



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

# TRABAJO DE FIN DE MASTER

---

Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi,  
Ecuador.

---

*Presentado por*

Devesa Peiró, Francisco

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

*Curso: 2020/2021*

*Fecha: 25/06/2021*

*Tutor: Francisco Javier Torrijo Echarri*



## Índice de documentos.

0. Memoria.
1. Anejo topográfico.
2. Anejo geológico.
3. Anejo sismotectónico.
4. Anejo geotécnico.
5. Anejo de trazado.
6. Anejo sostenimiento.
7. Anejo excavabilidad.
8. Anejo de estudio de alternativas.
9. Anejo de valoración económica.
10. Anejo ODS.
11. Anejo bibliográfico.
12. Planos.

# 1. Anejo topográfico.

## Índice

<b>1. Estudio topográfico.....</b>	<b>3</b>
1.1. Objetivo del trabajo.....	3
1.2. Alcance del estudio topográfico.....	3
1.3. Bases generales del proyecto.....	3
1.4. Metodología de trabajo.....	3

## 1. Estudio topográfico.

### 1.1. Objetivo del trabajo.

El objeto de este anejo es la exposición de las prescripciones técnicas cumplidas en la realización de los trabajos topográficos. Los trabajos siguieron las siguientes fases:

- Ubicación del trabajo.
- Alcance del estudio topográfico.
- Bases generales del proyecto.
- Metodología de trabajo.

### 1.2. Alcance del estudio topográfico.

Se ha levantado la zona necesaria para el correcto diseño del túnel, en especial en los portales de entrada y salida. Se ubicó banderas por la parte superior de las diferentes alternativas del trazado del túnel y en la ubicación de las diferentes perforaciones. Colocándose varios puntos de polígonos para obtener la superficie del terreno, se enlazó a los puntos geo referenciados del proyecto.

### 1.3. Bases generales del proyecto.

El levantamiento topográfico se realizó en el sistema de coordenadas UTMN, elipsoide de referencia WGS-1984. Los polígonos de referencia para los portales del túnel, se enlazaron a los puntos de referencia ya existentes a lo largo de la vía.

Elipsoide WGS 84	
Elipsoide de revolución definido por los siguientes parámetros:-	
Semieje ecuatorial (m):	6'378137.00000
Semieje menor (m):	6'356752.314245
Achatamiento:	1/298.257223563
Velocidad Angular (w):	7'292115x10 <sup>-5</sup> rad/s
Constante gravitacional (GM)	3'986004418x10 <sup>14</sup> m <sup>3</sup> / s <sup>2</sup>
Sistema geodésico de referencia:	
Provisional para América del Sur -PSAD56-	
Datum:	La Canoa, Venezuela
Origen de las alturas:	0 msnm Estación Mareográfica La Libertad

Tabla 1.1. Características básicas cartográficas.

Tanto la poligonación como la nivelación corresponden a trabajos de primer orden, es decir, cumple:

- Cierre lineal menos a 1:3 000.

- Cierre altimétrico máximo admisible de  $E = \pm 10 K^{1/2}$ , siendo K el número de kilómetros y E el error expresado en milímetros.
- Cierre angula máximo de  $E = 3 \cdot (N)^{1/2}$ , donde N es el número de vértices.

El equipo e instrumental utilizado ha sido:

- Brújula
- Machete
- Combo
- Estacas
- Pintura
- Software: Modelo Digital del Terreno MDT V.4.01 y AutoCad 2008

### 1.4. Metodología de trabajo.

Para garantizar las precisiones requeridas para este tipo de infraestructuras se ha realizado una poligonación y nivelación geométrica, de manera que tanto las coordenadas (x,y) como su cota, son exactas y fieles a la realidad.

La poligonación, se entiende como una sucesión de alineamientos, que puede ser abierta o cerrada, sirve de esquema geométrico de referencia para levantamientos topográficos.

