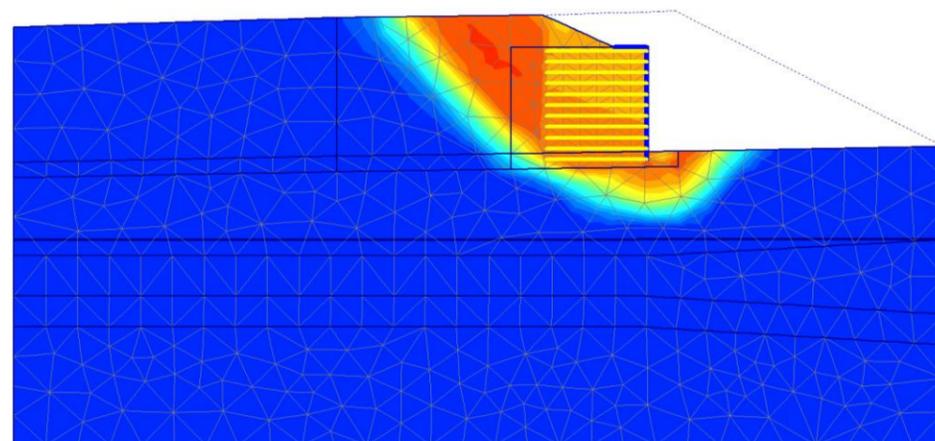
El coeficiente del terreno ponderado C (con el tratamiento en vertedero) será de 1,5.

12.5.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y ASIENTOS ESTIMADOS

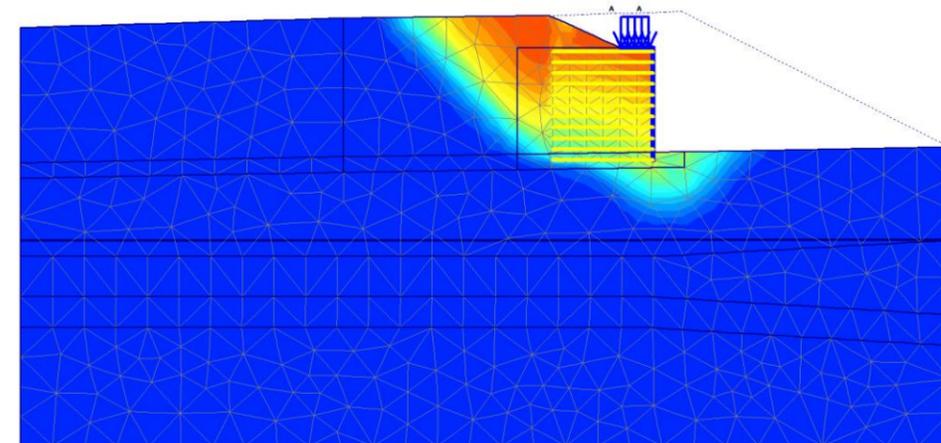
MURO ESTRIBO 1

Tomando como modelo de partida el descrito en el apartado anterior, se ha estudiado el efecto de la construcción de un muro de tierra armada con las características que se definen en el apartado 12.4.3 y considerando una carga transmitida en el cargadero de 20 t/m².

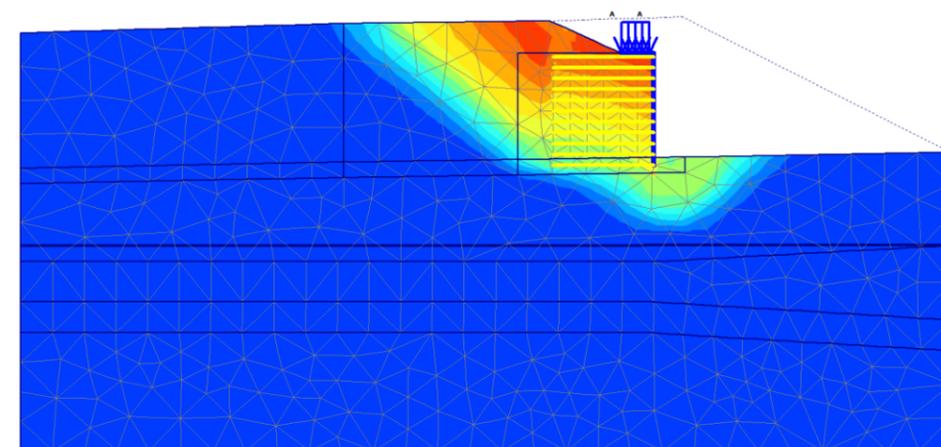
El comportamiento del modelo de cálculo ha sido el siguiente:



Mapa de desplazamientos totales, situación a corto plazo FS=1,35



Mapa de desplazamientos totales, situación a largo plazo FS=1,84



Mapa de desplazamientos totales, situación a con sismo FS=1,56

Así los resultados obtenidos, en cuanto al cálculo de estabilidad han sido los siguientes:

ESTABILIDAD		
FS CORTO PLAZO	FS LARGO PLAZO	FS SISMO
1,35	1,84	1,56

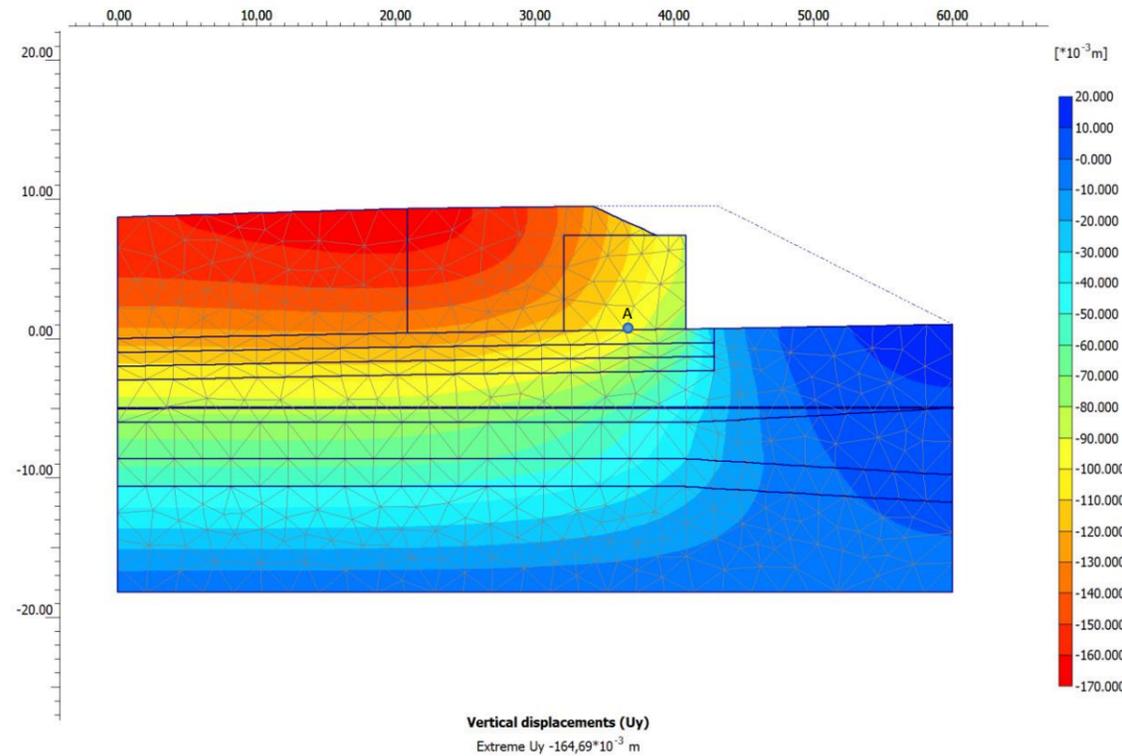
De acuerdo con los valores de factor de seguridad frente al deslizamiento global, se estima que este muro de tierra armada será estable.

Respecto a los asentamientos, en este caso, donde el apoyo se produce sobre materiales cohesivos (QTA) aunque con un elevado porcentaje de arena (32%), se ha realizado un análisis más concreto de los mismos mediante Plaxis y el análisis de la velocidad de consolidación.

Para el análisis de consolidación se han asignado las siguientes permeabilidades a cada uno de los materiales implicados, en función de la bibliografía consultada (COAM, Ingeniería Geológica) y la granulometría de los materiales:

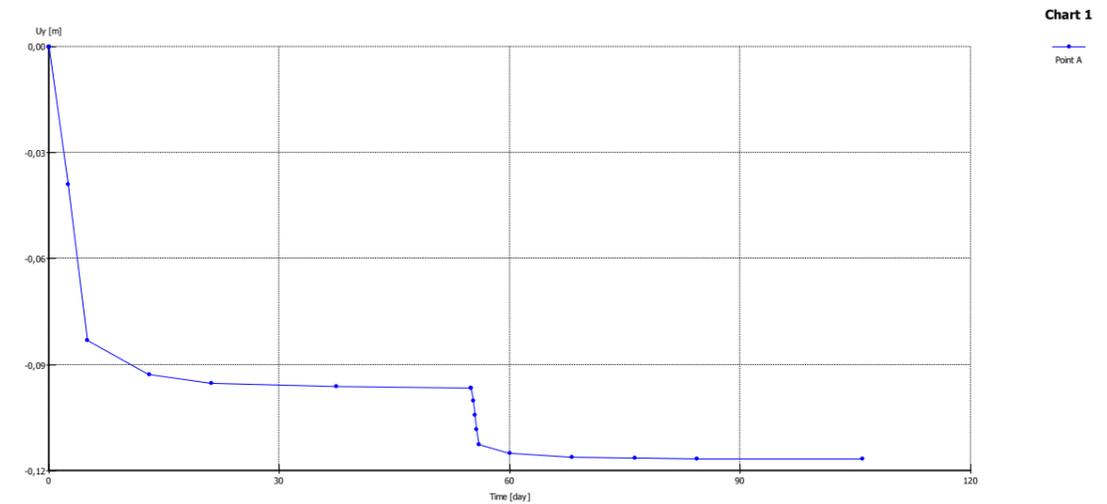
Formación	USCS	Contenido medio en finos (%)	Permeabilidad K (m/día)
QTA	CL	68%	10^{-3}
QTG	GP/GM/ SM	8%	1
TM	CH	95%	10^{-4}

El total de asientos esperables en el muro de tierra armada será de 16,5 cm como puede observarse en la siguiente figura:



Desplazamientos verticales (asientos) a largo plazo: 16,5 cm

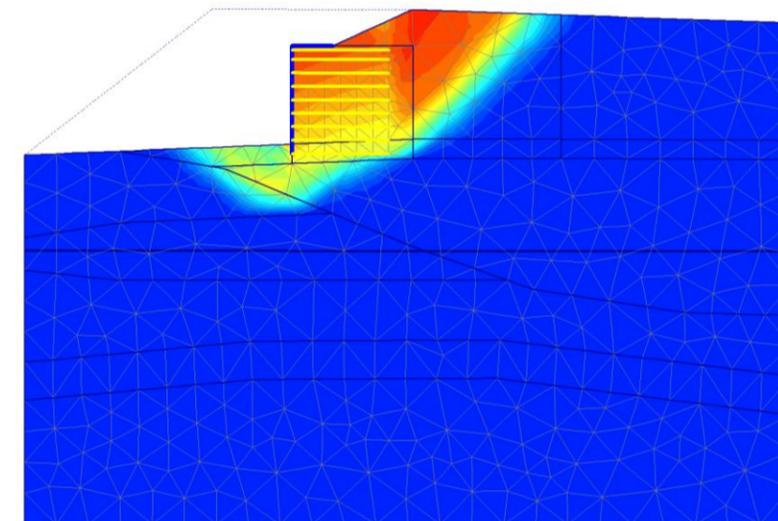
El análisis de consolidación ha dado como resultado que la práctica totalidad de los asientos totales previstos, se producirán en los primeros veinte días desde la construcción del terraplén, mientras que los asientos que se produzcan como consecuencia de la carga transmitida en el cargadero serán del orden de 5 cm y también se producirán de manera muy rápida. Esta evolución puede observarse en la siguiente gráfica, que refleja el asiento que se produce en el apoyo del terraplén (Punto A) en los primeros 3 meses:



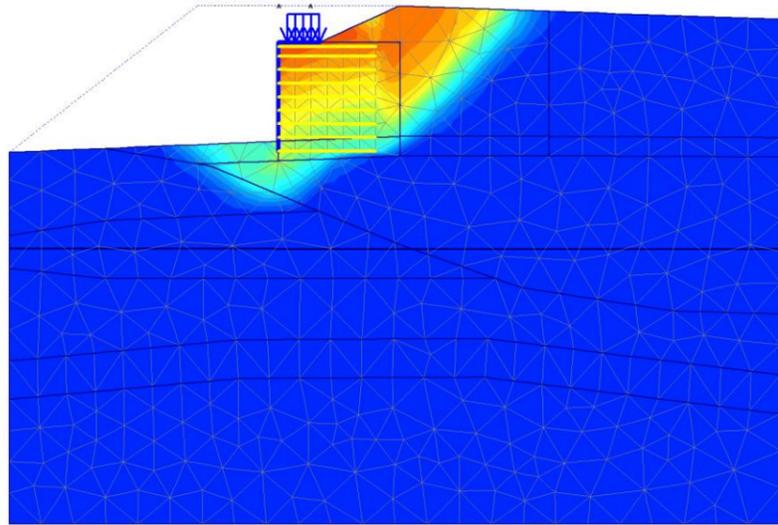
MURO ESTRIBO 2

Tomando como modelo de partida el descrito en el apartado anterior para el muro de tierra armada en el Estribo 2, se ha estudiado el efecto de la construcción de un muro de tierra armada con las características que se definen en el apartado 12.4.3 y considerando una carga transmitida en el cargadero de 20 t/m².

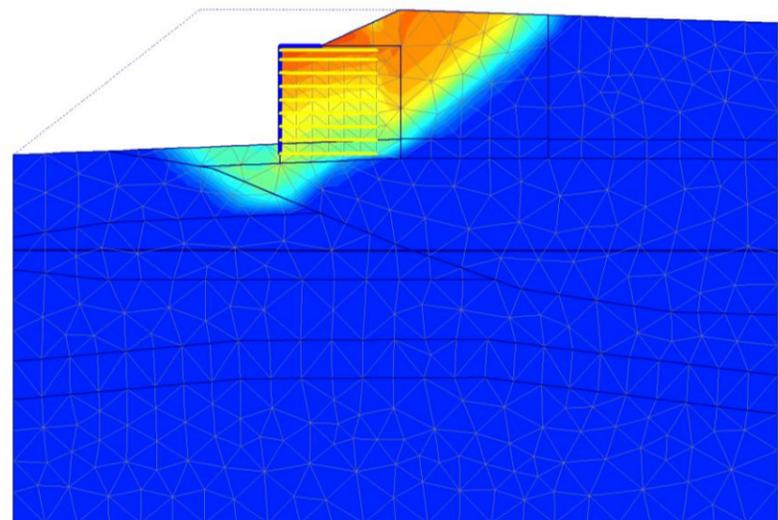
El comportamiento del modelo de cálculo ha sido el siguiente:



Mapa de desplazamientos totales, situación a corto plazo FS=2,0



Mapa de desplazamientos totales, situación a corto plazo FS=1,94



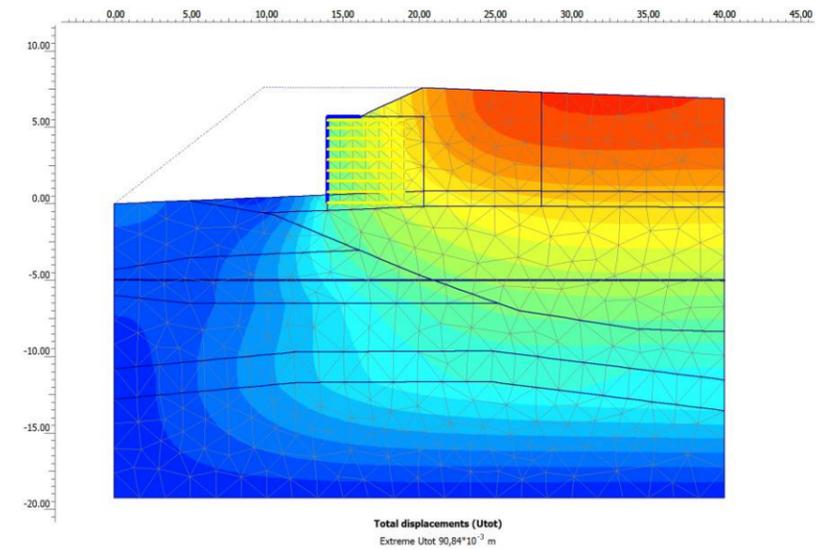
Mapa de desplazamientos totales, situación a con sismo FS=1,66

Así los resultados obtenidos, en cuanto al cálculo de estabilidad han sido los siguientes:

ESTABILIDAD		
FS CORTO PLAZO	FS LARGO PLAZO	FS SISMO
2,0	1,94	1,66

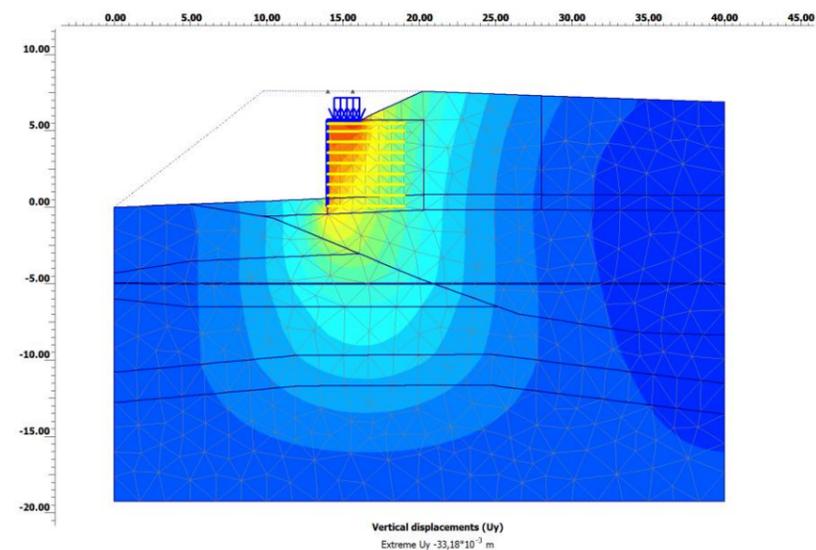
De acuerdo con los valores de factor de seguridad frente al deslizamiento global, se estima que este muro de tierra armada será estable.

Respecto a los asentamientos, en este caso, donde los materiales implicados son de naturaleza eminentemente granular, se estima que los asentamientos totales que se produzcan, del orden de 9 cm como puede verse en la siguiente figura lo harán de manera casi inmediata durante la construcción del muro.



Desplazamientos verticales (asientos) durante la construcción: 9,0 cm

Posteriormente, los asentamientos que se produzcan como consecuencia de la carga transmitida en el cargadero serán del orden de 3 cm y también se producirán de manera muy rápida.



Desplazamientos verticales (asientos) debidos a la carga transmitida por la estructura: 3,0 cm

12.5.4. CARGA ADMISIBLE

El diseño de los muros de tierra armada deberá ser adecuado para soportar las cargas transmitidas por los estribos, que serán del orden de 20 t/m².

12.5.5. TRATAMIENTO PROPUESTO

De acuerdo con el análisis de los asientos que se producirán en ambos muros de tierra armada, se ha concluido que estos se producirán como muro en el primer mes desde su construcción y serán del orden de 16,5 cm en el estribo 1 y de 9 cm en el estribo 2. Posteriormente debido a la carga transmitida por la estructura se producirán asientos adicionales de entre 5 y 3 cm también muy rápidos.

En cualquier caso se estima que dada la entidad de los asientos, especialmente en el caso del muro de tierra armada del estribo 1, podrían darse desajustes en el paramento o en los flejes de estos muros, por lo que se recomienda la construcción de un terraplén continuo de 9 metros de altura máxima en la zona que ocuparán posteriormente los muros. Se aconseja, una vez realizado el tratamiento de inclusiones rígidas en el vertedero, dejar este terraplén a modo de precarga durante un tiempo no inferior a un mes e ir controlando los elementos de auscultación previstos en el Anejo 7 epígrafe 7.5.6, para comprobar la evolución de los asientos.

Una vez se hayan producido los asientos esperables asegurando que la curva de asientos se vuelve asintótica, se retirarán las tierras de este terraplén y se procederá a la construcción de ambos muros.

12.6. ESTRUCTURA E2

Esta estructura consiste en un marco para el paso inferior del Eje 9 sobre el Eje 13, en torno al PK 0+360 del primero. Tendrá unas dimensiones de 14,5 m de ancho y 15,8 m de largo y una altura 8,2 m. Sobre este marco no existirá sobre carga de tierras, puesto que el Eje 9 discurrirá en rasante sobre esta estructura.

12.6.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Para el conocimiento del sustrato en la ubicación de esta estructura se dispone del sondeo S-2 y los ensayos de penetración dinámica DPSH P-8 y P-9. También se encuentran cerca de la futura estructura las calicatas C-3 y C-5, que están pendientes de ejecutar.

En base a las investigaciones disponibles, se observa que el sustrato geológico está conformado por un primer nivel más superficial de arcillas aluviales (QTAR arcilloso) de 1,5 metros de espesor, al que le sigue un nivel de arenas aluviales QTAR con un espesor de 2,5 metros. Por debajo encontramos las gravas aluviales QTG, con una potencia de 4 metros y, por último, como ocurre en todos los casos, bajo las gravas, el sustrato de margas azules del Guadalquivir que aparecen a partir de los 8,0 metros de profundidad y como mínimo se extienden hasta los 14,4 metros según el sondeo S-2.

El nivel freático según lo observado en el sondeo S-2 se encuentra a 2,8 m de profundidad.

12.6.2. PERFIL DE CÁLCULO

A partir de las investigaciones mencionadas y los ensayos de laboratorio disponibles se ha elaborado el siguiente perfil representativo del sustrato para los cálculos posteriores:

Prof.(m)	Formación	USCS	N _{DPSH}	N _{SPT}	Q _u (kN/m ²)	C _u (KN/m ²)	γ _{ap} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C' (kN/m ²)	φ (°)	Coef.C
0,0-1,5	QTAR1	CL/SC/SM	5				20	9500	0,35	2	28	2,0
1,5-4,0	QTAR2	SC/SM	10	8			20,8	12000	0,35	3	29	2,0
4,0-8,0	QTG	GP/GM/ SM		58; 16; 50			21	20000	0,3	2	34	1,3
>8,0	TM	CH		18; 24; 20	300	150	19,7	15250	0,35	30	20	1,6

El nivel freático se encuentra a 2,8 metros de profundidad.

El coeficiente del terreno ponderado C, teniendo en cuenta que se realizará un saneo de 1,5 metros para retirar QTAR1, será de 1,57.

12.6.3. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN, CÁLCULOS DE CARGA ADMISIBLE Y ASIENTOS ESTIMADOS

La cimentación de este paso inferior se realizará mediante una losa armada, cuya cara inferior se situará, no sobre el terreno natural, sino sobre el terraplén del futuro Eje 13, que en esta zona tiene una altura de 1,6 metros. A este espesor habría que añadir otros 0,6 cm de saneo (según los saneos para terraplenes indicados en el Anejo 7 de este proyecto). Por tanto, entre la losa de cimentación y el terreno natural habrá 2,2 m de terraplén interpuesto.

Como se puede observar en el perfil de cálculo elaborado, el primer nivel del terreno natural son unas arcillas arenosas de baja resistencia (QTAR arcilloso) con NDPSH de 5. Por tanto, con el objeto de mejorar la capacidad portante del terreno se recomienda **augmentar el saneo ya previsto** bajo el terraplén el Eje 13, de 0,6 metros a 1,5 metros bajo la losa. De esta manera se eliminaría el nivel superficial QTAR arcilloso. El material a utilizar en este saneo sería un suelo seleccionado S2. Para el relleno de terraplén del eje 13 se empleará un suelo Tolerable, no obstante, justo para la zona de interacción con el presente marco, se recomienda el empleo de suelo seleccionado S2, para dotar de rigidez el apoyo de la losa.

Teniendo en cuenta este saneo, la losa de este paso inferior apoyará sobre un espesor total de 3 metros de suelo seleccionado S2 (1,6 m de núcleo de terraplén y 1,5 m de saneo). Bajo este relleno compactado se encontrarían los siguientes niveles geotécnicos definidos (QTAR, QTG y TM).

Siguiendo la metodología de cálculo para cimentaciones superficiales en terrenos granulares expuesta en el apartado 12.4.1 de este Anejo y considerando un NSPT representativo de 14, para los primeros 7 metros del sustrato (3 metros de relleno S2 con CBR=10 y NSPT=20 y 2,5 m de QTAR con NSPT=8, se obtiene una **carga admisible de 1,2 Kg/cm²**, para un asiento limitado a 2,5 cm.

Aunque el asiento viene limitado en la propia formulación utilizada para el cálculo de carga admisible, en este caso, se ha llevado a cabo también una estimación con los métodos de Burland y Burbigde y de Schmertmann, para suelos granulares, considerando que la mayor parte del bulbo de tensiones generado bajo la losa se agotará dentro de los niveles granulares. Con estas formulaciones se obtienen valores muy variables, entre 1,0 y 7,44 cm, por lo que se considera que los **2,5 cm e incluso 3 cm de asientos**, podrían ser valores esperables y en la media con los datos anteriores.

12.6.4. AGRESIVIDAD

La cimentación de esta estructura, losa, se apoyará sobre un relleno de sustitución conformado por suelos seleccionados S2, por lo que la agresividad de este suelo para el hormigón según la EHE será Nula.

12.6.5. COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL

Considerando que la losa de cimentación apoyará sobre un suelo seleccionado S2 con un NSPT representativo de 20, se recomienda tomar un coeficiente de balasto $K30=8\text{Kg/cm}^3$. Partiendo de este valor y contemplando la formulación indicada en la metodología de este Anejo para suelos granulares, el coeficiente de balasto vertical es de $2,1\text{ kg/cm}^3$.

12.7. ESTRUCTURA E3

Esta estructura consiste en un paso superior de 80 metros de longitud para el paso del Eje 10 sobre los Ejes 1, 17, 29 y 34, entre los PPKK 0+530 y 0+610 del Eje 10. Este paso superior tendrá 4 vanos, con dos estribos durmientes y tres pilas intermedias.

12.7.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

En esta zona se han realizado los sondeos S-3 y S-4, y los ensayos de penetración dinámica P-17 y P-18.

El terreno bajo los apoyos intermedios estará conformado por un nivel superficial de rellenos tipo R2 cuya profundidad varía entre 1,20 m en S-3 y 2,20 m en S-4. Por debajo de estos rellenos se encuentra la capa de arenas QTAR bajo el sondeo 3, hasta una profundidad de 5,90 m. En el sondeo S4 no aparece esta capa por lo que se interpreta que se acuña lateralmente. Por debajo del nivel QTAR en S3 y por debajo del relleno R2 en el sondeo S-4, se localiza la capa de gravas QTG, hasta 8,90 m en S-3 y hasta 8,40 m en S4. Y por último, por debajo del nivel QTG se encuentra el sustrato arcilloso correspondiente a las margas azules del Guadalquivir TM, que se prolongarán al menos hasta los 37,20 metros alcanzados en el sondeo S-4.

Dado que la formación QTAR presenta un NSPT del lado de la seguridad de 26 y la formación QTG presenta una NSPT del lado de la seguridad de 28, se considera, efectos de cálculo, una única capa granular de 9,0 m de espesor que engloba a las formaciones R2, QTAR y QTG, compuesta por terrenos granulares con un NSPT de 26.

Habrà que tener en cuenta que, en la zona de los estribos, en la actualidad existen sendos terraplenes sobre el sustrato que se ha comentado, que serán ampliados para la construcción de este paso superior y sobre los que apoyarán los estribos durmientes.

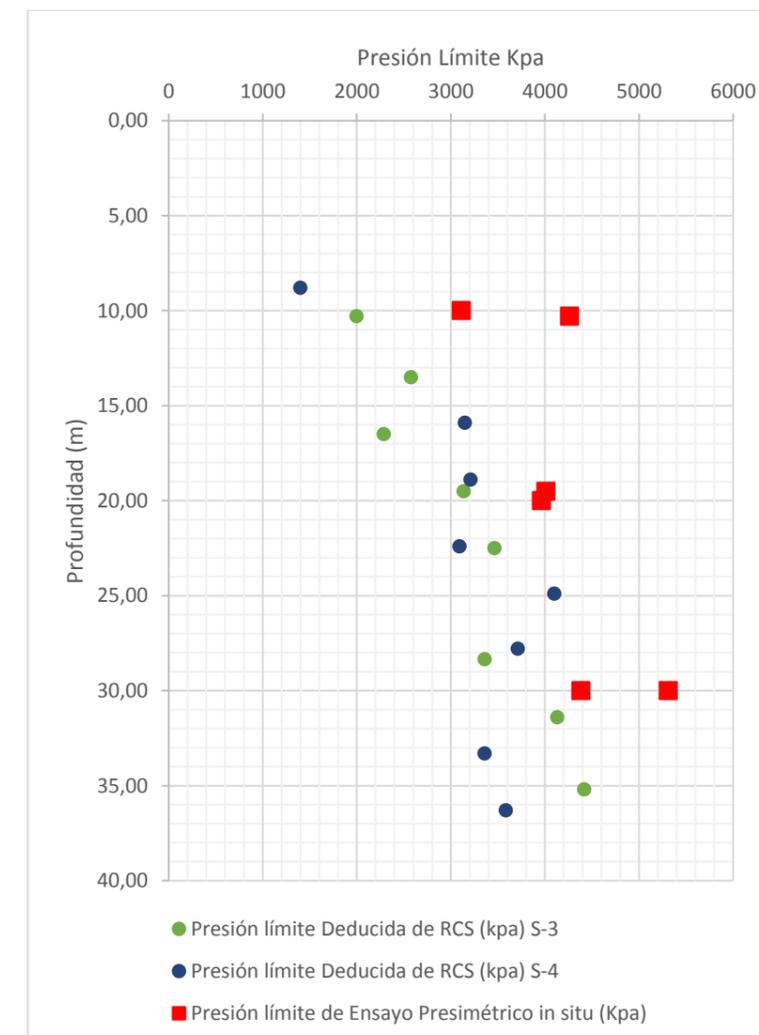
12.7.2. PERFIL DE CÁLCULO

En función de lo anteriormente expuesto, se considera que el sustrato en la zona de los apoyos intermedios podría estar conformado por los siguientes niveles geotécnicos:

Prof.(m)	Formación	USCS	NSPT representativo	Qu (kN/m²)	Cu (KN/m²)	γ _{ap} (kN/m³)	Presión Límite (kN/m²)	E (kN/m²)	ν	C' (kN/m²)	φ (°)	Coef. C
0,0-9,0	QTAR y QTG	SC/SM/GC/GM	26			21	1300	21000	0,30	2	32	1,6
9,0-20,0	TM1	CH	12	300-500	150	20	3000	15000	0,35	25	22	1,6
> 20,0	TM2	CH	20	500-600	250	20	4000	30000	0,35	55	22	1,6

El coeficiente del terreno ponderado será de 1,6.

Para determinar la presión límite reflejada en el perfil de cálculo se tiene en cuenta el siguiente gráfico, en donde se relacionan la presión límite deducida del ensayo a compresión simple y la presión límite obtenida en ensayos presiométricos realizados in situ, con la profundidad. Para adoptar el valor de presión límite se da más importancia representativa a los valores procedentes de los ensayos in situ.



Tanto los terraplenes existentes como los de nueva construcción, se han considerado conformados por suelos seleccionados S2, con un CBR mínimo de 10 y un NSPT representativo de 20.

El nivel freático se sitúa aproximadamente en torno a los 2,5 metros de profundidad.

12.7.3. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN Y CÁLCULOS DE CARGA ADMISIBLE Y ASIENTOS ESTIMADOS

Apoyos intermedios

Debido a la escasa capacidad portante de los primeros cinco metros del terreno y a las elevadas cargas transmitidas por la estructura a los apoyos intermedios, se propone que la cimentación de dichos apoyos se realice mediante pilotes.

De acuerdo con la metodología de cálculo para pilotes, las cargas admisibles para pilotes de diámetro 1,0, 1,25 y 1,50 metros y a 37 metros de profundidad, serán las siguientes:

ESTRUCTURA E-3 PILAS INTERMEDIAS

MÉTODO BASADO EN ENSAYOS PRESIOMÉTRICOS (G.C.O.C)

RESISTENCIA UNITARIA POR PUNTA (qp)

qp=K.(Pl-Ko.Po)

NIVEL	Tipo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	Esesor (m)	Densidad (tn/m3)	Pl (tn/m2)	K	Ko	Po (tn/m2)	qp (tn/m2)	FS	qp/FS
QTAR/QTG	G	0	9	9	2,1	130	3,2	0,5	9,45	400,9	3	133,6
TM1	C	9	20	11	2	300	1,5	0,5	29	428,3	3	142,8
TM2	C	20	37	17	2	400	1,5	0,5	57	557,3	3	185,8
				0			FALSO	0,5	0	0,0	3	0,0
				0			FALSO	0,5	0	0,0	3	0,0
				0			FALSO	0,5	0	0,0	3	0,0
				0			FALSO	0,5	0	0,0	3	0,0

Diámetros (m)	QTAR/QTG	TM1	TM2	0	0	0	0
	qadm por punta (tn)						
1	104,95	112,12	145,89	0,00	0,00	0,00	0,00
1,25	163,98	175,18	227,95	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	236,14	252,26	328,25	0,00	0,00	0,00	0,00

RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE (qf)

qf=1/40 . Qp

FS	3
----	---

NIVEL	TIPO	qf (tn/m2)	qf def (tn/m2)
QTAR/QTG	G	10,0	9,0
TM1	C	10,7	7,0
TM2	C	13,9	7,0
0	0,0	0,0	
0	0,0	0,0	
0	0,0	0,0	
0	0,0	0,0	

tn/m2
qf granular max 9
qf cohesivo max 7

NIVEL	qf / FS (tn/m2)
QTAR/QTG	3,0
TM1	2,3
TM2	2,3
0	0,0
0	0,0
0	0,0
0	0,0

Diámetros (m)	QTAR/QTG	TM1	TM2	0	0	0	0	TOTAL
	qadm por fuste (tn)							
1	84,82	80,63	124,62	0,00	0,00	0,00	0,00	290,07
1,25	106,03	100,79	155,77	0,00	0,00	0,00	0,00	362,59
1,5	127,23	120,95	186,92	0,00	0,00	0,00	0,00	435,11

CARGA ADMISIBLE TOTAL (Qadm)

Qadm=qadm por punta+qadm por fuste

Diámetros (m)	qadm TOTAL (tn)
1	435,96
1,25	590,54
1,5	763,36

LONGITUD PILOTES (m) 37,00

TOPE ESTRUCTURAL

Diámetros	TOPE ESTRUCT. Pilote entubado (Tn)	TOPE ESTRUCT. Con lodos (Tn)
1	392,7	314,2
1,25	613,6	490,9
1,5	883,6	706,9

Estribos

Por otro lado, los estribos durmientes de esta estructura se construirán sobre los nuevos terraplenes adosados a los existentes. Como ya se ha comentado se estima que estos nuevos rellenos se realizarán con un suelo seleccionado, como mínimo S2 (según el PG3). Por tanto, estos apoyos se proyectan con una cimentación de tipo zapata aislada con un ancho de 3,6 metros.

El espesor de estos terraplenes bajo el apoyo de las zapatas será de 3,5 metros, por debajo de estos rellenos compactados encontraremos el perfil del terreno natural estimado en el apartado "Perfil de cálculo" de esta estructura.

La carga admisible para estas zapatas se ha calculado siguiendo el método para cimentaciones superficiales en suelos granulares expuesto en el apartado 12.4.1, y considerando que el NSPT representativo para los rellenos compactados S2 (CBR mínimo 10) será de 20 golpes.

Por tanto, la **carga admisible será de 1,95 Kg/cm²**, limitando, en la formulación, el asiento a una pulgada o 2,5 cm. Cabe decir que estos asientos se producirán de forma inmediata.

Hay que señalar que el nuevo terraplén se emplaza sobre una capa de rellenos tipo R2, que presenta un espesor que varía entre 1,2 m en sondeo S-3 y 2,20 m en sondeo S-4. Dado que esta capa presenta una compacidad floja, con un NSPT igual a 10, se considera necesario la retirada de la misma, de manera que el terraplén apoye sobre el terreno natural, QTAR, bajo el sondeo S-3 y sobre el terreno natural QTG bajo el sondeo S-4. Por tanto, una vez saneada la capa de rellenos tipo R2, el apoyo de terraplén se realizará sobre el terreno natural.

Cabe decir en este sentido que el terreno natural presenta, en el caso más desfavorable, un NSPT de 26. Es decir, que presenta una mayor compacidad que el suelo seleccionado. Por tanto, los asientos inferidos por la zapata se producirán entre la capa de suelo seleccionado y la capa de terreno natural, y se producirán de forma inmediata. En ningún caso afectarán a la capa de margas azules TM.

Se estima que los asientos totales que se producirán en el estribo serán de 2,5 cm, mientras que los asientos en las pilas serán prácticamente nulos, por lo que los asientos diferenciales entre estribo y pila serán de 2,5 cm. La distorsión angular entre estribo y pila será de 1/712. Al tratarse de una estructura isostática, no habría problemas para asumir dicha distorsión angular. Ya que la estructura asumiría este descenso del apoyo sin generación de esfuerzos adicionales.

12.7.4. AGRESIVIDAD

De acuerdo con los ensayos químicos realizados sobre las muestras de las distintas formaciones geológicas, se puede concluir que tanto los materiales presentes en el sustrato presentarán una agresividad Nula para el hormigón según la EHE08.

En la siguiente tabla se muestran los ensayos realizados sobre el agua freática. El agua no es agresiva para el hormigón.

Parámetros	Sondeo S-3
pH	7,7
Ión Magnesio (mg/l)	54
Ión Amonio (mg/l)	0
Ión Sulfato (mg/l)	27
CO ₂ Agresivo (mg/l)	7
Residuo Seco (mg/l)	2588

12.7.5. COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL

Para el estudio de empujes laterales sobre los pilotes, teniendo en cuenta la formulación expuesta en el apartado 12.4.1, se tomarán los siguientes valores de n_h y Kh_1 :

NIVEL GEOTÉCNICO	COHESIVO/GRANULAR	PROFUNDIDAD (m)	NSPT representativo	Cu (Kg/cm ²)	SITUACIÓN	Kh1 (Kg/cm ³)	n _h (Kg/cm ³)
QTAR/QTG	Granular	0,0-2,0	26				10
QTAR/QTG	Granular	2,0-9,0	26		Sumergida		2,5
TM1	Cohesivo	9,0-20,0		1,5		5,0	
TM2	Cohesivo	> 20,0		2,5		> 10	

12.8. ESTRUCTURA E-4

Esta estructura consiste en dos marcos adyacentes, uno para el paso del Eje 39 bajo el Eje 9 y a continuación otro para el paso del Eje 39 bajo los Ejes 10 y 13 y se sitúa en torno al PK 0+500 del Eje 39. Ambos marcos presentan la misma anchura (8,9 metros) y altura (6,25 metros) pero longitudes ligeramente distintas, de 14 y 16,6 metros, respectivamente.

Sobre estos marcos los ejes 9, 10 y 13 discurren en rasante por lo que no existirá sobre carga por tierras en estas estructuras.

12.8.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Para el conocimiento del sustrato en la situación de esta estructura se dispone del sondeo S-8, los ensayos de penetración dinámica DPSH P-2 y P-21 y las calicatas C-9 y C-28.

En base a estas investigaciones, se ha determinado que el sustrato geológico está conformado por un primer nivel más superficial de rellenos antrópicos compactados denominado R2, de apenas un metro de espesor, por debajo encontramos un nivel de arenas aluviales QTAR, de 5,5 metros de espesor donde se observa una importante acumulación de carbonatos en los 3,3 metros más profundos. El nivel infrayacente está conformado por las gravas aluviales QTG con 2,5 metros de espesor y por último aparece el sustrato de margas azules del Guadalquivir a partir de los 8 metros prolongándose como mínimo hasta los 12,6 m, según el sondeo S-8.

El nivel freático según lo observado en el sondeo S-8 se encuentra a 4,2 m de profundidad.

12.8.2. PERFIL DE CÁLCULO

A partir de las investigaciones mencionadas y los ensayos de laboratorio disponibles se ha elaborado el siguiente perfil representativo del sustrato para los cálculos posteriores:

Prof.(m)	Formación	USCS	N _{DPSH}	N _{SPT}	Q _u (kN/m ²)	C _u (kN/m ²)	γ _{ap} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C' (kN/m ²)	φ (°)	Coef. C
0,0-2,2	QTAR ₁	SC/SM	5;8				20	10000	0,35	2	28	2,0
2,2-5,5	QTAR ₂	SC	12;15	36			20	17000	0,35	3	29	1,6
5,5-8,0	QTG	GP	R	50			21	40000	0,3	0	35	1,3
8,0-10,0	TM 1	CH		14	200	100	19.5	15000	0,35	25	20	1,6
>10,00	TM 2	CH		21	450	225	19.5	20000	0.35	55	20	1,6

El nivel freático como ya hemos comentado se encuentra a 4,2 metros de profundidad.

El coeficiente del terreno ponderado C, teniendo en cuenta que se realizará un saneo de 2,2 metros para retirar QTAR₁, será de 1,55.

12.8.3. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN, CÁLCULOS DE CARGA ADMISIBLE Y ASIENTOS ESTIMADOS

La cimentación de este paso inferior se realizará mediante dos losas armadas, una para cada marco. Dada la baja compacidad del primer tramo superficial de terreno se prevé la retirada del primer tramo de QTAR₁, hasta 2,2 metros de profundidad y sustituir por un suelo seleccionado tipo S2.

Teniendo en cuenta este saneo, la losa de este paso inferior apoyará sobre un espesor total de 2,2 metros de suelo seleccionado S2. Bajo este relleno compactado se encontraría el segundo nivel geotécnico QTAR₂.

Siguiendo la metodología de cálculo para cimentaciones superficiales en terrenos granulares expuesta en el apartado 12.4.1 de este Anejo y considerando un NSPT representativo de 18 para el nivel de suelo S2 y QTAR₂, se obtiene una **carga admisible de 1,6 Kg/cm²**, para un asiento limitado a 2,5 cm.

Sin embargo, hay que destacar que el bulbo de tensiones generado por estas losas llegará al nivel alterado de las margas azules denominado TM. Se ha estimado que a techo de este nivel llegará el 68% de la carga transmitida por la losa (es decir 1 Kg/cm²). Por tanto, se ha procedido a comprobar que la carga admisible en las arcillas TM, es igual o mayor a dicha carga. De acuerdo con la formulación expresada en el epígrafe 12.4.1. para suelos cohesivos, la carga admisible de estas arcillas será de 1,7 Kg/cm².

Finalmente, se han calculado los asientos que se producirían en los niveles granulares QTAR y QTG, que, según Schmertmann serán de 1,4 cm y según Burland y Burbigde 1,7 cm. Por otro lado, el asiento en las arcillas TM según Steinbrenner será de 3,5 cm, por lo que según estos cálculos los **asientos totales variarán entre 4,9 y 5,2 cm**.