La nivelación determina las cotas con exactitud. Se ha calculado de ida y vuelta para calcular el error de cierre y compensarlo posteriormente. El equipo utilizado corresponde a niveles electrónicos que tienen un ángulo de elevación 0º de manera que las lecturas se realizan respecto una línea contenida en el plano horizontal perfecto.

La planimetría tiene en cuenta la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario (base constructiva). No interesan las distancias relativas de las elevaciones entre los diferentes puntos del terreno.

La altimetría mide las diferencias de nivel entre puntos del terreno. La determinación de las alturas o distancias verticales también se puede hacer a partir de la distancia inclinada entre cada dos puntos. Como resultado se obtiene un esquema vertical.

Los levantamientos topográficos y nivelaciones fueron ejecutados empleando estaciones totales, lo cual garantiza la precisión de los datos, minimiza los errores de lectura y anotación y permite el inmediato y ágil procesamiento de la información a través de software especializado que genera los modelos tridimensionales del terreno. La información de los levantamientos topográficos se presenta en un listado de puntos con coordenadas y cotas de los distintos puntos visados. Para identificar los puntos en los planos CAD o en formato pdf, se debe activar la capa "EAGLE" para visualizar todos los puntos topográficos como bloques en 3 dimensiones.

## Resumen de tablas.

Tabla 1.1. Características básicas cartográficas. ....	3
--	---

## 1-2. Puntos de campo



Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi, Ecuador

Francisco Devesa Peiró



Table with 5 columns: # PUNTO, ABSISA, ORDENADA, COTA, DESCRIPCION. Rows 1-60.

Table with 5 columns: # PUNTO, ABSISA, ORDENADA, COTA, DESCRIPCION. Rows 61-120.

Table with 5 columns: # PUNTO, ABSISA, ORDENADA, COTA, DESCRIPCION. Rows 121-180.

Table with 5 columns: # PUNTO, ABSISA, ORDENADA, COTA, DESCRIPCION. Rows 181-240.



## Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi, Ecuador

Francisco Devesa Peiró



# PUNTO	ABSSA	ORDENADA	COTA	DESCRIPCION
183	759155.207	9950964.155	2742.619	BST
184	759184.383	9950960.746	2752.492	T
185	759190.308	9950950.783	2757.38	T
186	759198.807	9950954.326	2759.157	T
187	759193.474	9950957.688	2755.976	T
188	759186.735	9950966.42	2749.472	T
189	759191.322	9950971.517	2749.642	BST
190	759196.65	9950964.829	2754.914	T
191	759201.292	9950957.591	2759.879	T
192	759202.116	9950964.627	2755.881	T
193	759192.854	9950971.589	2750.09	T
194	759229.509	9950960.404	2762.135	T
195	759222.009	9950965.717	2757.522	BST
196	759227.264	9950975.304	2756.237	BST
197	759233.495	9950972.137	2759.211	T
198	759238.848	9950981.576	2756.265	T
199	759225.529	9950987.061	2751.594	BST
200	759228.428	9950994.277	2749.348	BST
201	759234.054	9950988.279	2752.832	T
202	759229.736	9950999.661	2746.329	BST
203	759239.606	9950997.463	2748.29	T
204	759240.045	9951005.379	2746.231	BST
205	759248.973	9951003.734	2749.658	T
206	759255.806	9951006.83	2754.073	T
207	759960.026	9950831.712	2826.898	T1
208	758859.376	9950736.517	2891.317	T2
209	758974.993	9950765.034	2812.905	EJE
210	759254.802	9951016.77	2756.087	T
211	759248.719	9951018.702	2753.64	T
212	759242.878	9951019.805	2750.024	T
213	759242.447	9951012.807	2749.43	T
214	759246.882	9951014.012	2751.875	T
215	759253.904	9951016.206	2755.646	T
216	759257.238	9951012	2755.587	T
217	759251.731	9951009.882	2751.953	T
218	759245.657	9951005.367	2747.87	T
219	759253.451	9951007.522	2752.319	T
220	759257.762	9951002.398	2755.017	T
221	759257.37	9951000.101	2754.962	T
222	759253.332	9950999.852	2752.39	T
223	759252.656	9951002.538	2751.604	T
224	759242.07	9950996.863	2748.415	T
225	759236.626	9950993.689	2750.434	T
226	759255.104	9950985.587	2755.736	T
227	759255.778	9950993.106	2755.431	T
228	759254.774	9950980.473	2757.884	T
229	759251.43	9950973.769	2760.385	T
230	759244.839	9950976.414	2759.096	T
231	759238.653	9950982.163	2755.974	T
232	759233.282	9950991.747	2751.17	T
233	759144.253	9950917.076	2763.441	T
234	759238.748	9950977.534	2757.889	T
235	759150.327	9950899.622	2769.592	T
236	759242.122	9950964.418	2762.491	T
237	759134.589	9950866.57	2777.524	T
238	759229.751	9950968.712	2758.663	T
239	759123.342	9950901.488	2760.001	T
240	759232.703	9950953.908	2765.583	T
241	759225.921	9950955.624	2763.078	T
242	759116.535	9950917.352	2755.788	T
243	759210.991	9950927.523	2767.17	T
244	759200.017	9950922.319	2765.934	T
245	759199.806	9950943.027	2761.626	T
246	759189.146	9950939.407	2759.792	T
247	759102.228	9950899.759	2761.883	BSQ
248	759108.929	9950880.368	2769.48	T
249	759118.642	9950860.403	2777.058	T
250	759195.956	9950910.086	2765.897	T
251	759180.538	9950902.572	2768.516	T
252	759176.016	9950912.435	2765.682	T
253	759117.571	9950819.385	2785.765	T
254	759178.631	9950930.5	2762.814	T
255	759158.643	9950930.596	2759.752	T
256	759105.428	9950844.122	2776.472	T
257	759163.554	9950920.609	2763.041	T
258	759099.741	9950857.427	2769.428	T
259	759176.335	9950901.387	2768.729	T
260	759093.858	9950867.389	2763.686	T
261	759081.249	9950877.035	2755.594	BSQ
262	759162.907	9950930.385	2759.823	EJE
263	759127.814	9950894.842	2762.182	EJE
264	759089.822	9950862.44	2763.34	EJE
265	759077.101	9950833.714	2767.675	BSQ
266	759083.623	9950828.89	2771.713	T
267	759095.567	9950826.153	2776.709	T
268	759103.364	9950819.215	2781.787	T
269	759175.545	9950946.261	2757.41	EJEHH