12.8.4. AGRESIVIDAD

De acuerdo con los ensayos químicos realizados sobre las muestras de las distintas formaciones geológicas, se puede concluir que todos los materiales presentes en el sustrato presentarán una agresividad Nula para el hormigón según la EHE08.

12.8.5. COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL

Considerando que la losa de cimentación apoyará sobre unas arenas aluviales QTAR₂, con un NSPT representativo de 18, se recomienda tomar un coeficiente de balasto $K_{30}=7,2 \text{ Kg/cm}^3$. Partiendo de este valor y contemplando la formulación indicada en la metodología de este Anejo para suelos granulares, el coeficiente de balasto vertical es de $1,93 \text{ kg/cm}^3$.

12.9. MURO

Se proyecta un muro de hormigón de 235 metros de longitud, entre los PPKK 0+400 y 0+635 del Eje 14, con el objeto de contener las tierras de los Ejes 10 y 14, y construir a su pie los Ejes 20 y 27 del enlace.

La altura máxima de este muro será de 8 metros, cimentado mediante una zapata corrida de 5.5 metros de ancho y 1.0 metro de canto. Para la construcción de este muro será preciso excavar el terraplén existente, también de 8 metros de altura máxima, con un talud temporal del orden de 1H/1V y por batches.

12.9.1. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Para la definición del sustrato sobre el que apoyará la cimentación de este muro, se dispone de los siguientes ensayos: sondeo S-5, ensayos de penetración dinámica P19 y P-20 y calicatas C-20 y C-22.

De acuerdo con la información disponible, se estima que el sustrato geológico en la zona de emplazamiento del muro estará conformado por un nivel superficial de arenas aluviales QAL, con un espesor de 2 metros, por debajo se encontrarán las gravas aluviales QTG con una potencia de 6 metros y, por último, bajo las gravas se encuentran las margas azules TM, que se prolongarán varias decenas de metros.

El nivel freático en esta zona se sitúa en torno a los 2,0 metros.

12.9.2. PERFIL DE CÁLCULO

En función de lo anteriormente expuesto, y también teniendo en cuenta la caracterización general de las distintas formaciones realizada en el Anejo 7 de este proyecto, se considera que el sustrato en la zona del muro podría estar conformado por los siguientes niveles geotécnicos:

Prof.(m)	Formación	USCS	N _{DPSH}	NSPT (=1.3xNSPT)	Q _u (kN/m ²)	C _u (KN/m ²)	Y _{ap} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C' (kN/m ²)	φ (°)	Coef C
0.0-2,0	QAL	SC/SM	10	13	-	-	20	12.000	0,3	3	29	2,0
2,0-8,0	QTG	SM/GP	25	30	-	-	21	22.000	0,3	2	35	1,3
> 8,0	TM	CH		17	250	125	20	16.000	0,35	25	22	1,6

El nivel freático se sitúa aproximadamente en torno a los 2,0 metros de profundidad.

El coeficiente del terreno ponderado C, teniendo en cuenta que se realizará un saneo de 2,0 metros para retirar QAL, será de 1,52.

12.9.3. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN, CÁLCULOS DE CARGA ADMISIBLE Y ASIENTOS ESTIMADOS

Como ya se ha comentado, la cimentación de este muro consistirá en una zapata corrida de 5,5 metros de ancho. Dado que la capa superficial QAL presenta una compacidad Floja, se recomienda apoyar el cimiento sobre la capa de gravas, situada a partir de 2 m de profundidad.

Por tanto, el apoyo se producirá sobre la formación de gravas aluviales QTG a la que se ha asignado un NSPT representativo de 30. De acuerdo con la formulación expuesta en el apartado 12.4.1 para suelos granulares, la carga admisible será de $2,80 \text{ Kg/cm}^2$, limitando el asiento a 2,5 cm en dicha formulación.

Dado el ancho de esta zapata y el espesor de QTG bajo la misma, se estima que la mayor parte de la carga transmitida (entorno al 58 % se agotará dentro de la formación granular). Por tanto, a techo del nivel superior de las margas azules llegará el 42% de la carga transmitida por la losa (es decir $1,1 \text{ Kg/cm}^2$).

Por tanto, transmitiendo por la zapata una carga de $2,8 \text{ kg/cm}^2$, llegará al techo de la marga una carga de $1,1 \text{ kg/cm}^2$ y esta carga producirá un asiento en la capa de margas de 2,8 cm. Además, se ha hecho una estimación de asientos en el estrato granular de 0,8 cm, por lo que los asientos totales serán de 3,6 cm.

Del mismo modo se han realizado varios cálculos de asientos, para diferentes valores de carga transmitida, estimando los asientos producidos en el estrato de las gravas por el método Schmertmann y Burland y Burbigde, y los producidos en la capa de margas por el método de Steimbrenner. En la siguiente tabla se indican los valores obtenidos:

Carga transmitida kg/cm ²	Asiento producido en capa de gravas QTG (cm)	Asiento producido en capa de margas TM (cm)	Asiento total (cm)
2,80	0,8	2,8	3,6
2,50	0,7	2,6	3,3
2,0	0,5	2,1	2,6
1,5	0,4	1,9	2,3

12.9.4. AGRESIVIDAD

De acuerdo con los ensayos químicos realizados sobre las muestras de las distintas formaciones geológicas, todos los materiales presentes en el sustrato presentarán una agresividad Nula para el hormigón según la EHE08.

En la siguiente tabla se muestran los ensayos realizados sobre el agua freática. El agua no es agresiva para el hormigón.

Parámetros	Sondeo S-5
pH	7,6
Ión Magnesio (mg/l)	15
Ión Amonio (mg/l)	0
Ión Sulfato (mg/l)	160
CO ₂ Agresivo (mg/l)	7
Residuo Seco (mg/l)	1044

12.9.5. CÁLCULO ESTABILIDAD EXCAVACIÓN PROVISIONAL

Como ya se ha comentado, para la construcción del muro que nos ocupa será necesario llevar a cabo una excavación provisional del terraplén existente. La altura máxima de excavación será de 8,3 m, con un talud 1H/1V, en el PK 0+400 del Eje 14.

De acuerdo con los datos provenientes de las prospecciones más cercanas a este punto (S-4 y C-20) y a la caracterización geotécnica de las distintas formaciones, el sustrato en esta zona estará conformado por los siguientes niveles:

Margen izquierda

Prof.(m)	Formación	USCS	N _{DPSH}	NSPT (=1.3xNSPT)	Q _u (kN/m ²)	C _u (KN/m ²)	γ _{ap} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C' (kN/m ²)	φ (°)
0.0-2,2	QAL	SC/SM	10	13	-	-	20	12.000	0,3	3	29
2,2-10,0	QTG	SM/GP	25	30	-	-	21	22.000	0,3	2	35
> 10,0	TM	CH		17	250	125	20	16.000	0,35	25	22

Margen derecha

Prof.(m)	Formación	USCS	N _{DPSH}	NSPT (=1.3xNSPT)	Q _u (kN/m ²)	C _u (KN/m ²)	γ _{ap} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C' (kN/m ²)	φ (°)
0.0-3,0	QTAR	SC/SM			-	-	20	12.000	0,3	3	30
3,0-9,0	QTG	SM/GP	25	30	-	-	21	22.000	0,3	2	35
> 9,0	TM	CH		17	250	125	20	16.000	0,35	25	22

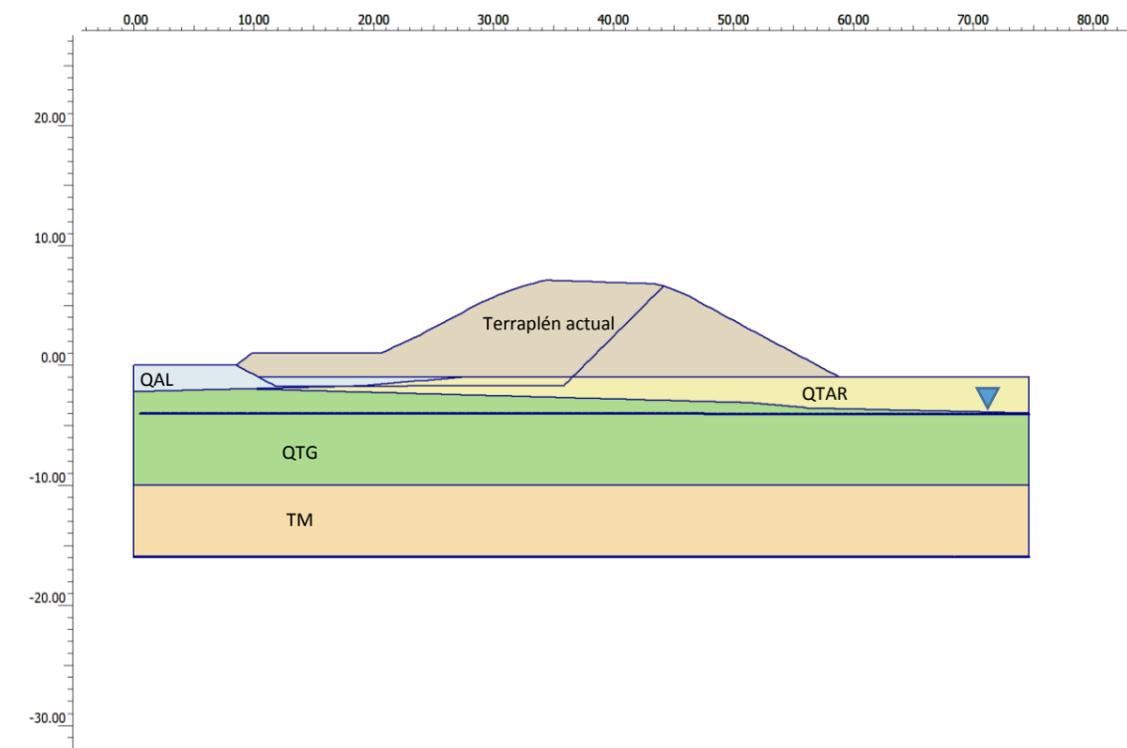
El terraplén actual (formación R2) se ha caracterizado con los siguientes parámetros medios:

Formación	γ _{ap} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C' (kN/m ²)	φ (°)
R2	20	15.000	0,3	20	31

El nivel freático se encuentra al techo de las gravas aluviales QTG, entre los 2,2 y los 3 metros de profundidad.

El cálculo de estabilidad de esta excavación se ha llevado a cabo mediante el programa de elementos finitos Plaxis 8.6. En el Anejo 7 de este Proyecto se aborda detalladamente la descripción de esta herramienta de cálculo (Epígrafe 7.5.2).

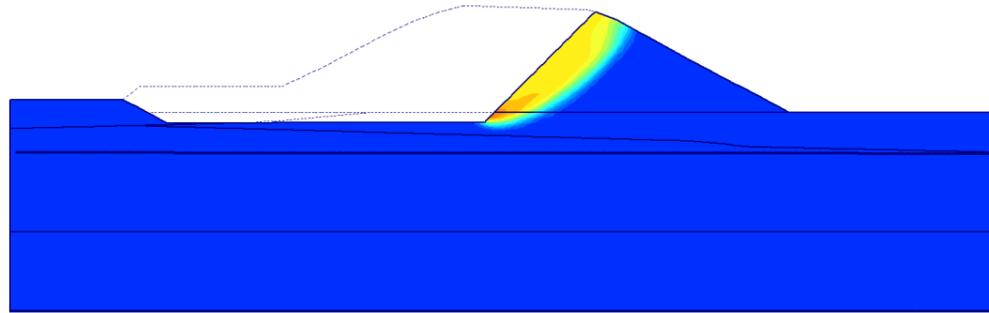
Para ello, en primer lugar se ha modelizado el perfil más desfavorable de esta excavación (el de mayor altura) en el PK 0+400 del Eje 14, asignando a cada nivel las características geotécnicas descritas antes. Así el modelo de cálculo elaborado ha sido el siguiente:



Con la excavación prevista, teniendo en cuenta un talud provisional de 1H/1V, el comportamiento del modelo a corto plazo será el siguiente:

12.10. RESUMEN DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS PRINCIPALES

En la siguiente tabla se incluye un resumen de la cimentación de las estructuras principales:



Mapa de desplazamientos totales para un factor de seguridad frente al deslizamiento $FS=1,39$

Teniendo en cuenta, por tanto, que el factor de seguridad calculado para esta excavación provisional es de 1,39, se considera que será estable. Pese a ello, se recomienda su excavación por bataches y que permanezca abierta el menor tiempo posible, en caso contrario debería protegerse su superficie mediante la colocación de láminas impermeables para evitar su disgregación superficial y cambios de humedad.

Estructura	Localización	Tipo de Estructura	Prospecciones	Formación	Tipo de cimentación	Observaciones	Carga admisible	Agresividad
E-1	Eje 4 0+300	Paso inferior. Losa aligerada postesada de 33,12 m sobre muros de tierra armada	S1, S9, S11, C6, C7, C39, P10, P11	Estribo 1:QTA Estribo 2: R1	Directa sobre muros de tierra armada	Tratamiento inclusiones rígidas apoyo estribo 2 Precarga para ambos muros	Según diseño de muros de tierra armada	QTA:Nula R1:Débil
E-2	Eje 9 pk 0+360	Paso inferior 14,5x15,8 m	S2, p8, P9	QTAR	Losa	Saneamiento de suelo seleccionado tipo S2 de 3 m de espesor	1,2 kg/cm ²	Nula
E-3	Eje 10 pk 0+530 a 0+610	Paso superior de 80 m de longitud, con 4 vanos, 2 estribos durmientes y 3 pilas intermedias	S3, S4, P17, P18	R2/QTAR y QTG	Pilotes para pilas intermedias	-	314 Tn, Diámetro 1 m, Longitud 37m.	Nula
					Zapatas para estribos durmientes	Zapatas de 3,6 m de ancho sobre suelo seleccionado tipo S2	1,95 kg/cm ²	
E-4	Eje 39 pk 0+500	2 marcos adyacentes de 14x8,9 m y 16,6x2,5m	S8, P2, P21, C9, C28	QTAR	Losa	Saneamiento de suelo seleccionado tipo S2 de 2,2 m de espesor	1,6 kg/cm ²	
Muro	Eje 14 pk 0+400 a 0+635	Muro de 235 m de longitud	S5, P19, P20, C20 y C22	QTG	Zapata corrida de 5,5 m de ancho y 1,0 m de canto	-	2,8 kg/cm ² . Ver tabla Capítulo 12.9.3	Nula

Tabla resumen de cimentación de estructuras principales

12.11. OTRAS ESTRUCTURAS

Se recogen en este epígrafe otras estructuras menores tales como obras de drenaje transversales que se resuelven mediante un marco cimentado de forma directa. En la siguiente tabla se incluye su denominación, localización, prospecciones realizadas en su entorno, formación geológica sobre la que se emplazan, recomendaciones de saneo o profundidad de apoyo a alcanzar, características del estrato de empotramiento, carga admisible y coeficiente de balasto vertical.

ODT	Localización	Prospecciones	Formación	Observaciones	Prof. Apoyo (m)	Estrato empotramiento	N DPSH	Ancho Marco (m)	Carga admisible (kg/cm ²)	Coeficiente de balasto	
										K30 (kg/cm ³)	K (kg/cm ³)
ODT-E10	Eje 10 p.k. 0+675 Eje 9 p.k. 0+359 Eje 13 p.k. 0+185	C3, C4, P7, P8	R2	Retirar materiales sueltos hasta 2,0 m	2,2	QTAR	12	3,7	1,2	4,8	1,4
ODT-E11	Eje 11 p.k. 0+232	C8, C36, P13, P14	R2	Retirar materiales sueltos hasta 2,9 m	2,5	QAL	16	7,0	1,4	6,4	1,7
ODT-E13	Eje 13 p.k. 0+160	C36, P15	R2	Retirar materiales sueltos hasta 2,0 m	2,0	QTAR	20	7,0	1,8	8,0	2,2

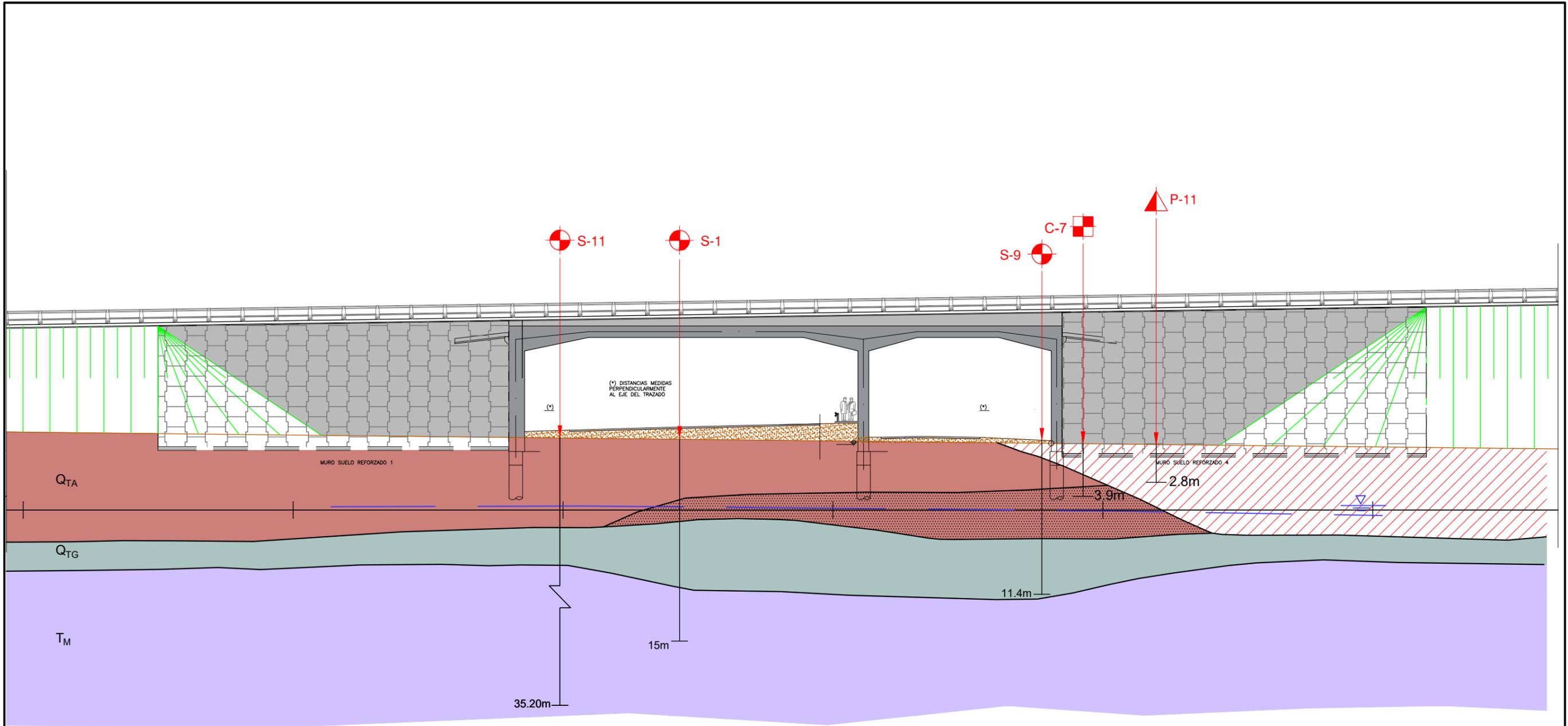
Tabla resumen de cimentación de obras de drenaje

12.12. RECOMENDACIONES ADICIONALES

Se recomienda la ejecución de un sondeo en Fase de Obra para la pila central de la estructura E-3. Se ha decidido posponer este sondeo para esta Fase de Obra debido a la complejidad del acceso a la mediana de la Autovía del equipo de sondeos.