# PUNTO	ABSSA	ORDENADA	COTA	DESCRIPCION
784	757933.34	9950093.37	2733.02	T
785	757956.25	9950066.06	2758.02	T
786	757975.92	9950046.06	2798.02	T
787	758040.82	9949968.57	2873.02	T
788	758078.832	9949922.6	2908.02	T
789	758024.795	9949913.68	2833.02	T
790	757980.82	9949950.59	2813.02	T
791	757940.02	9950008.91	2748.02	T
792	757905.45	9950050.78	2703.02	T
793	757873.63	9950082.39	2673.02	T
794	757867.052	9950090.23	2653.02	T
795	757984.17	9949877	2793.02	T
796	757933.06	9949941.48	2733.02	T
797	757924.95	9949952.66	2728.02	T
798	757871.47	9950017.08	2663.02	T
799	757854.67	9950052.74	2623.02	T
800	757868.544	9950060.1	2648.02	T
801	757928.08	9949868.29	2748.02	T
802	757908.94	9949886.29	2718.02	T
803	757875.38	9949932.13	2673.02	T
804	757841.11	9949975.81	2648.02	T
805	757851.45	9949972.75	2658.02	T
806	757872.375	9949970.42	2673.02	T
807	757863.65	9949860.06	2698.02	T
808	757849.82	9949873.55	2673.02	T
809	757820.39	9949935.09	2658.02	T
810	757871.71	9949888.15	2698.02	T
811	757846.46	9949920.98	2668.02	T
812	757822.82	9949938.62	2658.02	T
813	757821.81	9949956.5	2653.02	T
814	757925.58	9949890.15	2713.02	T
815	757906.579	9949898.68	2708.02	T
816	757885.63	9949910.92	2673.02	T
817	757848.01	9949945.06	2648.02	T
818	757829.576	9949961.78	2633.02	T
819	757871.54	9950044.44	2653.02	T
820	757868.544	9950060.1	2648.02	T
821	757853.76	9950062.52	2618.02	T
822	757836.906	9950056.62	2608.02	T
823	757885.699	9950055.68	2673.02	T
824	757900.25	9950055.73	2693.02	T
825	757923.129	9950059.72	2723.02	T
826	757936.922	9950059.62	2723.02	T
827	757983.306	9950057.41	2798.02	T
828	758026.88	9950050.23	2848.02	T
829	758048.305	9950043.72	2873.02	T
830	758122.084	9950006.07	2923.02	T
831	758206.9	9950139.71	2938.02	T
832	758233.27	9950176.19	2948.02	T
833	758368.82	9950093.05	2968.02	T
834	758315.32	9950098.35	2958.02	T
835	758257.88	9950094.55	2948.02	T
836	758176.95	9950121.83	2932.6	T
837	758150.679	9950138.14	2923.02	T
838	758367.07	9950147.76	2973.02	T
839	758327.203	9950140.24	2963.02	T
840	758277.36	9950108.2	2953.02	T
841	758207.09	9950113.27	2939.84	T
842	758150.68	9950138.14	2923.02	T
843	758444.025	9950192.48	2988.02	T
844	758493.46	9950241.17	2978.02	T
845	758551.456	9950303.94	2953.02	T
846	758590.075	9950325.74	2943.02	T
847	758747.45	9950469.63	2933.02	T
848	758781.38	9950517.73	2913.02	T
849	758809.31	9950571.34	2893.02	T
850	758847.099	9950605.86	2878.02	T
851	758875.81	9950640.29	2858.02	T
852	758881.671	9950647.51	2848.02	T
853	758913.74	9950658.35	2827.5	T
854	758969.72	9950701.56	2798.02	T
855	759004.682	9950710.47	2778.02	T
856	759028.924	9950707.26	2768.02	T
857	759065.658	9950666.48	2778.02	T
858	759085.172	9950630.69	2783.02	T
860	759104.464	9950756.84	2805.129	AUX
861	759080.994	9950859.56	2760.857	AUX
862	758990.44	9950758.89	2804.822	BQ
863	758996.737	9950768.98	2800.198	BQ
864	758995.82	9950778.63	2799.563	BQ
865	759003.373	9950786.88	2793.747	BQ
866	758996.75	9950792.9	2797.634	BQ
867	758999.833	9950804.63	2795.053	BQ
868	759000.528	9950818.1	2793.756	BQ
869	759000.953	9950828.05	2792.938	BQ
870	759005.193	9950836.28	2791.555	BQ
871	759009.373	9950837.43	2788.738	BQ

# PUNTO	ABSSA	ORDENADA	COTA	DESCRIPCION
270	759181.313	9950954.316	2755.08	TOPO
271	759186.821	9950962.935	2751.701	TOPO
272	759191.815	9950971.147	2749.898	20+250
273	759195.232	9950975.49	2748.997	BST
274	759189.739	9950971.084	2748.44	BST
275	759185.205	9950964.513	2750.45	T
276	759179.721	9950956.539	2753.037	T
277	759193.622	9950968.604	2751.905	T
278	759197.489	9950962.775	2755.98	T
279	759205.731	9950958.995	2759.308	T
280	759199.734	9950958.118	2759.21	T
281	759212.288	9950959.429	2758.69	T
282	759230.829	9950967.664	2760.615	T
283	759238.286	9950957.358	2765.105	T
284	759247.332	9950948.443	2767.934	T
285	759231.436	9950990.467	2751.635	T
286	759242.021	9951011.042	2748.707	T
287	759256.883	9950995.946	2755.765	T
288	759265.341	9950977.505	2761.235	T
289	759248			



Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi, Ecuador

Francisco Devesa Peiró



Table with 5 columns: # PUNTO, ABSISA, ORDENADA, COTA, DESCRIPCION. Contains 443 rows of data points for the tunnel project.

Table with 5 columns: # PUNTO, ABSISA, ORDENADA, COTA, DESCRIPCION. Contains 105 rows of data points for the tunnel project.

Table with 5 columns: # PUNTO, ABSISA, ORDENADA, COTA, DESCRIPCION. Contains 531 rows of data points for the tunnel project.

Table with 5 columns: # PUNTO, ABSISA, ORDENADA, COTA, DESCRIPCION. Contains 1132 rows of data points for the tunnel project.

# PUNTO	ABSISA	ORDENADA	COTA	DESCRIPCION
532	757824.822	9950064.523	2595.595	BIT
533	757813.197	9950050.4	2594.2	BVIA
534	757826.488	9950048.647	2594.294	BIT
535	757822.433	9950048.978	2595.012	BVIA
536	757802.931	9950051.866	2593.842	T
537	757791.567	9950051.181	2593.863	BSQ
538	757810.591	9950039.526	2593.581	BVIA
539	757801.205	9950041.709	2593.183	T
540	757789.8	9950042.479	2592.676	BSQ
541	757810.902	9950040.135	2593.627	BVIA
542	757829.492	9950035.409	2593.605	BIT
543	757791.071	9950027.09	2592.932	T
544	757797.233	9950024.862	2593.103	T
545	757831.63	9950027.989	2593.107	BIT
546	757802.866	9950025.005	2593.169	BVIA
547	757820.33	9950027.69	2594.658	T
548	757816.588	9950028.954	2594.343	BVIA
549	757795.757	9950018.385	2593.011	BVIA
550	757809.839	9950018.621	2594.152	BVIA
551	757818.546	9950017.283	2594.256	T
552	757788.589	9950020.008	2592.88	T
553	757786.143	9950012.296	2593.086	BVIA
554	757826.319	9950016.686	2594.163	T
555	757834.191	9950015.937	2594.495	BIT
556	757793.844	9950005.245	2594.082	BVIA
557	757802.545	9950011.303	2594.03	BVIA
558	757810.912	9950003.056	2593.985	T
559	757817.51	9949995.199	2594.914	T
560	757821.53	9949990.966	2596.386	T
561	757833.814	9949985.594	2596.306	BIT
562	757766.695	9950007.563	2593.735	BVIA
563	757793.127	9949998.656	2594.105	BVIA
564	757779.169	9949986.134	2594.434	T
565	757776.936	9950012.415	2592.908	BSQ
566	757767.733	9949988.527	2595.102	T
567	757768.03	9950020.39	2593.96	BSQ
568	757755.508	9949992.783	2595.169	T
569	757757.638	9949998.919	2594.978	BVIA
570	757760.734	9950007.797	2594.072	BVIA
571	757763.109	9950023.953	2593.986	BSQ
572	757762.137	9950014.235	2594.106	T
573	757754.508	9950008.656	2594.476	BVIA
574	757757.106	9950030.912	2592.758	BSQ
575	757749.025	9950000.187	2595.263	BVIA
576	757747.314	9949997.291	2595.425	T
577	757750.41	9950034.043	2593.124	BSQ
578	757744.476	9950026.358	2594.312	T
579	757742.856	9950039.231	2592.201	BSQ
580	757738.654	9950026.371	2595.078	T
581	757734.42	9950036.247	2595.941	BSQ
582	757729.252	9950030.183	2595.954	T
583	757722.051	9950039.938	2595.69	BSQ
584	757706.475	9950013.668	2597.061	BVIA
585	757706.402	9950022.51	2596.939	BVIA
586	757713.648	9950030.128	2596.323	T
587	757704.698	9950012.529	2597.049	T
588	757701.764	9950010.252	2596.913	T
589	757700.442	9950013.726	2597.507	IGM
590	757704.979	9950025.081	2596.899	ALC
591	757712.798	9950034.427	2596.34	T
592	757704.308	9950032.843	2597.276	T
593	757706.771	9950046.405	2597.257	BSQ
594	757696.059	9950051.904	2597.579	BSQ
595	757701.965	9950013.421	2597.176	ALC
596	757698.629	9950014.476	2597.316	BVIA
597	757697.156	9950012.292	2597.114	T
598	757682.809	9950020.931	2598.151	BVIA
599	757682.269	9950019.774	2598.089	T
600	757681.758	9950018.45	2598.506	T