APÉNDICES

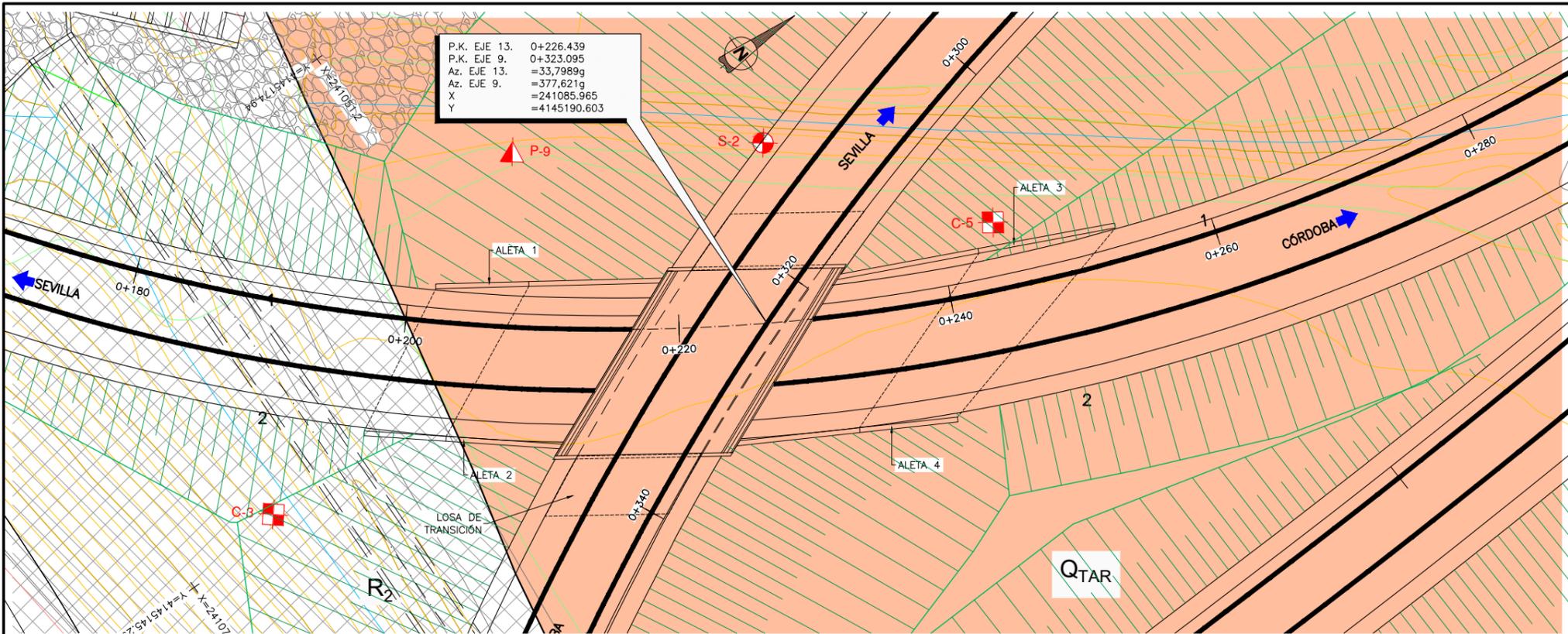
APÉNDICE 1. PERFILES GEOTÉCNICOS DE LAS ESTRUCTURAS



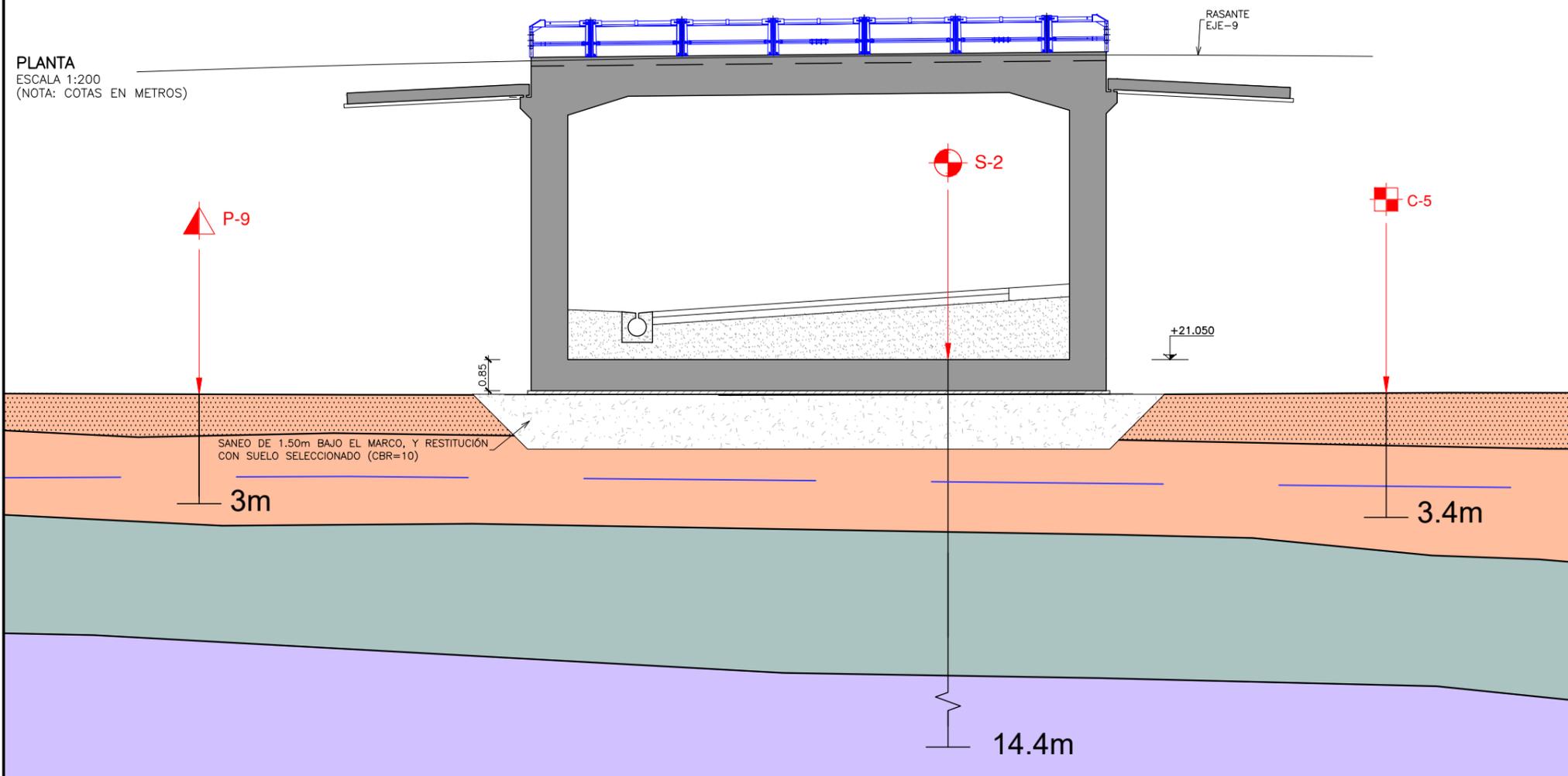
LEYENDA GEOLOGICO-GEOTÉCNICA

	RELLENO ANTRÓPICO SIN COMPACTAR		SONDEO
	ARCILLAS Y ARCILLAS LIMO-ARENOSAS		CALICATA
	ARENAS LIMOSAS GRANULAR		PENETRACIÓN DINÁMICA DPSP
	GRAVIAS, ARENAS Y BOLOS		CONTACTO LITOLÓGICO
	MARGAS AZULES		NIVEL FREÁTICO

P:\2017\170448\02_doc_tecnica\172097_Enlace A-4_SE-20\02_doc_tecnica\02.03_Ejecución\GRÁFICOS\04 ProyeTrazadoFase3Sept19\01 Anejos\12 EstudGeotecniCimentación\1201 Estructura E2\A1201H01_E2.dwg

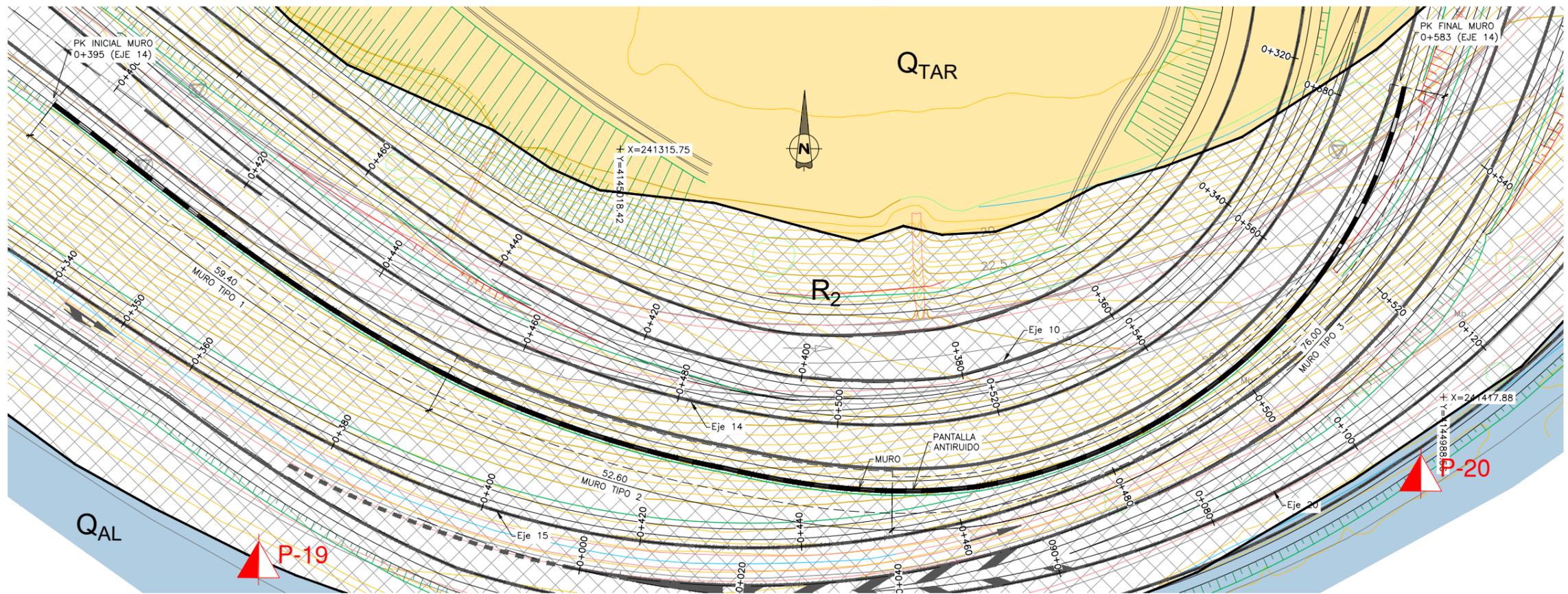


PLANTA
ESCALA 1:200
(NOTA: COTAS EN METROS)

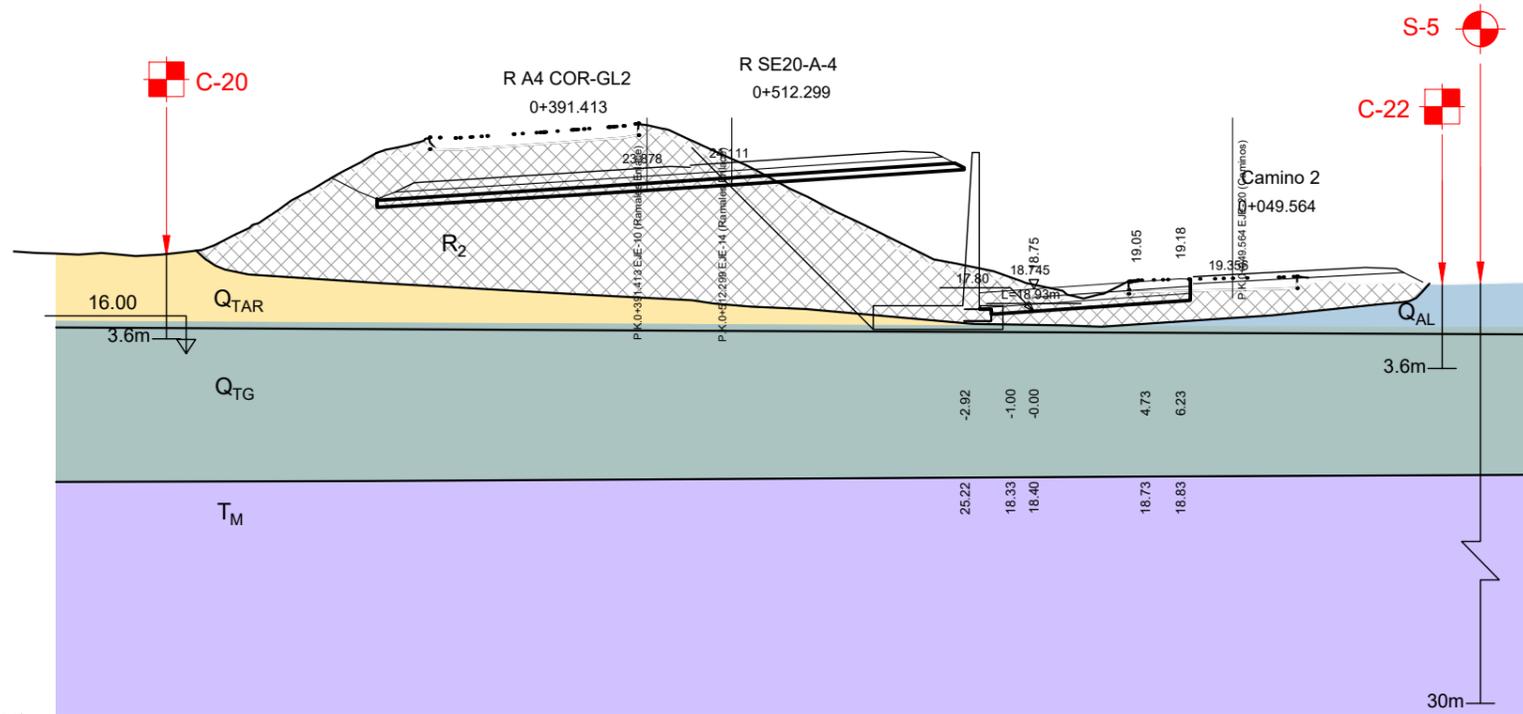


LEYENDA GEOLOGICO-GEOTÉCNICA

- R₂** RELLENO ANTRÓPICO COMPACTADO
- Q_{TAR}** ARCILLA LIMOSAS
- Q_{TAR}** ARENAS LIMO-ARCILLOSAS CON GRAVAS
- Q_{TG}** GRAVAS, ARENAS Y BOLOS
- T_M** MARGAS AZULES
- SANEO Y SUSTITUCIÓN
- S-X** SONDEO
- C-X** CALICATA
- P-X** PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH
- CONTACTO LITOLÓGICO
- NIVEL FREÁTICO

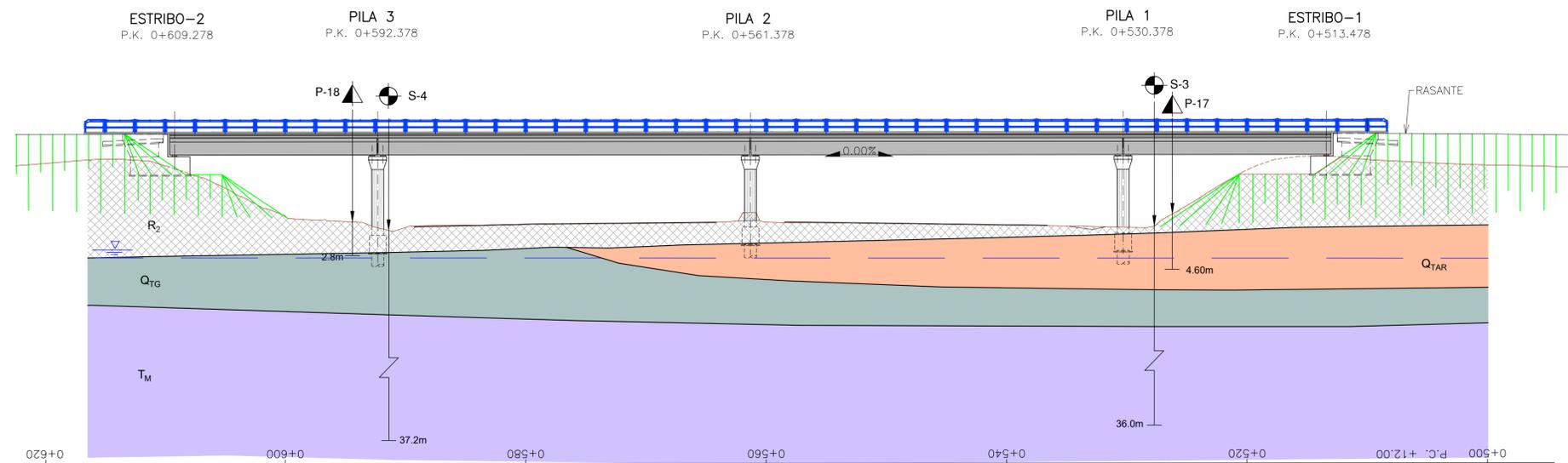
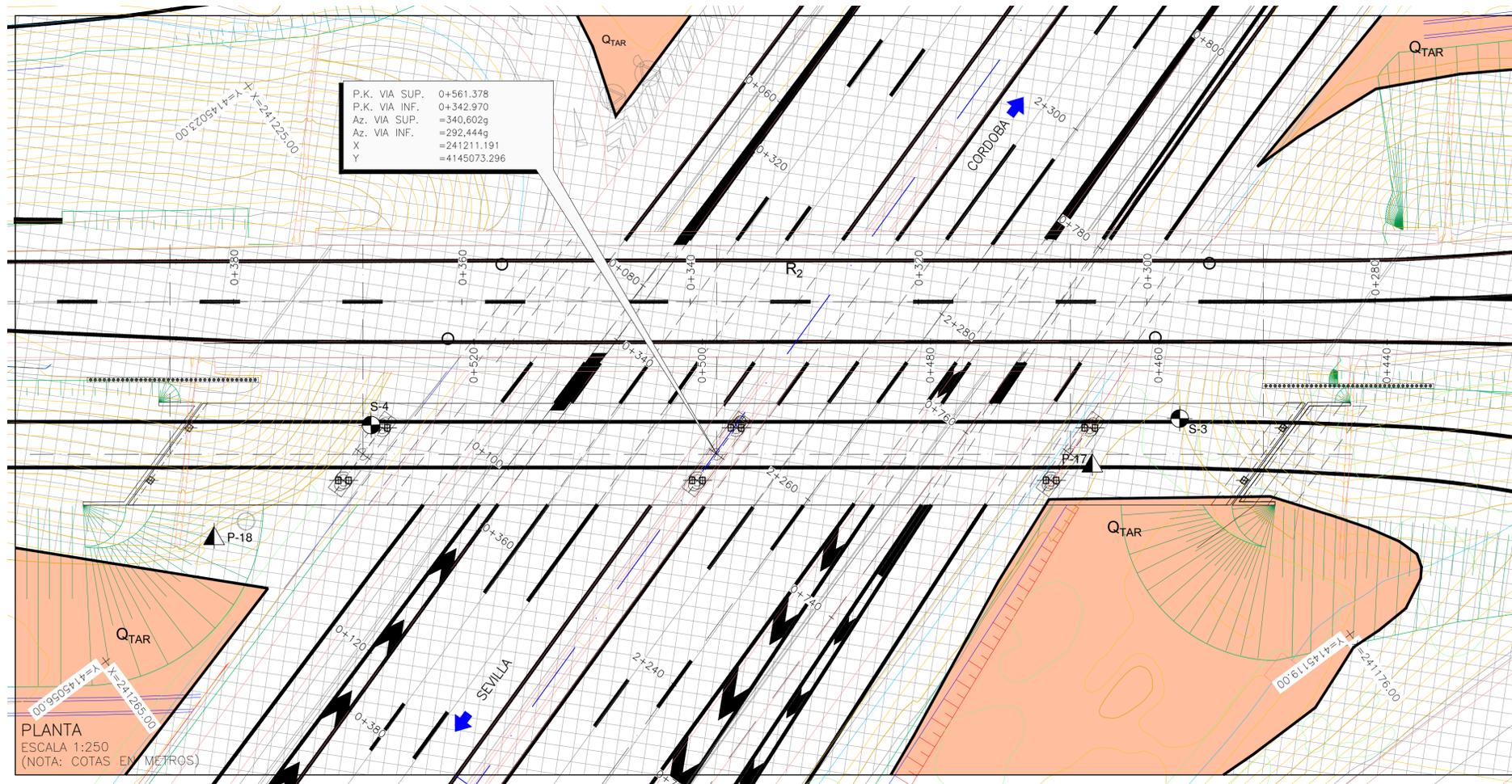


PLANTA
 ESCALA 1:300
 (NOTA: COTAS EN METROS)

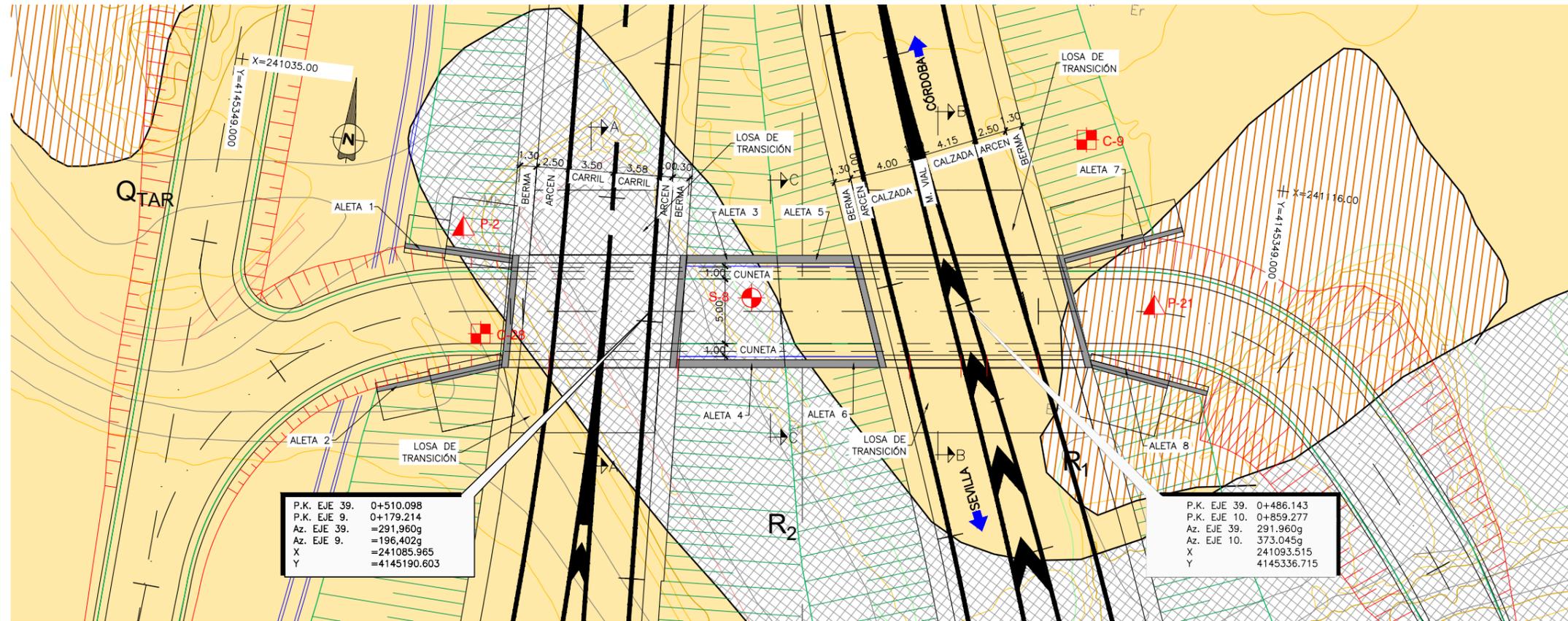


ALZADO
 ESCALA 1:150
 (NOTA: COTAS EN METROS)