# PUNTO	ABSISA	ORDENADA	COTA	DESCRIPCION
1133	759158.228	9950987.71	2715.717	TP
1134	759152.88	9950988.07	2715.524	TP
1135	759145.421	9950989.81	2715.162	TP
1136	759156.273	9950980.14	2716.705	PT
1137	759149.933	9950976.77	2717.854	PT
1138	759149.293	9950980.54	2716.957	TP
1139	759141.548	9950979.41	2716.866	TP
1140	759141.718	9950974.43	2717.326	TP
1141	759141.834	9950968.18	2720.157	PT
1142	759136.842	9950966.31	2721.964	TP
1143	759135.243	9950961.67	2724.613	TP
1144	759128.688	9950960.7	2724.134	TL
1145	759133.759	9950966.4	2721.633	TP
1146	759135.265	9950971.18	2719.672	TP
1147	759129.707	9950972.31	2718.593	TP
1148	759129.868	9950968.79	2720.651	TP
1149	759127.956	9950971.29	2716.814	PT
1150	759126.047	9950966.63	2716.929	PT
1151	759122.843	9950961.89	2716.983	PT
1152	759121.522	9950956.33	2717.123	PT
1153	759116.297	9950951.99	2717.97	PT
1154	759112.276	9950949.38	2718.935	PT
1155	759108.952	9950946.53	2719.797	PT
1156	759104.578	9950946.76	2720.366	PT
1157	759103.153	9950944.96	2721.338	PT
1158	759100.409	9950946.89	2720.997	PT
1159	759103.443	9950950.61	2720.22	TP
1160	759107.714	9950955.99	2718.96	TP
1161	759113.424	9950963.46	2717.865	TP
1162	759118.04	9950959.96	2717.951	TP
1163	759115.318	9950966.38	2716.485	TP
1164	759119.056	9950972.31	2716.192	TP
1165	759123.301	9950982.37	2716.046	TP
1166	759129.146	9950990.53	2715.657	TP
1167	759132.333	9950995.03	2715.221	TP
1168	759095.62	9950940.18	2723.21	FQ
1169	759088.68	9950925.89	2728.21	FQ
1170	759081.47	9950910.72	2733.21	FQ
1171	759070.71	9950889.83	2738.21	FQ

## 2. Anejo geológico.

## Índice

<b>1. Introducción.</b>	<b>3</b>
<b>2. Objetivos.</b>	<b>3</b>
<b>3. Alcance.</b>	<b>3</b>
<b>4. Metodología.</b>	<b>3</b>
<b>5. Geología regional.</b>	<b>4</b>
<b>6. Geomorfología.</b>	<b>5</b>
<b>7. Pendientes.</b>	<b>5</b>
<b>8. Volcanismo.</b>	<b>7</b>
<b>9. Sistemas de drenaje.</b>	<b>9</b>
<b>10. Unidades geomorfológicas.</b>	<b>9</b>
10.1. Paisaje aluvial.	9
10.2. Paisaje volcánico.	10
<b>11. Fenómenos de remoción en masa.</b>	<b>10</b>
<b>12. Geología estructural.</b>	<b>12</b>
12.3. Geología estructural local.	14
<b>1. Geología local.</b>	<b>15</b>
13.1. Litoestratigrafía.	15
<b>13. Hidrogeología.</b>	<b>22</b>
14.1. Balance hidrológico en la zona de estudio.	24
<b>14. Conclusiones y recomendaciones geológicas.</b>	<b>25</b>
15.1. Pendientes.	25
15.2. Geología estructural.	25
15.3. Geología local.	26
15.4. Hidrogeología.	26

## 1. Introducción.

En el presente anexo del trabajo final de máster se presenta el marco geológico regional donde estará emplazado el túnel, así como la geología a escala 1:5 000 de la geología a lo largo del trazado del túnel y, con mayor detalle, a E: 1:500 los portales de acceso.