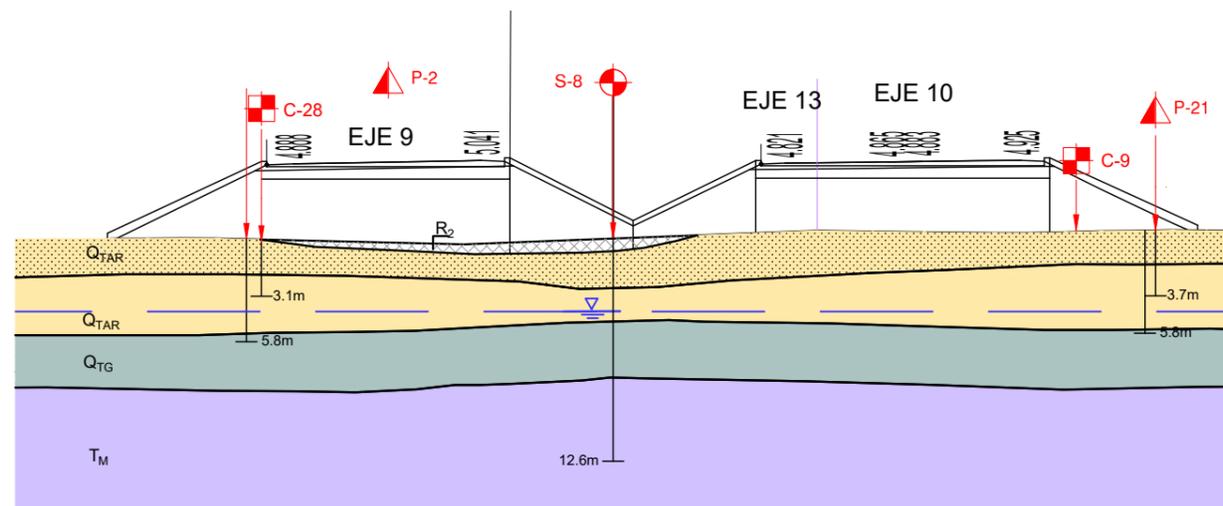
LEYENDA GEOLOGICO-GEOTÉCNICA			
	RELLENO ANTRÓPICO COMPACTADO		SONDEO
	DEPÓSITOS ALUVIALES RECIENTES		CALICATA
	ARENAS LIMO-ARCILLOSAS CON GRAVAS		ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA
	GRAVAS, ARENAS Y BOLOS		CONTACTO LITOLÓGICO
	MARGAS AZULES		NIVEL FREÁTICO



LEYENDA GEOLOGICO-GEOTÉCNICA	
	RELLENO ANTRÓPICO COMPACTADO
	ARCILLAS Y ARCILLAS LIMO-ARENOSAS
	GRAVAS, ARENAS Y BOLOS
	MARGAS AZULES
	SONDEO
	ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA
	CONTACTO LITOLÓGICO
	NIVEL FREÁTICO



PLANTA
ESCALA 1:200
(NOTA: COTAS EN METROS)



PERFIL
ESCALA 1:200
(NOTA: COTAS EN METROS)

LEYENDA GEOLOGICO-GEOTÉCNICA			
	RELLENOS ANTRÓPICOS SIN COMPACTAR		SONDEO
	RELLENOS ANTRÓPICOS COMPACTADOS		CALICATA
	ARCILLAS Y ARCILLAS LIMO-ARENOSAS		PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH
	ARENAS LIMOSAS. GRANULAR		CONTACTO LITOLÓGICO
	GRAVAS, ARENAS Y BOLOS		NIVEL FREÁTICO
	MARGAS AZULES		

APÉNDICE 2. JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULOS

REPORT

04/09/2019

User: Geolen Ingenieria S.L.
Title: MURO TIERRA ARMADA ESTRIBO 1. ASIENTOS

Table of Contents

1. General Information.....	3
2. Material data.....	4
3. Calculation phases.....	7
4. Results for phase 2	8
4.1. Deformations.....	8
4.1.1. Plot of vertical displacements	8
5. Results for phase 3	9
5.2. Deformations.....	9
5.2.2. Plot of vertical displacements	9
6. Results for phase 5	10
6.3. Deformations.....	10
6.3.3. Plot of vertical displacements	10
7. Results for phase 6	11
7.4. Deformations.....	11
7.4.4. Plot of vertical displacements	11
8. Results for phase 7	12
8.5. Deformations.....	12
8.5.5. Plot of vertical displacements	12

1. General Information

Table [1] units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	day

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	0,000	60,000
Y	-18,226	9,537

Table [3] Model

Model	Plane Strain
Element	6-Noded

2. Material data

Table [4] Soil data sets parameters

<i>Linear Elastic</i>		9
		ELASTICO
Type		Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00
k_x	[m/day]	1,000
k_y	[m/day]	1,000
e_{init}	[-]	0,500
c_k	[-]	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	30000,00
ν	[-]	0,300
G_{ref}	[kN/m ²]	11538,462
E_{oed}	[kN/m ²]	40384,615
E_{incr}	[kN/m ² /m]	0,00
y_{ref}	[m]	0,000
R_{inter}	[-]	1,000
Interface permeability		Neutral

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3	4
		CAPA REPARTO	QTA	QTAR	QTG
Type		Drained	UnDrained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	20,00	20,80	21,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00	20,00	20,80	21,00
k_x	[m/day]	1,000	0,001	0,001	1,000
k_y	[m/day]	1,000	0,001	0,001	1,000
e_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	18000,000	14000,936	17500,000	30000,000
ν	[-]	0,350	0,350	0,350	0,350

Mohr-Coulomb		1	2	3	4
		CAPA REPARTO	QTA	QTAR	QTG
G_{ref}	[kN/m ²]	6666,667	5186,057	6481,481	11111,111
E_{oed}	[kN/m ²]	28888,889	22457,163	28086,420	48148,148
c_{ref}	[kN/m ²]	5,00	25,00	5,00	0,01
φ	[°]	35,00	25,00	32,00	35,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000	0,000
C_{increment}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
T_{str.}	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00
R_{inter.}	[-]	1,00	1,00	1,00	0,60
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

Mohr-Coulomb		5	6	7	8
		terraplen	terraplen reforzado	TM	TM-saturada
Type		Drained	Drained	Drained	UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	20,00	19,00	19,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00	20,00	19,00	19,00
k_x	[m/day]	0,000	1,000	0,000	0,000
k_y	[m/day]	0,000	1,000	0,000	0,000
e_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	15000,000	30000,000	16000,000	16000,000
v	[-]	0,350	0,350	0,350	0,350
G_{ref}	[kN/m ²]	5555,556	11111,111	5925,926	5925,926
E_{oed}	[kN/m ²]	24074,074	48148,148	25679,012	25679,012
c_{ref}	[kN/m ²]	10,00	10,00	30,00	30,00
φ	[°]	31,00	31,00	20,00	20,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00

Mohr-Coulomb		5	6	7	8
		terraplen	terraplen reforzado	TM	TM-saturada
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000	0,000
C_{increment}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
T_{str.}	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00
R_{inter.}	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

3. Calculation phases

Table [5] List of phases

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
PNN	1	0	Plastic analysis	Staged construction	1	2
CONST 5 DIAS SIN CARGA	2	1	Consolidation analysis	Staged construction	3	4
CONS TERRAPLEN	3	2	Consolidation analysis	Staged construction	5	8
CONS CARGA 5 DIAS	5	3	Consolidation analysis	Staged construction	9	12
CONS	6	5	Consolidation analysis	Staged construction	13	17
PRECARGA 40 DIAS	7	1	Consolidation analysis	Staged construction	18	20

4. Results for phase 2

4.1. Deformations

4.1.1. Plot of vertical displacements

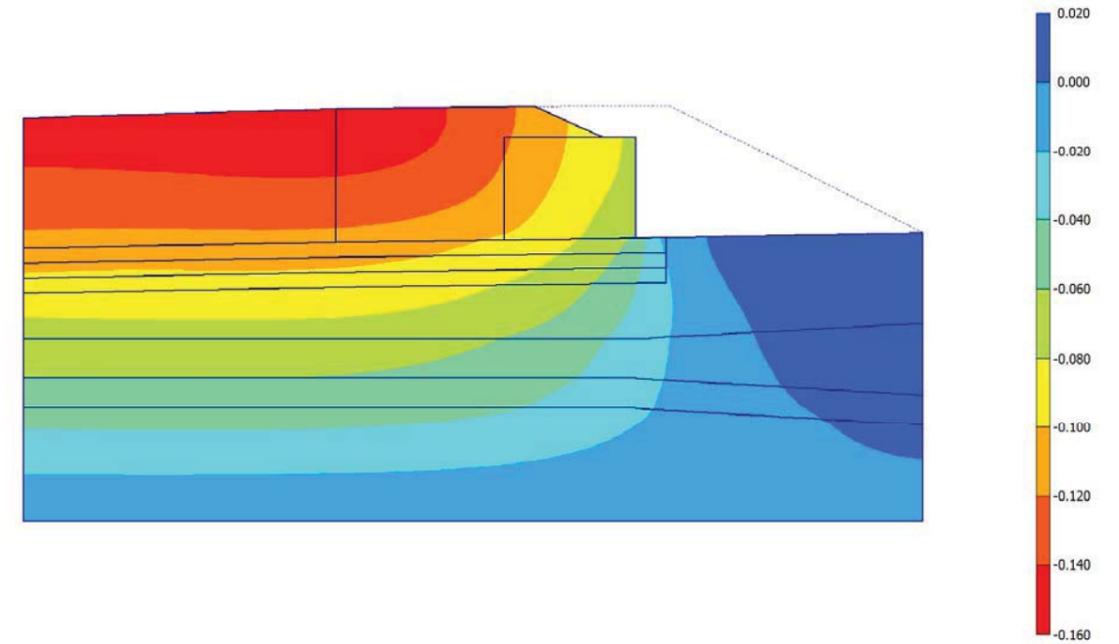


Fig. 1 Plot of vertical displacements (shadings)
- Step no: 4 - (Phase: 2)

5. Results for phase 3

5.2. Deformations

5.2.2. Plot of vertical displacements

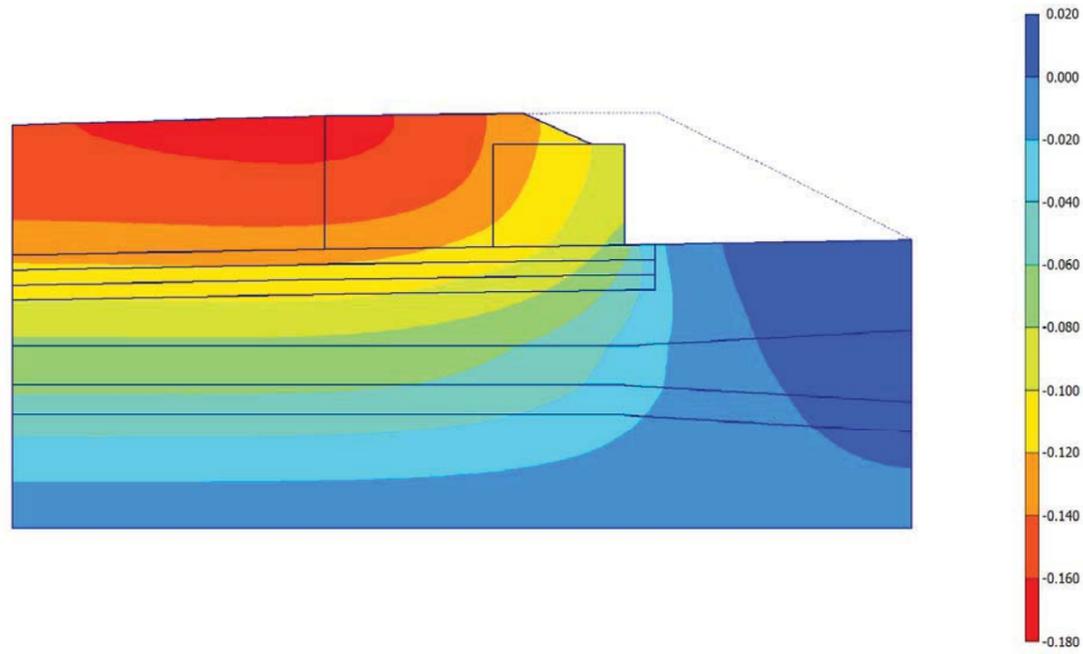


Fig. 2 Plot of vertical displacements (shadings)
- Step no: 8 - (Phase: 3)

6. Results for phase 5

6.3. Deformations

6.3.3. Plot of vertical displacements

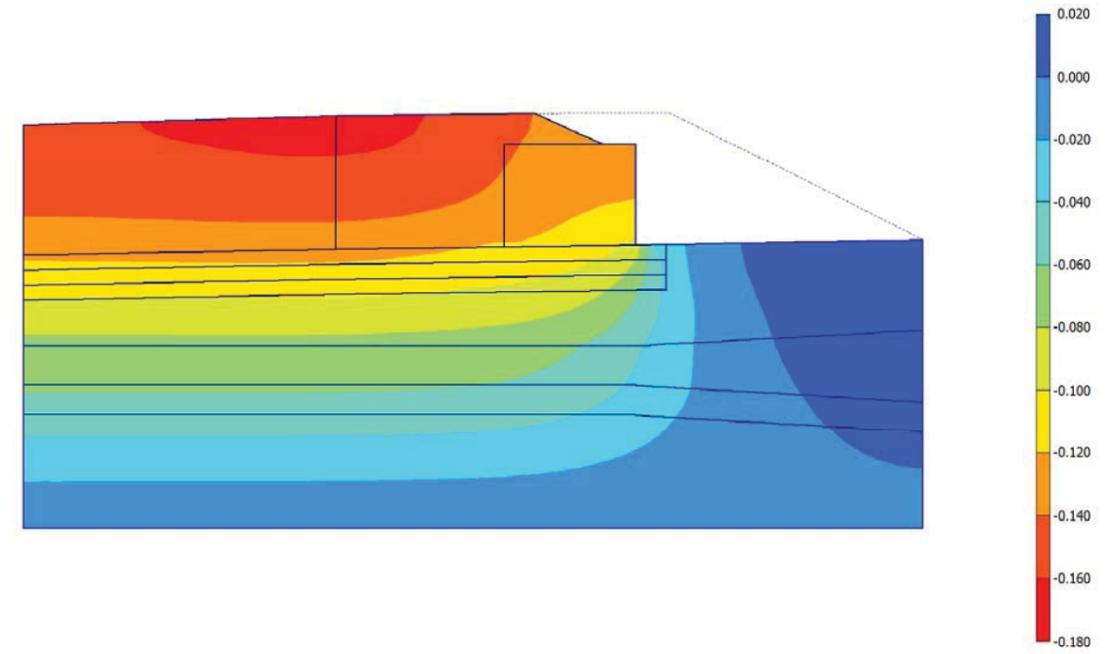


Fig. 3 Plot of vertical displacements (shadings)
- Step no: 12 - (Phase: 5)

7. Results for phase 6

7.4. Deformations

7.4.4. Plot of vertical displacements

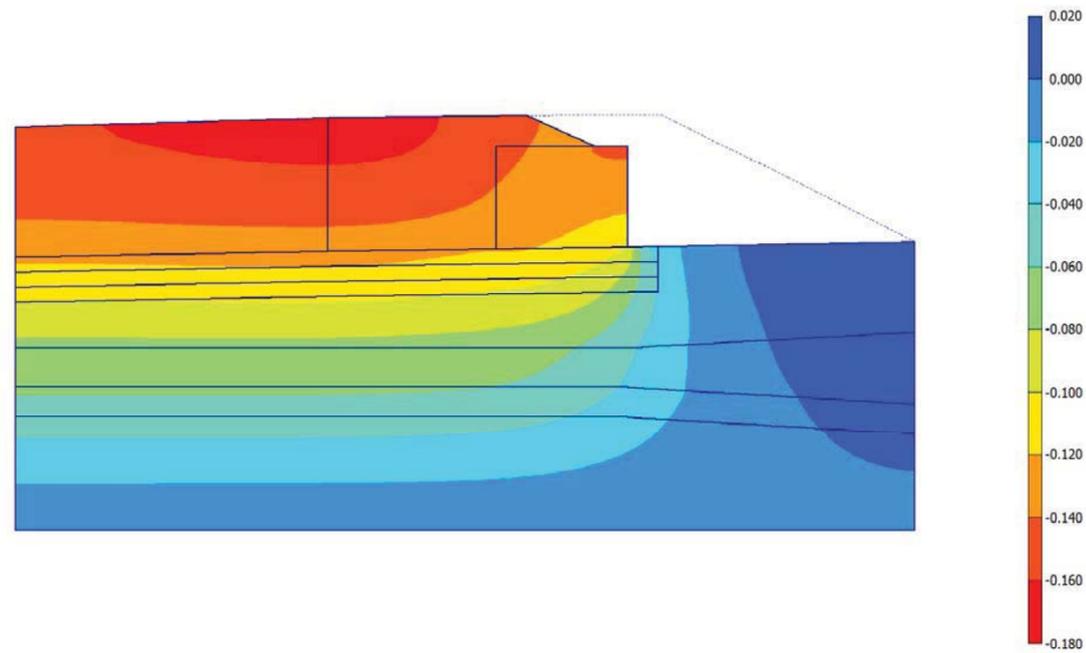


Fig. 4 Plot of vertical displacements (shadings)
- Step no: 17 - (Phase: 6)

8. Results for phase 7

8.5. Deformations

8.5.5. Plot of vertical displacements

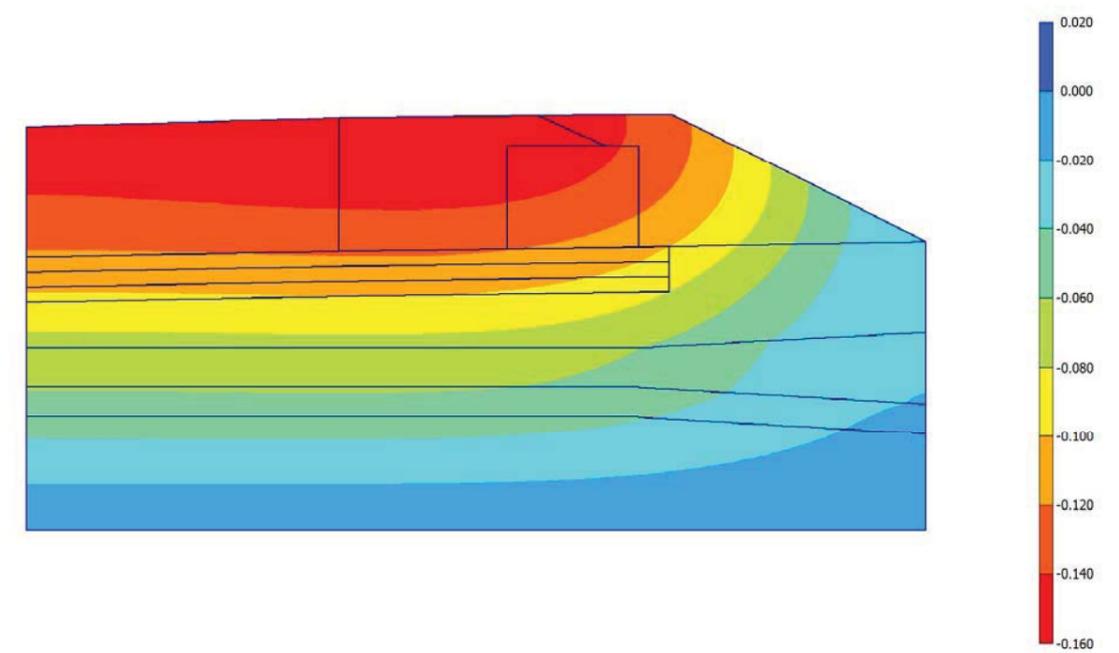


Fig. 5 Plot of vertical displacements (shadings)
- Step no: 20 - (Phase: 7)

REPORT

04/09/2019

User: Geolen Ingenieria S.L.
Title: MURO TIERRA ARMADA ESTRIBO 1 ESTABILIDAD

Table of Contents

1. General Information.....	3
2. Material data.....	4
3. Calculation phases.....	7
4. Results for phase 3	8
4.1. Calculation information.....	8
4.2. Deformations.....	8
4.2.1. Plot of total displacements	8
5. Results for phase 5	9
5.3. Calculation information.....	9
5.4. Deformations.....	9
5.4.2. Plot of total displacements	9
6. Results for phase 7	10
6.5. Calculation information.....	10
6.6. Deformations.....	10
6.6.3. Plot of total displacements	10

1. General Information

Table [1] units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	day

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	0,000	60,000
Y	-18,226	9,754

Table [3] Model

Model	Plane Strain
Element	6-Noded

2. Material data

Table [4] Soil data sets parameters

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3	4
		CAPA REPARTO	QTA	QTG	terraplen
Type		Drained	UnDrained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	20,00	21,00	20,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00	20,00	21,00	20,00
k_x	[m/day]	1,000	0,001	1,000	0,010
k_y	[m/day]	1,000	0,001	1,000	0,010
e_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	18000,000	14000,936	30000,000	15000,000
ν	[-]	0,350	0,350	0,350	0,350
G_{ref}	[kN/m ²]	6666,667	5186,057	11111,111	5555,556
E_{oed}	[kN/m ²]	28888,889	22457,163	48148,148	24074,074
c_{ref}	[kN/m ²]	5,00	25,00	0,01	10,00
ϕ	[°]	35,00	25,00	35,00	31,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000	0,000
$c_{increment}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_{inter.}$	[-]	1,00	1,00	0,60	1,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