A partir de diversas recopilaciones bibliográficas, interpretaciones de fotografías aéreas, de estudios topográficos de la zona, así como datos de campo e información geotécnica, se realizará el estudio referente a geomorfología, geología estructural y local e hidrogeología.

- La geomorfología presenta una clasificación del terreno en base a la pendiente que presente, al tipo de red de drenaje, a la interpretación de fotografías aéreas y a la clasificación del terreno por unidades de paisaje.
- El estudio geológico contempla el estudio de las fallas regionales y el estudio local de la estructura, tanto de las estructuras locales como de la fracturación del macizo rocoso en el túnel.
- La geología local incluye la descripción de cada unidad principal lito estratigráfica mapeable, y la descripción de cada litotipo.
- EL apartado hidrogeológico incluye la determinación de causal a nivel del túnel y su modelación conceptual.

## 2. Objetivos.

El objetivo del presente anejo es la definición del modelo geológico de la zona donde se ubicará el futuro túnel Bombolí. Para ello se requiere definir unos objetivos específicos:

- Recopilación de los informes técnicos preliminares, cartografía existente, estudios geológicos, geotécnicos, hidrogeológicos, etc., así como su validación con observaciones de campo.
- Realización de un estudio geomorfológico a lo largo del trazado del túnel, conforme a: clasificación de las pendientes en rangos; determinación de patrones de drenaje y su relación con las estructuras y el sustrato rocoso; estudio de las formas de relieve mediante fotointerpretación; establecimiento de las unidades de paisaje a lo largo de la traza, identificando los procesos de remoción en masa.
- Estudio del componente geológico estructural a lo largo del trazado del túnel conforme a: estudio del componente estructural regional, sus tendencias y esfuerzos tectónicos regionales que puedan considerarse en el diseño del túnel; identificación de los lineamientos estructurales, fallas a escala local; zonificación del macizo rocoso en base al sistema de discontinuidades interpretando los relieves geoestructurales de cada unidad.
- Delimitación de las unidades estratigráficas cronológicamente, su petrología, litotipo, grado de meteorización y resistencia de los materiales.
- Realización de los correspondientes mapas y perfiles a lo largo del eje del túnel y en los portales.
- Identificación de la presencia de aguas subterráneas que puedan influenciar en la construcción de la obra.
- Caracterización geológica del sector para establecer o no formaciones acuíferas.
- Caracterización de los parámetros hidrogeológicos locales de la zona de estudio.
- Cálculo del balance hídrico de la zona.
- Cuantificación del caudal esperado en el interior del túnel.

## 3. Alcance.

El alcance del estudio comprende:

- Definición del componente geomorfológico: clasificación de la superficie por rangos de pendiente; de las unidades de paisaje a escala regional; lineamientos estructurales y fallas interpretadas en fotografías aéreas. Esta información permitió la definición de las unidades de paisaje a escala local y la delimitación de los fenómenos de remoción en masa con incidencia en las obras.
- Determinación del modelo geológico estructural en base a la información cartográfica, publicaciones y datos de campo, con el propósito de identificar las fallas potencialmente activas, la asociación sismotectónica preliminar, así también las fuentes sismo genéticas. Mediante registros de campo, identificar las fallas locales y sistemas estructurales que resulten de los esfuerzos regionales; del estudio de relieves estructurales dar una estimación preliminar del tipo de macizo rocoso y de las principales orientaciones de los sistemas de juntas.
- Presentar un modelo geológico local base para el diseño geotécnico y estructural del túnel. Para lograr este objetivo se realizó una recopilación de referencias bibliográficas, de trabajos preliminares que permitieron enfocar al área en un ambiente geológico preliminar, el cual fue definido mediante salidas de campo, muestreo, perforaciones, ensayos geofísicos y resultados de laboratorio. La información final consta de un mapa geológico a escala 1:5 000, considerando una faja de 200m a cada lado del eje del túnel y a escala 1:500 en los portales de acceso. Cada plano geológico está acompañado por sus respectivos perfiles longitudinales.
- Definir el componente hidrogeológico a partir de la caracterización geológica e hidrológica de la zona y con el apoyo de investigaciones de geofísica continua, sondeos eléctricos verticales, perforaciones de investigación, medición de caudales.
- Establecer un modelo hidrogeológico conceptual que incluya la caracterización hidrogeológica local, definiendo posibles zonas de recarga y tránsito.