<i>Mohr-Coulomb</i>		5	6	7
		terraplen reforzado	TM	TM-saturada
Type		Drained	Drained	UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	19,00	19,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00	19,00	19,00
k_x	[m/day]	1,000	0,000	0,000

Mohr-Coulomb		5	6	7
		terraplen reforzado	TM	TM-saturada
k_y	[m/day]	1,000	0,000	0,000
e_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	30000,000	16000,000	16000,000
v	[-]	0,350	0,350	0,350
G_{ref}	[kN/m ²]	11111,111	5925,926	5925,926
E_{oed}	[kN/m ²]	48148,148	25679,012	25679,012
c_{ref}	[kN/m ²]	10,00	30,00	30,00
φ	[°]	31,00	20,00	20,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000
c_{increment}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
T_{str.}	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
R_{inter.}	[-]	1,00	1,00	1,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral

Table [5] Beam data sets parameters

no.	Identification	EA	EI	w	v	Mp	Np
		[kN/m]	[kNm ² /m]	[kN/m/m]	[-]	[kNm/m]	[kN/m]
1	Flejes 2.0 m	28000,00	0,03	0,01	0,20	1E15	1E15
2	Losa	1,65E7	5E5	0,00	0,15	1E15	1E15
3	paramento	2,5E6	2080,00	2,50	0,20	1E15	1E15

Table [6] Geotextile data sets parameters

no.	Identification	EA	v
		[kN/m]	[-]
1	FLEJE	28000,00	0,00

3. Calculation phases

Table [7] List of phases

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
PNN	1	0	Plastic analysis	Staged construction	1	1
MURO Y TERRAPLEN CP	2	1	Plastic analysis	Staged construction	74	81
FS CP	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	82	131
MURO Y TERRAPLEN LP	4	1	Plastic analysis	Staged construction	15	23
FS LP	5	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	24	73
SISMO	6	4	Plastic analysis	Total multipliers	132	138
FS	7	6	Phi/c reduction	Incremental multipliers	139	188

4. Results for phase 3

4.1. Calculation information

Table [8] Reached multipliers phase no: 3

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	0,0000
Strength reduction factor	0,0001	1,3488
Time	0,0000	5,0000

4.2. Deformations

4.2.1. Plot of total displacements

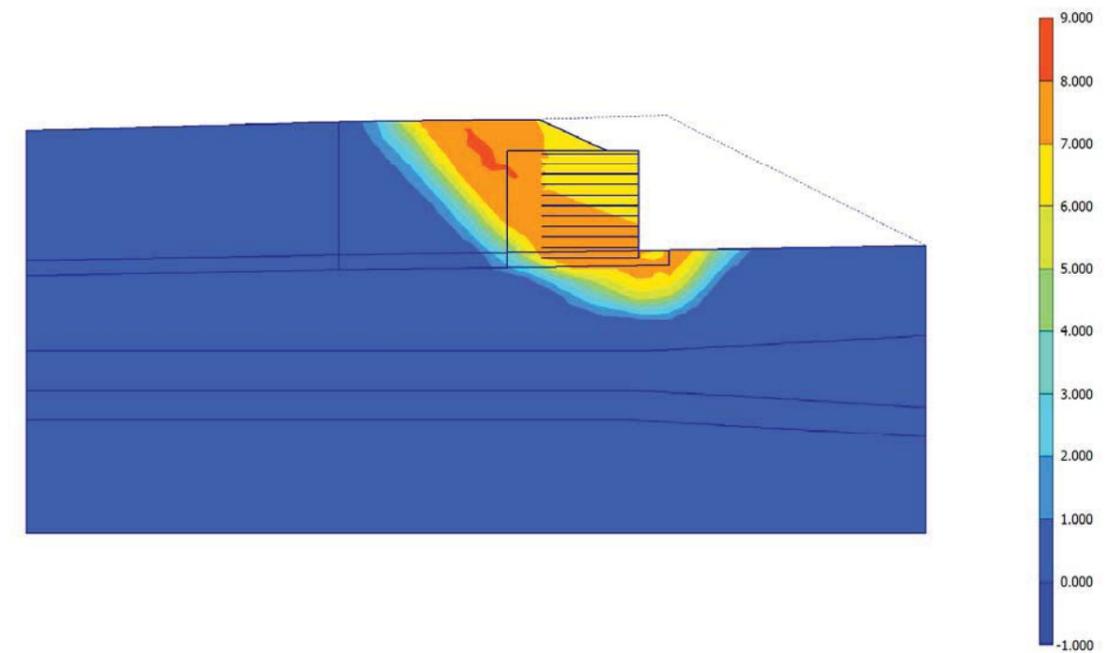


Fig. 1 Plot of total displacements (shadings)

- Step no: 131 - (Phase: 3)

5. Results for phase 5

5.3. Calculation information

Table [9] Reached multipliers phase no: 5

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	0,0000
Strength reduction factor	-0,0001	1,8407
Time	0,0000	0,0000

5.4. Deformations

5.4.2. Plot of total displacements

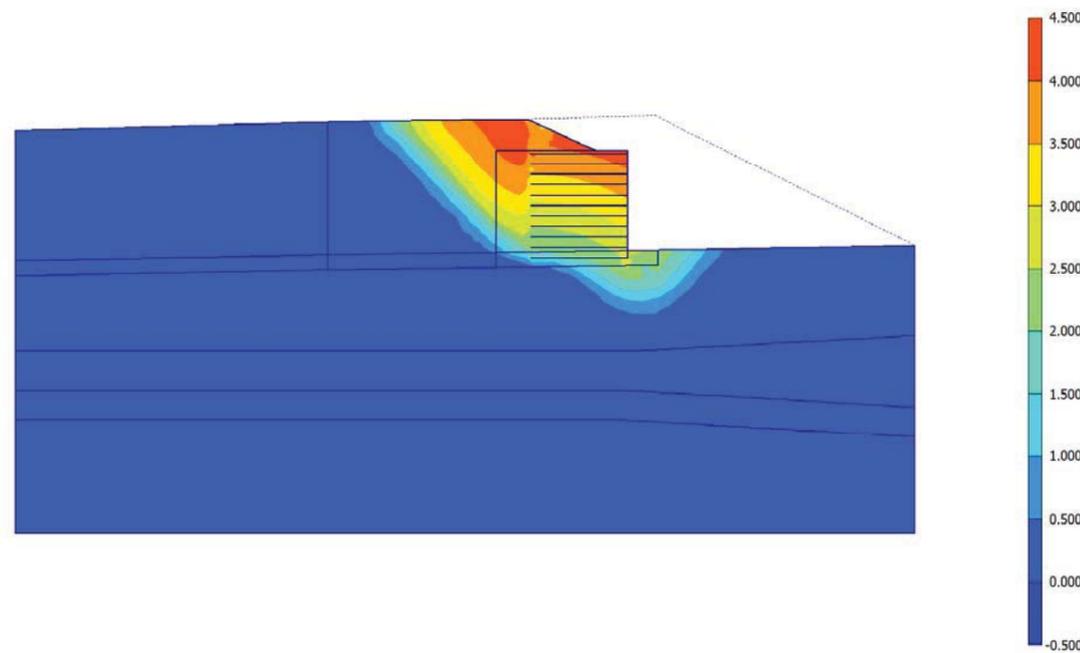


Fig. 2 Plot of total displacements (shadings)

- Step no: 73 - (Phase: 5)

6. Results for phase 7

6.5. Calculation information

Table [10] Reached multipliers phase no: 7

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	-1,0000
Strength reduction factor	0,0001	1,5659
Time	0,0000	0,0000

6.6. Deformations

6.6.3. Plot of total displacements

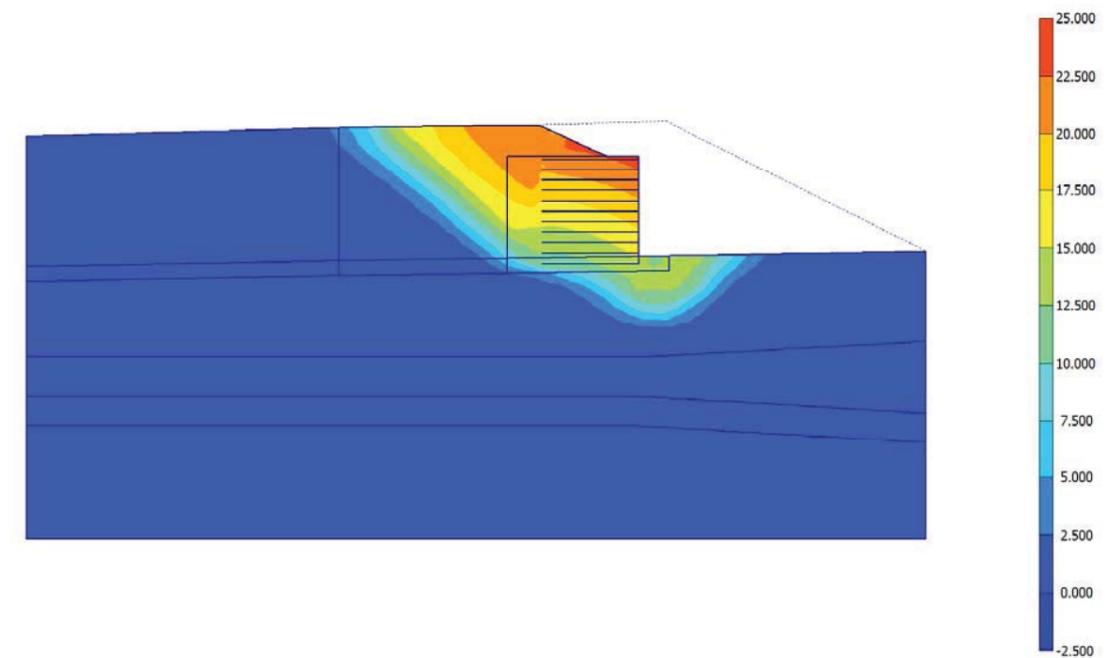


Fig. 3 Plot of total displacements (shadings)

- Step no: 188 - (Phase: 7)

REPORT

04/09/2019

User: Geolen Ingenieria S.L.
Title: MURO DE TIERRA ARMADA ESTRIBO 2 ESTABILIDAD Y ASIENTOS

Table of Contents

1. General Information.....	4
2. Material data.....	5
3. Calculation phases.....	8
4. Results for phase 3	9
4.1. Calculation information.....	9
4.2. Deformations.....	9
4.2.1. Plot of total displacements	9
4.2.2. Plot of vertical displacements	10
5. Results for phase 4	11
5.3. Calculation information.....	11
5.4. Deformations.....	11
5.4.3. Plot of total displacements	11
5.4.4. Plot of vertical displacements	12
6. Results for phase 5	13
6.5. Calculation information.....	13
6.6. Deformations.....	13
6.6.5. Plot of total displacements	13
6.6.6. Plot of vertical displacements	14
7. Results for phase 9	15
7.7. Calculation information.....	15
7.8. Deformations.....	15
7.8.7. Plot of total displacements	15
7.8.8. Plot of vertical displacements	16
8. Results for phase 6	17
8.9. Calculation information.....	17
8.10. Deformations.....	17
8.10.9. Plot of total displacements	17
8.10.10. Plot of vertical displacements	18
9. Results for phase 8	19
9.11. Calculation information.....	19
9.12. Deformations.....	19
9.12.11. Plot of total displacements	19
9.12.12. Plot of vertical displacements	20

1. General Information

Table [1] units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	day

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	0,000	40,000
Y	-19,244	7,610

Table [3] Model

Model	Plane Strain
Element	6-Noded

2. Material data

Table [4] Soil data sets parameters

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3	4
		CAPA REPARTO	QTA	QTG	terraplen
Type		Drained	UnDrained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	20,00	21,00	20,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00	20,00	21,00	20,00
k_x	[m/day]	1,000	0,001	1,000	0,010
k_y	[m/day]	1,000	0,001	1,000	0,010
e_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	18000,000	14000,936	30000,000	15000,000
ν	[-]	0,350	0,350	0,350	0,350
G_{ref}	[kN/m ²]	6666,667	5186,057	11111,111	5555,556
E_{oed}	[kN/m ²]	28888,889	22457,163	48148,148	24074,074
c_{ref}	[kN/m ²]	5,00	25,00	0,01	10,00
ϕ	[°]	35,00	25,00	35,00	31,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000	0,000
$c_{increment}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_{inter.}$	[-]	1,00	1,00	0,60	1,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

<i>Mohr-Coulomb</i>		5	6	7	8
		terraplen reforzado	TM	TM-saturada	QTAR
Type		Drained	Drained	UnDrained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	19,00	19,00	20,80
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00	19,00	19,00	20,80
k_x	[m/day]	1,000	0,000	0,000	0,010

<i>Mohr-Coulomb</i>		5	6	7	8
		terraplen reforzado	TM	TM-saturada	QTAR
k_y	[m/day]	1,000	0,000	0,000	0,010
e_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	30000,000	16000,000	16000,000	17500,000
ν	[-]	0,350	0,350	0,350	0,350
G_{ref}	[kN/m ²]	11111,111	5925,926	5925,926	6481,481
E_{oed}	[kN/m ²]	48148,148	25679,012	25679,012	28086,420
c_{ref}	[kN/m ²]	10,00	30,00	30,00	5,00
ϕ	[°]	31,00	20,00	20,00	32,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000	0,000
$c_{increment}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_{inter.}$	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

<i>Mohr-Coulomb</i>		9	10
		R1 TRATADO 1.5	R1
Type		Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	18,00	17,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	18,00	17,00
k_x	[m/day]	1,000	1,000
k_y	[m/day]	1,000	1,000
e_{init}	[-]	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	28571,000	4000,000
ν	[-]	0,350	0,350
G_{ref}	[kN/m ²]	10581,852	1481,481

Mohr-Coulomb		9	10
		R1 TRATADO 1.5	R1
E_{oed}	[kN/m ²]	45854,691	6419,753
c_{ref}	[kN/m ²]	49,00	0,10
ϕ	[°]	23,00	22,00
ψ	[°]	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000
$c_{increment}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0,00	0,00
$R_{inter.}$	[-]	1,00	0,60
Interface permeability		Neutral	Neutral

Table [5] Beam data sets parameters

no.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]	Mp [kNm/m]	Np [kN/m]
1	Losa	1,65E7	5E5	0,00	0,15	1E15	1E15
2	paramento	2,5E6	2080,00	2,50	0,20	1E15	1E15

Table [6] Geotextile data sets parameters

no.	Identification	EA [kN/m]	v [-]
1	FLEJE	28000,00	0,00

3. Calculation phases

Table [7] List of phases

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
PNN	1	0	Plastic analysis	Staged construction	1	2
TRATAMIENTO IR 1.5m	2	1	Plastic analysis	Staged construction	3	4
MURO Y TERRAPLEN CP	3	2	Plastic analysis	Staged construction	5	13
FS CP	4	3	Phi/c reduction	Incremental multipliers	14	63
MURO Y TERRAPLEN LP	5	2	Plastic analysis	Staged construction	178	186
carga	9	5	Plastic analysis	Staged construction	187	194
FS LP	6	9	Phi/c reduction	Incremental multipliers	195	244
SISMO	7	5	Plastic analysis	Total multipliers	122	127
FS	8	7	Phi/c reduction	Incremental multipliers	128	177

4. Results for phase 3

4.1. Calculation information

Table [8] Reached multipliers phase no: 3

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	0,0000
Strength reduction factor	0,0000	1,0000
Time	0,0000	0,0000

4.2. Deformations

4.2.1. Plot of total displacements

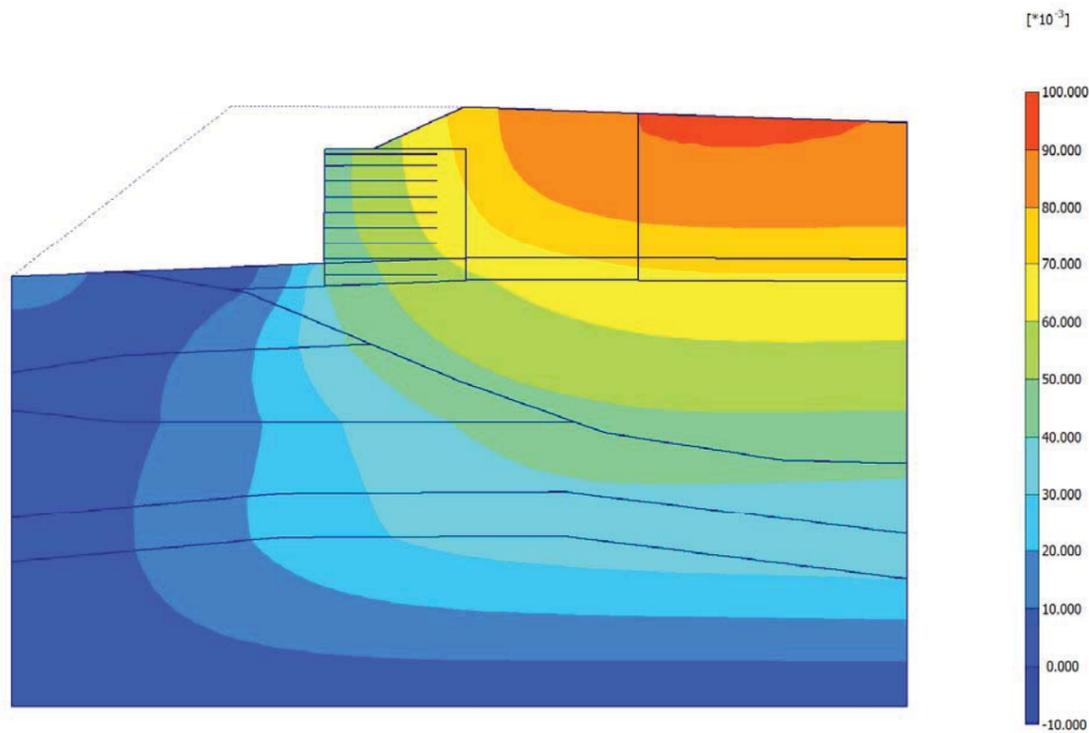


Fig. 1 Plot of total displacements (shadings)
- Step no: 13 - (Phase: 3)

4.2.2. Plot of vertical displacements

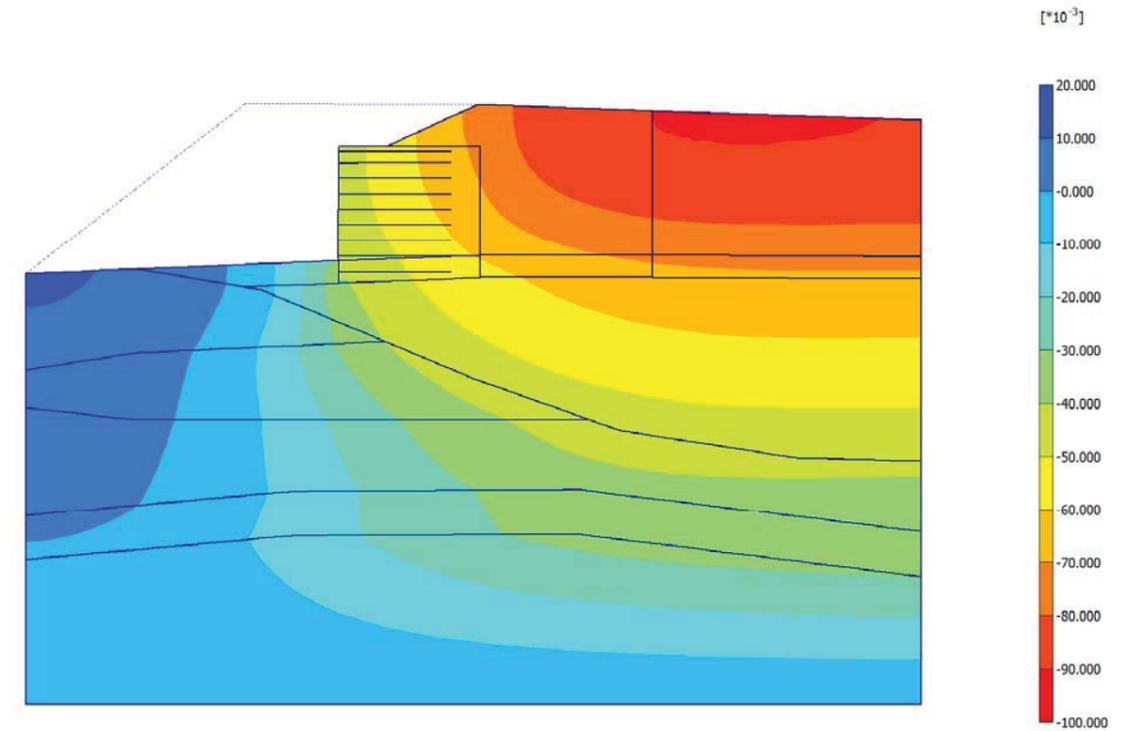


Fig. 2 Plot of vertical displacements (shadings)
- Step no: 13 - (Phase: 3)

5. Results for phase 4

5.3. Calculation information

Table [9] Reached multipliers phase no: 4

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	0,0000
Strength reduction factor	-0,0020	2,0001
Time	0,0000	0,0000

5.4. Deformations

5.4.3. Plot of total displacements

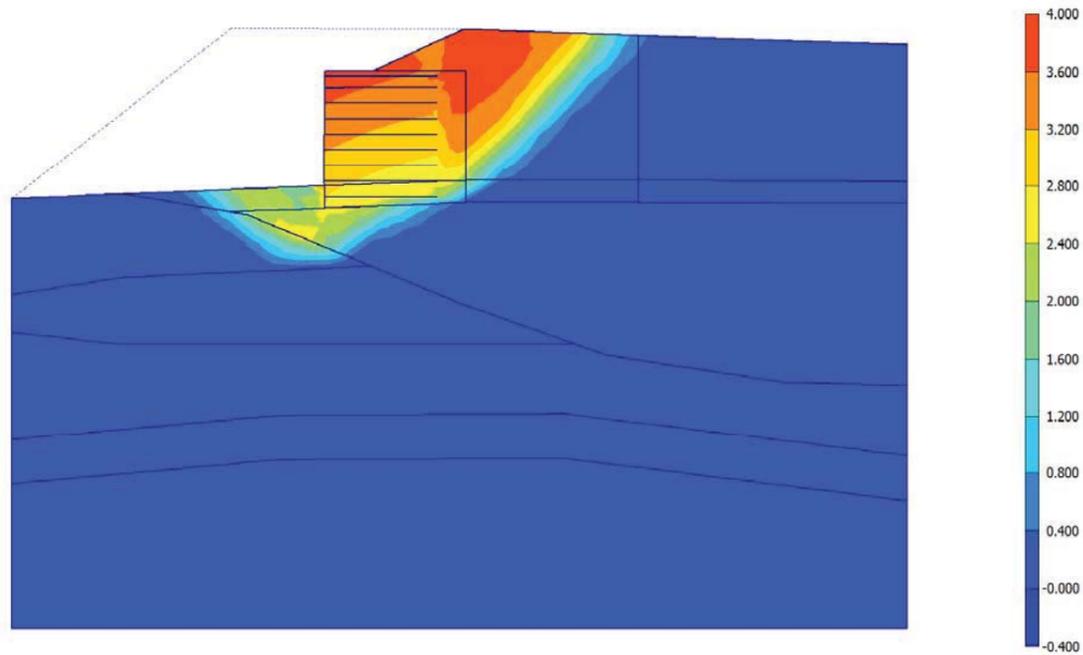


Fig. 3 Plot of total displacements (shadings)

- Step no: 63 - (Phase: 4)

5.4.4. Plot of vertical displacements

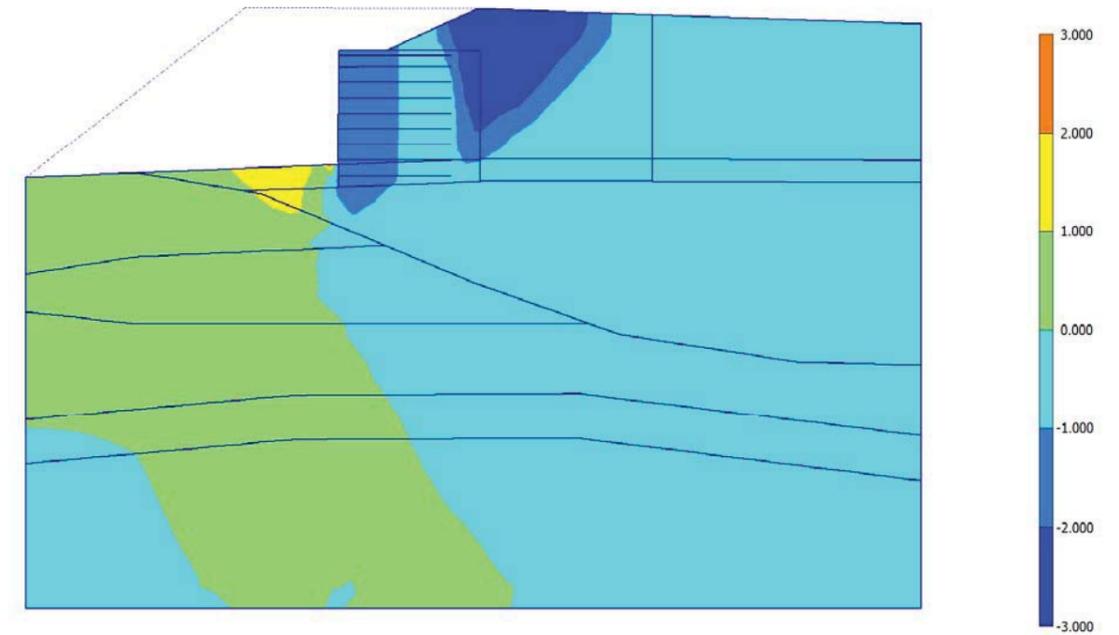


Fig. 4 Plot of vertical displacements (shadings)

- Step no: 63 - (Phase: 4)

6. Results for phase 5

6.5. Calculation information

Table [10] Reached multipliers phase no: 5

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	0,0000
Strength reduction factor	0,0000	1,0000
Time	0,0000	0,0000

6.6. Deformations

6.6.5. Plot of total displacements

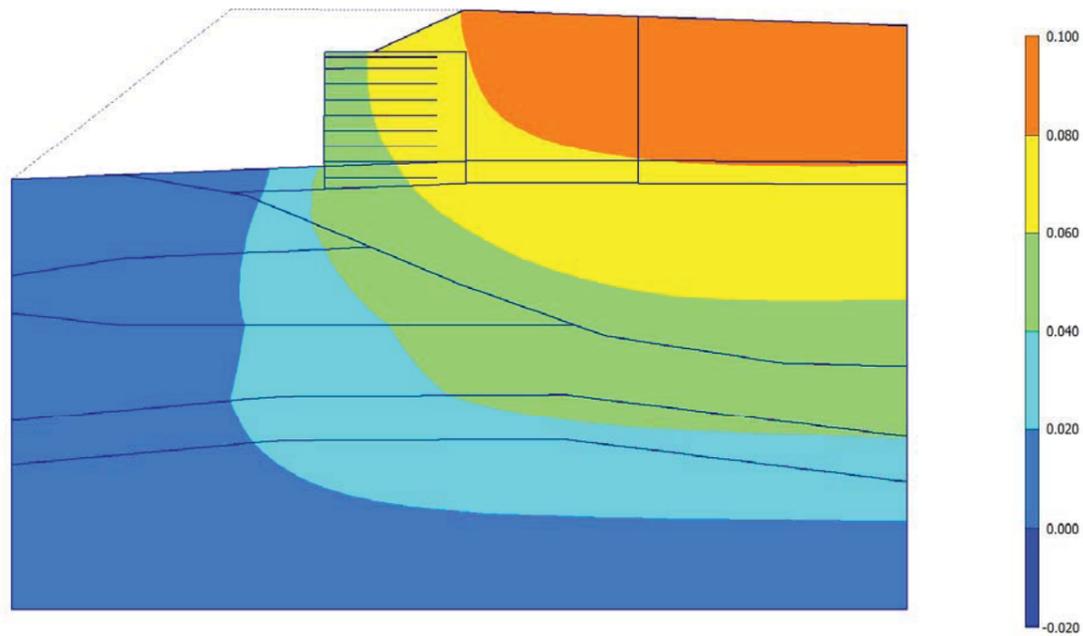


Fig. 5 Plot of total displacements (shadings)
- Step no: 186 - (Phase: 5)

6.6.6. Plot of vertical displacements

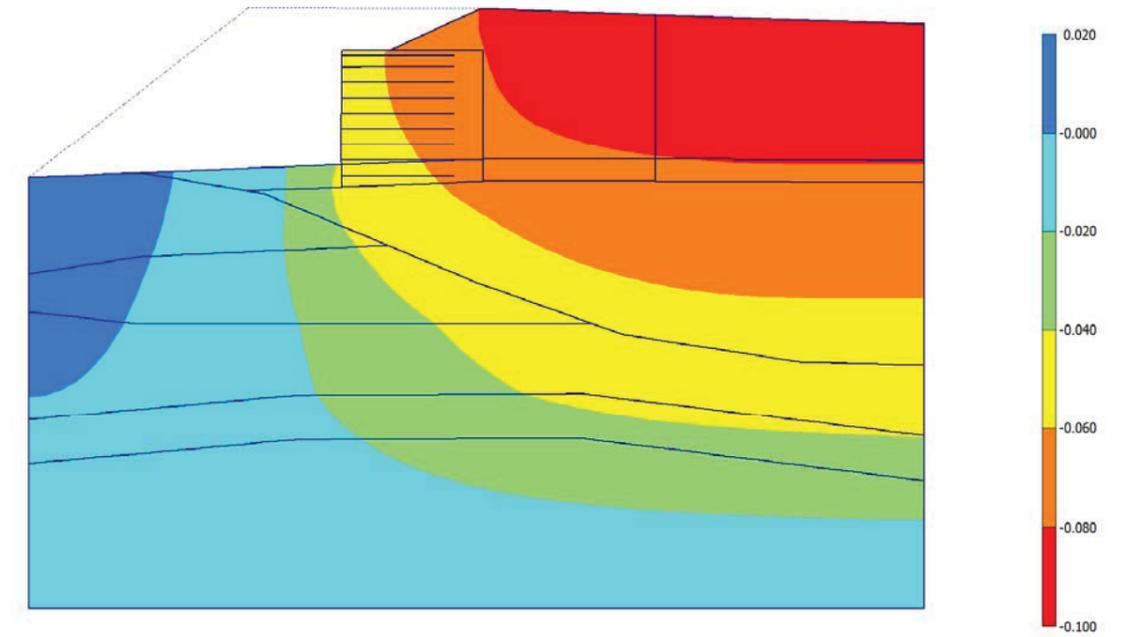


Fig. 6 Plot of vertical displacements (shadings)
- Step no: 186 - (Phase: 5)

7. Results for phase 9

7.7. Calculation information

Table [11] Reached multipliers phase no: 9

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	0,0000
Strength reduction factor	0,0000	1,0000
Time	0,0000	0,0000

7.8. Deformations

7.8.7. Plot of total displacements

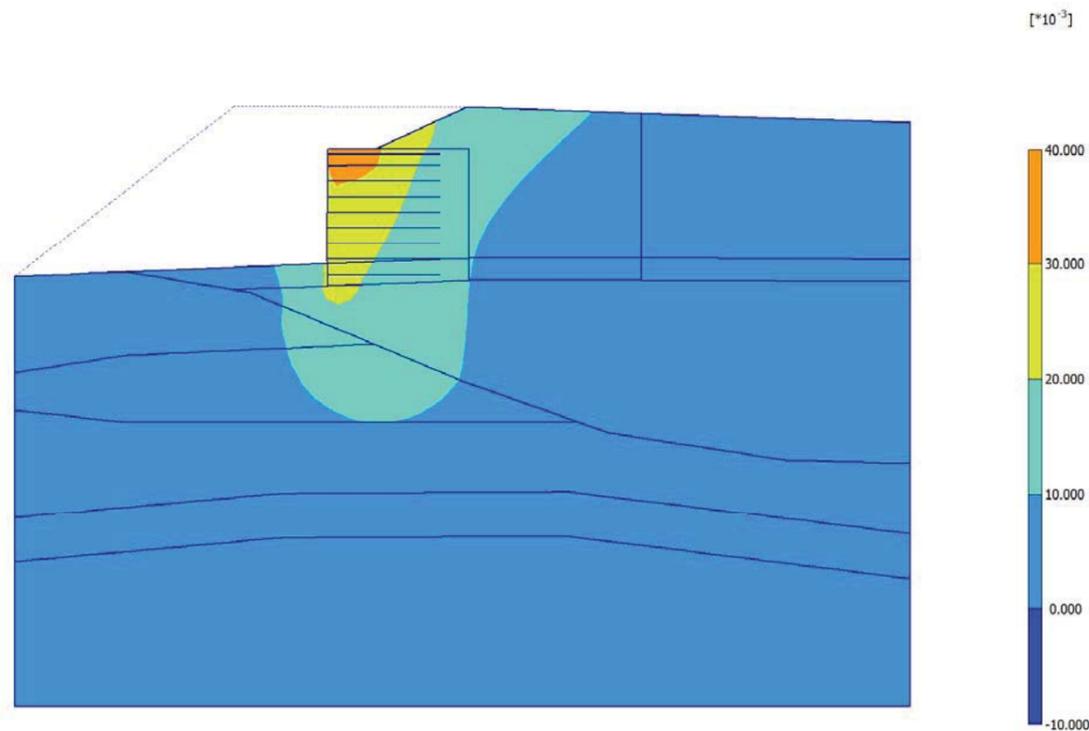


Fig. 7 Plot of total displacements (shadings)
- Step no: 194 - (Phase: 9)

7.8.8. Plot of vertical displacements

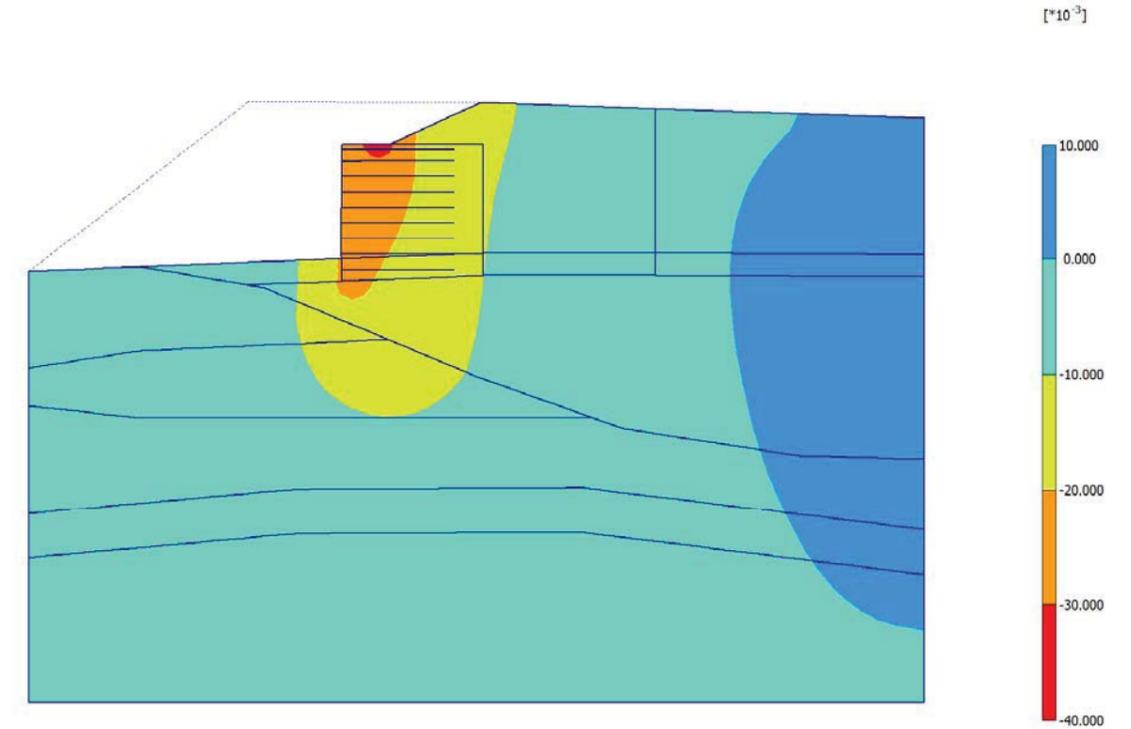


Fig. 8 Plot of vertical displacements (shadings)
- Step no: 194 - (Phase: 9)

8. Results for phase 6

8.9. Calculation information

Table [12] Reached multipliers phase no: 6

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	0,0000
Strength reduction factor	-0,0001	1,9417
Time	0,0000	0,0000

8.10. Deformations

8.10.9. Plot of total displacements

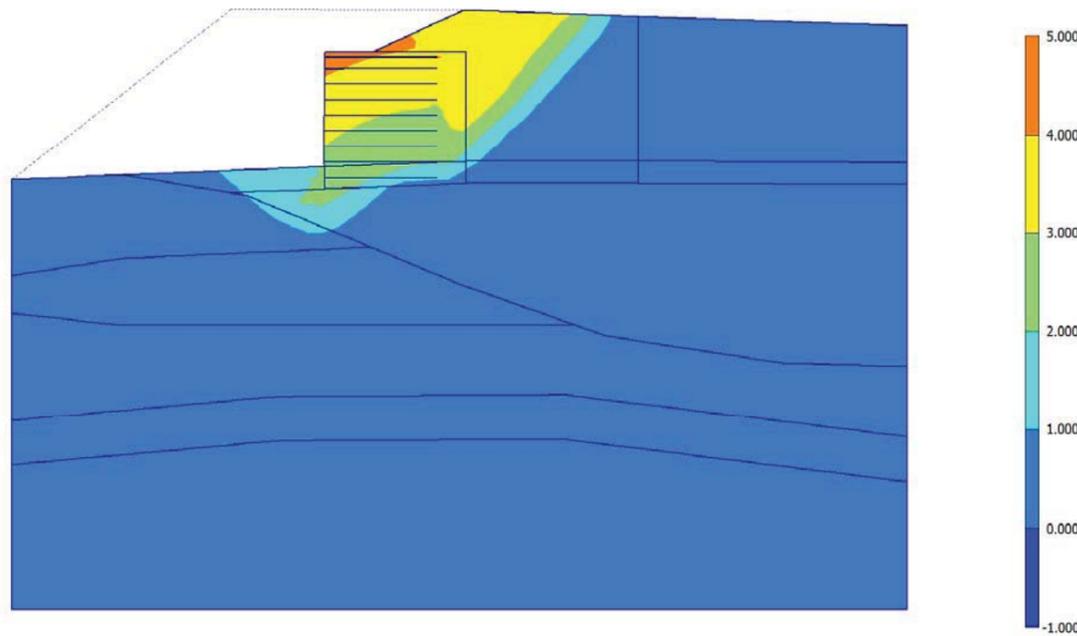


Fig. 9 Plot of total displacements (shadings)

- Step no: 244 - (Phase: 6)

8.10.10. Plot of vertical displacements

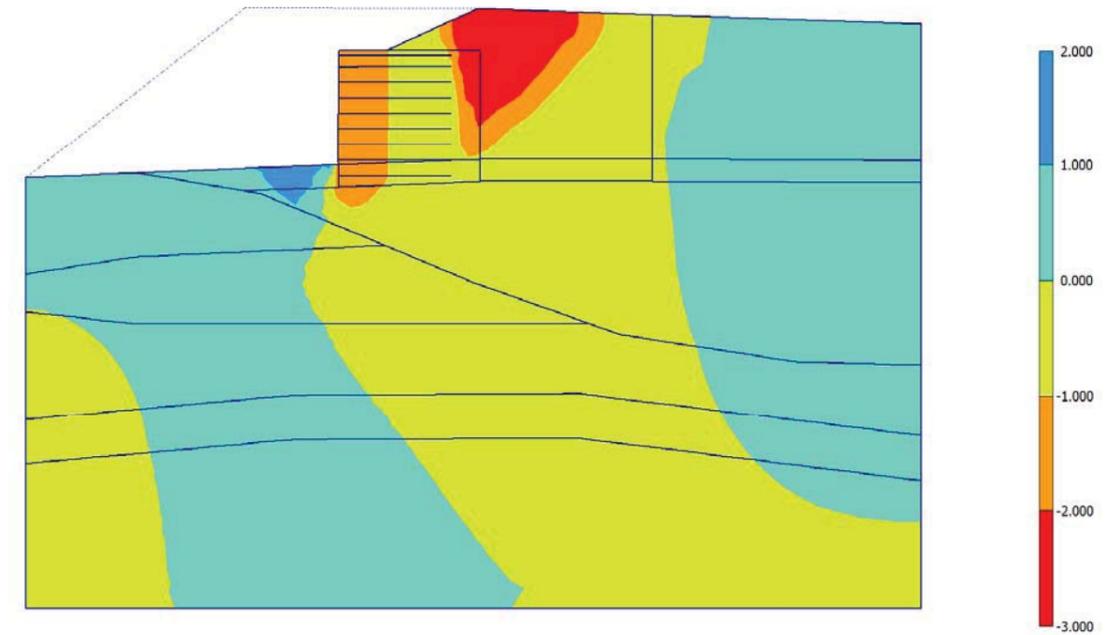


Fig. 10 Plot of vertical displacements (shadings)

- Step no: 244 - (Phase: 6)

9. Results for phase 8

9.11. Calculation information

Table [13] Reached multipliers phase no: 8

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	1,0000
Strength reduction factor	-0,0017	1,6680
Time	0,0000	0,0000

9.12. Deformations

9.12.11. Plot of total displacements

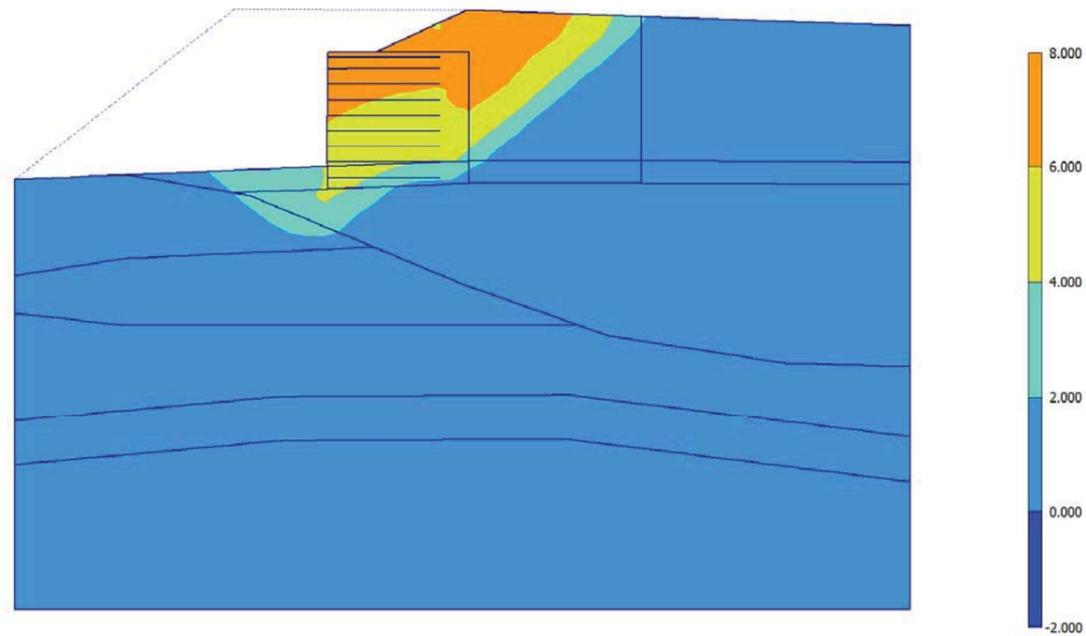


Fig. 11 Plot of total displacements (shadings)
- Step no: 177 - (Phase: 8)

9.12.12. Plot of vertical displacements

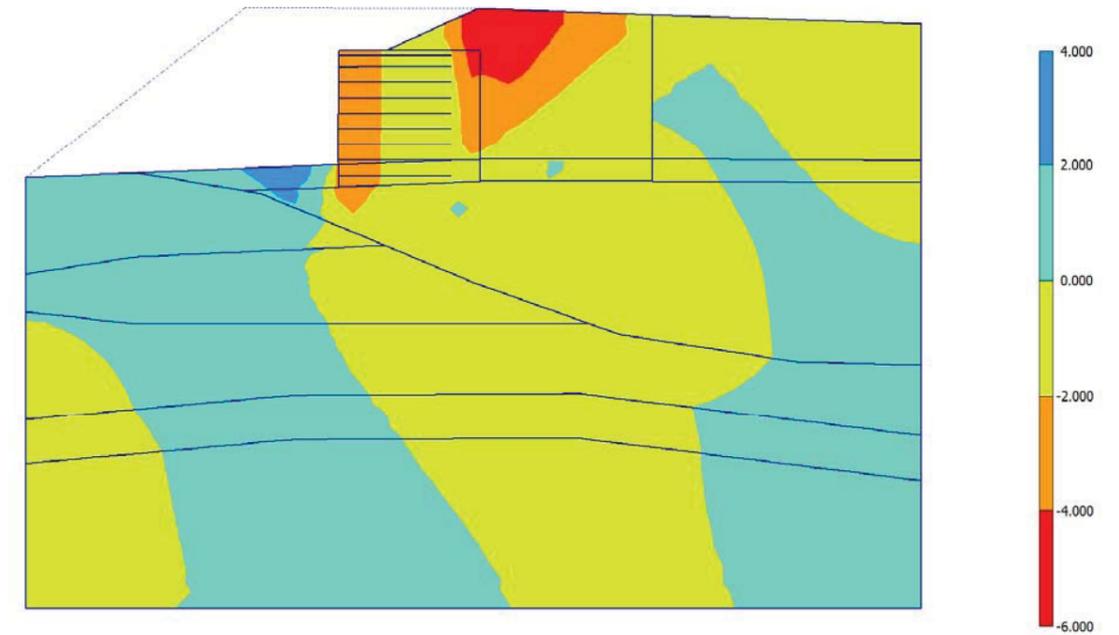


Fig. 12 Plot of vertical displacements (shadings)
- Step no: 177 - (Phase: 8)

REPORT

04/09/2019

User: Geolen Ingenieria S.L.
Title: TALUD PROVISIONAL EJE 14 0+400

Table of Contents

1. General Information.....	3
2. Material data.....	4
3. Calculation phases.....	6
4. Results for phase 3	7
4.1. Calculation information.....	7
4.2. Deformations.....	7
4.2.1. Plot of total displacements	7

1. General Information

Table [1] units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	day

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	0,000	74,613
Y	-15,984	7,089

Table [3] Model

Model	Plane Strain
Element	15-Noded

2. Material data

Table [4] Soil data sets parameters

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3	4
		QTAR	QTG	TM	TERRAPLEN ACTUAL
Type		Drained	Drained	UnDrained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	21,00	20,00	20,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00	21,00	21,00	20,00
k_x	[m/day]	0,000	1,000	0,000	0,000
k_y	[m/day]	0,000	1,000	0,000	0,000
e_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	12000,000	21000,000	25000,000	15000,000
ν	[-]	0,300	0,300	0,350	0,300
G_{ref}	[kN/m ²]	4615,385	8076,923	9259,259	5769,231
E_{oed}	[kN/m ²]	16153,846	28269,231	40123,457	20192,308
c_{ref}	[kN/m ²]	3,00	2,00	25,00	20,00
ϕ	[°]	30,00	32,00	22,00	31,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000	0,000
$c_{increment}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00	0,00
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_{inter.}$	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

<i>Mohr-Coulomb</i>		5
		QAL
Type		Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00
k_x	[m/day]	0,000

Mohr-Coulomb		5
		QAL
k_y	[m/day]	0,000
e_{init}	[-]	0,500
c_k	[-]	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	12000,000
v	[-]	0,300
G_{ref}	[kN/m ²]	4615,385
E_{oed}	[kN/m ²]	16153,846
c_{ref}	[kN/m ²]	3,00
φ	[°]	29,00
ψ	[°]	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00
γ_{ref}	[m]	0,000
c_{increment}	[kN/m ² /m]	0,00
T_{str.}	[kN/m ²]	0,00
R_{inter.}	[-]	1,00
Interface permeability		Neutral

3. Calculation phases

Table [5] List of phases

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
ACTUAL	1	0	Plastic analysis	Staged construction	1	5
TALUD PROVISIONAL	2	1	Plastic analysis	Staged construction	6	9
FS	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	10	59

4. Results for phase 3

4.1. Calculation information

Table [6] Reached multipliers phase no: 3

Multipliers	Incremental value	Total value
Prescribed displacements	0,0000	1,0000
Load system A	0,0000	1,0000
Load system B	0,0000	1,0000
Soil weight	0,0000	1,0000
Acceleration	0,0000	0,0000
Strength reduction factor	0,0000	1,3954
Time	0,0000	0,0000

4.2. Deformations

4.2.1. Plot of total displacements

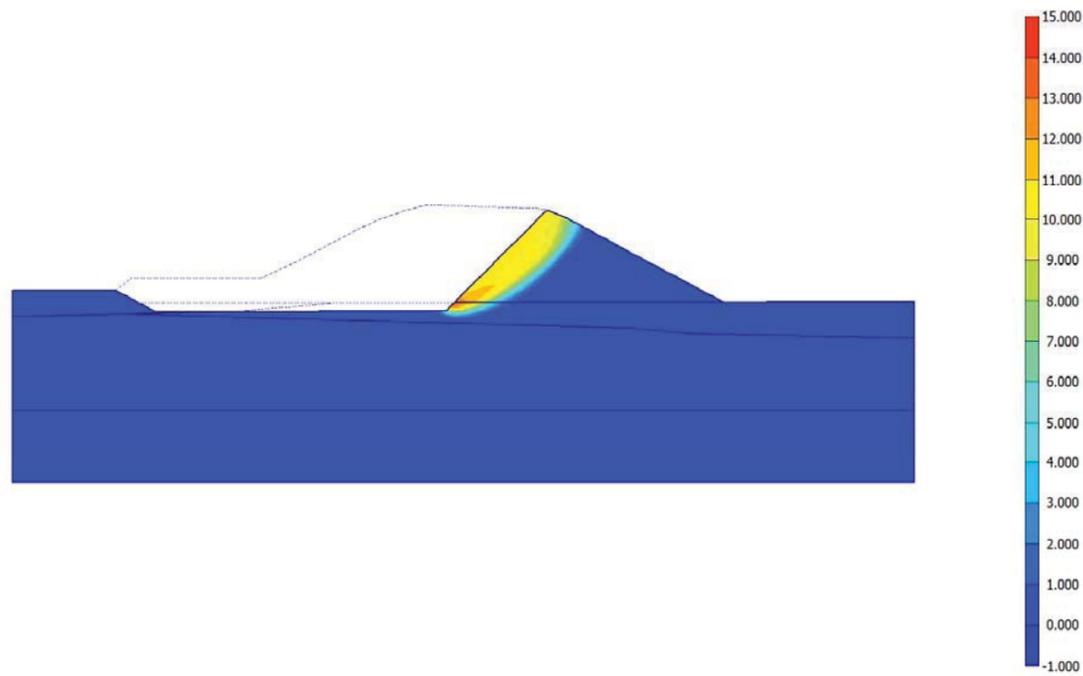


Fig. 1 Plot of total displacements (shadings)

- Step no: 59 - (Phase: 3)

SCHMERTMANN (Asientos en terrenos granulares)

Carga aplicada P (t/m²) **12**
 Profundidad base zapata D (m) **0**
 Tipo de cimentación **Rectangular**
 Ancho cimentación B (m) **14,5**
 Densidad seca arena (t/m³) **1,8**

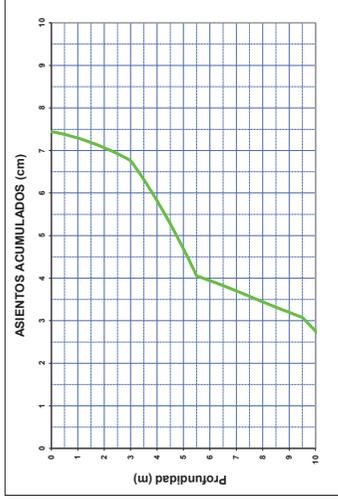
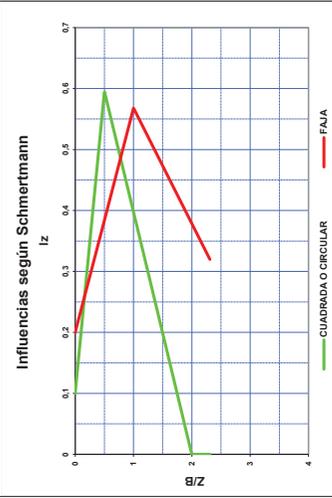
Profundidad sustrato rígido bajo zapata Z (m) **15**
 Tiempo (años) **7,6**
 Espesor de rebanadas de cálculo Zi (m) **0,1**

Asiento (cm)
 Estrato infinito **7,44**
 Estrato limitado **7,44**

Utilizar valor de E
 Utilizar valor de Rp

Capa N°	Profundidad inicial	Profundidad final	N (SPT)	Rp (Kp/cm ²)	E (t/m ²)
1	0	3	20		1800
2	3	5,5	8		1200
3	5,5	9,5	50		2000
4	9,5	15	18		1500
5	15	0			
6	0	0			
7	0	0			
8	0	0			

Profundidades bajo la base de la cimentación



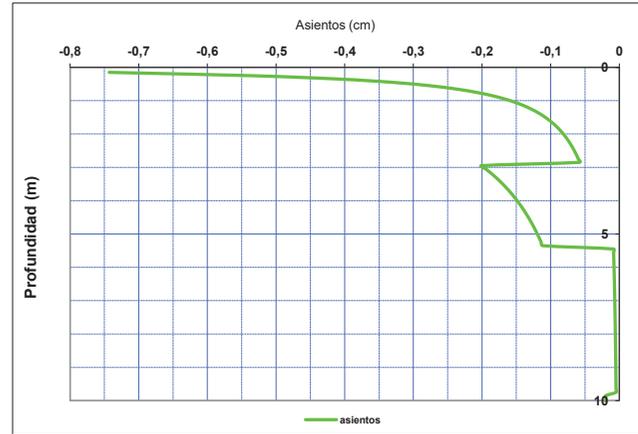
BURLAND Y BURBIDGE

Carga aplicada P (t/m²) **12**
 Tipo de cimentación **Rectangular**
 Ancho cimentación B (m) **14,5**
 Largo cimentación L (m) **15,8**

Profundidad sustrato rígido bajo zapata(m) **15**
 Espesor de rebanadas de cálculo (m) **0,1**

CAPA	PROFUNDIDAD (m)		N SPT
	INICIO	FIN	
1	0	3	20
2	3	5,5	8
3	5,5	9,8	50
4	9,8	15	18
5	15		
6	0		
7	0		
8	0		
9	0		

Asiento (cm)
 Limitado a 4B (Faja) o 2B (rectangular) Zapata **Rectangular** **10,44 mm**
 Limitado a 15,00 m **10,44 mm**
 Asiento ilimitado **10,44 mm**



ESTRUCTURA E-3 PILAS INTERMEDIAS

MÉTODO BASADO EN ENSAYOS PRESIOMÉTRICOS (G.C.O.C)

RESISTENCIA UNITARIA POR PUNTA (qp)

$qp=K.(PI-Ko.Po)$

NIVEL	Tipo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	Espesor (m)	Densidad (tn/m3)	PI (tn/m2)	K	Ko	Po (tn/m2)	qp (tn/m2)	FS	qp/FS
QTAR/QTG	G	0	9	9	2,1	130	3,2	0,5	9,45	400,9	3	133,6
TM1	C	9	20	11	2	300	1,5	0,5	29	428,3	3	142,8
TM2	C	20	37	17	2	400	1,5	0,5	57	557,3	3	185,8
				0			FALSO	0,5	0	0,0	3	0,0
				0			FALSO	0,5	0	0,0	3	0,0
				0			FALSO	0,5	0	0,0	3	0,0
				0			FALSO	0,5	0	0,0	3	0,0

	QTAR/QTG	TM1	TM2	0	0	0	0
Dímetros (m)	qadm por punta (tn)						
1	104,95	112,12	145,89	0,00	0,00	0,00	0,00
1,25	163,98	175,18	227,95	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	236,14	252,26	328,25	0,00	0,00	0,00	0,00

RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE (qf)

$qf=1/40 . Qp$

FS	3
-----------	---

NIVEL	TIPO	qf (tn/m2)	qf def (tn/m2)
QTAR/QTG	G	10,0	9,0
TM1	C	10,7	7,0
TM2	C	13,9	7,0
0	0,0	0,0	
0	0,0	0,0	
0	0,0	0,0	
0	0,0	0,0	

tn/m2
 qf granular max 9
 qf cohesivo max 7

NIVEL	qf / FS (tn/m2)
QTAR/QTG	3,0
TM1	2,3
TM2	2,3
0	0,0
0	0,0
0	0,0
0	0,0

	QTAR/QTG	TM1	TM2	0	0	0	0
Dímetros (m)	qadm por fuste (tn)						
1	84,82	80,63	124,62	0,00	0,00	0,00	0,00
1,25	106,03	100,79	155,77	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	127,23	120,95	186,92	0,00	0,00	0,00	0,00

TOTAL
290,07
362,59
435,11

CARGA ADMISIBLE TOTAL (Qadm)

$Qadm=qadm\ por\ punta+qadm\ por\ fuste$

Dímetros (m)	qadm TOTAL (tn)
1	435,96
1,25	590,54
1,5	763,36

LONGITUD PILOTES (m)	37,00
----------------------	-------

TOPE ESTRUCTURAL

Dímetros	TOPE ESTRUCT. Pilote entubado (Tn)	TOPE ESTRUCT. Con lodos (Tn)
1	392,7	314,2
1,25	613,6	490,9
1,5	883,6	706,9

SCHMERTMANN (Asientos en terrenos granulares)

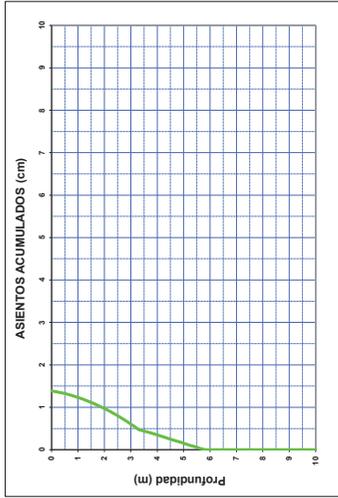
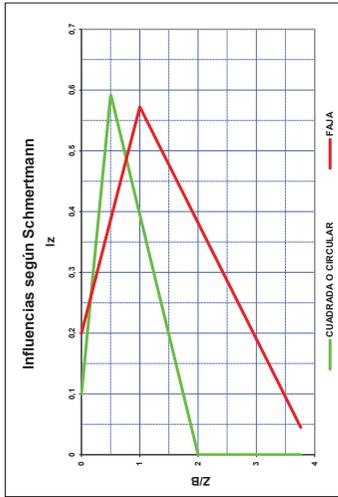
Carga aplicada P (t/m2) **16**
 Profundidad base zapata D (m) **2,2**
 Tipo de cimentación **Rectangular**
 Ancho cimentación B (m) **8,9**
 Densidad seca arena (t/m2) **2**

Profundidad sustrato rígido bajo zapata Z (m) **9**
 Tiempo (años) **7,6**
 Espesor de rebanadas de cálculo Zi (m) **0,1**

Asiento (cm)
 Estrato infinito **1,39**
 Estrato limitado **1,39**

		Utilizar valor de E Utilizar valor de Rp		NO NO	
Capa N°	Profundidad Inicial	Profundidad final	N (SPT)	Rp (Kp/cm2)	E (t/m2)
1	0	3,3	18		1700
2	3,3	5,8	50		8000
3	5,8				
4	0				
5	0				
6	0				
7	0				
8	0				

Profundidades bajo la base de la cimentación



BURLAND Y BURBIDGE

Carga aplicada P (t/m2) **16**
 Tipo de cimentación **Rectangular**
 Ancho cimentación B (m) **16**
 Largo cimentación L (m) **8,9**

Profundidad sustrato rígido bajo zapata(m) **9**
 Espesor de rebanadas de cálculo (m) **0,1**

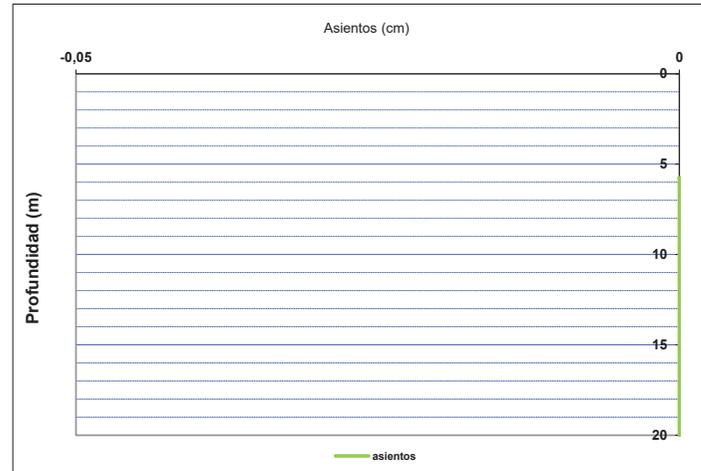
CAPA	PROFUNDIDAD (m)		N SPT
	INICIO	FIN	
1	0	3,3	18
2	3,3	5,8	50
3	5,8		
4	0		
5	0		
6	0		
7	0		
8	0		
9	0		

Asiento (cm)

Limitado a 4B (Faja) o 2B (rectangular) **Zapata Rectangular 17,00 mm**

Limitado a **9,00 m 17,00 mm**

Asiento ilimitado 17,00 mm



SCHMERTMANN (Asientos en terrenos granulares)

Carga aplicada P (t/m2) 15,7
 Profundidad base zapata D (m) 1
 Tipo de cimentación Rectangular
 Ancho cimentación B (m) 5,5
 Densidad seca arena (t/m2) 2

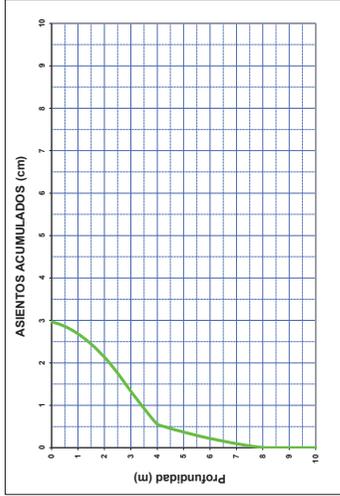
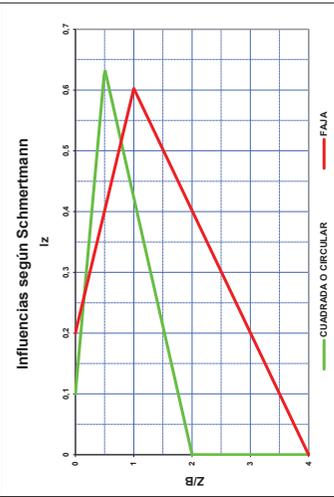
Profundidad sustrato rígido bajo zapata Z (m) 8
 Tiempo (años) 7,6
 Espesor de rebanadas de cálculo Zi (m) 0,1

Asiento (cm)
 Estrato infinito 2,97
 Estrato limitado 2,97

Utilizar valor de E
 Utilizar valor de Rp

Capa N°	Profundidad inicial	Profundidad final	N (SPT)	Rp (Kp/cm2)	E (t/m2)
1	0	4	17		1500
2	4	8	65		4000
3	8				
4	0				
5	0				
6	0				
7	0				
8	0				

Profundidades bajo la base de la cimentación



BURLAND Y BURBIDGE

Carga aplicada P (t/m2) 15,7
 Tipo de cimentación Rectangular
 Ancho cimentación B (m) 5,5
 Largo cimentación L (m) 10

Profundidad sustrato rígido bajo zapata(m) 8
 Espesor de rebanadas de cálculo (m) 0,1

CAPA	PROFUNDIDAD (m)		N SPT
	INICIO	FIN	
1	0	4	17
2	4	8	65
3	8		
4	0		
5	0		
6	0		
7	0		
8	0		
9	0		

Asiento (cm)

Limitado a 4B (Faja) o 2B (rectangular) Zapata Rectangular 9,06 mm

Limitado a 8,00 m 9,06 mm

Asiento ilimitado 9,06 mm