## 4. Metodología.

El proceso seguido para la investigación geológica de la zona afectada por la obra ha sido el siguiente:

1. Recopilación bibliográfica.
2. Validación de la información de la bibliografía recabada.
3. Estudio geológico a escala regional.
4. Estudio aéreo-fotográfico a escala 1:5 000, interpretación de los contornos topográficos y de sus lineamientos morfológicos.
5. Interpretación de las fotografías aéreas, identificando las unidades de paisaje, los lineamientos, fallas y características topográficas.
6. Registro de datos de campo.
7. Estudio de la geología local a escala 1:5 000 a lo largo de la obra, y a escala 1:500 en los accesos.
8. Definición del modelo geológico a escala local y de sus perfiles.

## 5. Geología regional.

La geología regional presenta un basamento cretácico, terciario y de cobertura cuaternaria. A continuación, se presenta una síntesis bibliográfica del mismo obtenida a partir del Mapa Geológico de La Cordillera Occidental de Ecuador entre 0º-1º S.

### ➤ Unidad Pallatanga (Cretácico-Superior)

Esta unidad se puede observar en el km 16 de la carretera Alóag-Santo Domingo, comprendida de pillow-basaltos, basaltos masivos con sedimentos relacionados (Hughes & Bermúdez, 1998). Datos geoquímicos indican una afinidad MORB interpretado como un fragmento de corteza oceánica acrecionada probablemente de plateau oceánico (Egüez, 1986; Spikings et al., 2001). En el Oeste, se puede observar una presencia de un contacto fallado con Yunguilla. Las relaciones estratigráficas son complejas debido a la alta sismicidad que afecta a las rocas, lo que produce que la mayoría de las unidades estén separadas por fallas en sentido N-S (Vallejo, 2007)

### ➤ Unidad Yunguilla (Cretácico-Maastrichtiano)

Caracterizada litológicamente por una secuencia turbidítica marina deformada de 2 km de espesor (Thalmann, 1946), Presenta un contacto fallado, presente a lo largo de la carretera Alóag-Santo Domingo, con las Unidades Silante y Pallatanga al Oeste y Este respectivamente. Formada por argilitas masivas de color gris, arenisca cuarzo-feldespática de grano fino con lodolitas (Hughes & Bermúdez, 1998). Esta formación sugiere que las rocas fueron parcialmente derivadas de la Cordillera Real y el Cratón Sudamericano. (Vallejo,2007).

### ➤ Unidad Silante (Oligoceno-Eoceno Superior)

Presenta una secuencia continental derivada de una fuente volcánica andesítica, la geoquímica de clinopiroxenos indica que provienen de basaltos relacionados a una zona de subducción y de afinidad calco-alcalina (Vallejo, 2007; Egüez, 1986). Esta composición contrasta con la otra parte de ella, constituida por capas rojas con contenido de canales de areniscas, brechas de matriz soportada, masivas pobremente clasificadas y conglomerados depositados por proceso de flujo de masa (Hughes & Bermúdez, 1998).

El basamento está cubierto parcialmente por depósitos volcano clásticos, procedentes del Corazón y otros aportes menores. Las fuentes de estos aportes están representadas como Qv en la Figura 5.1.

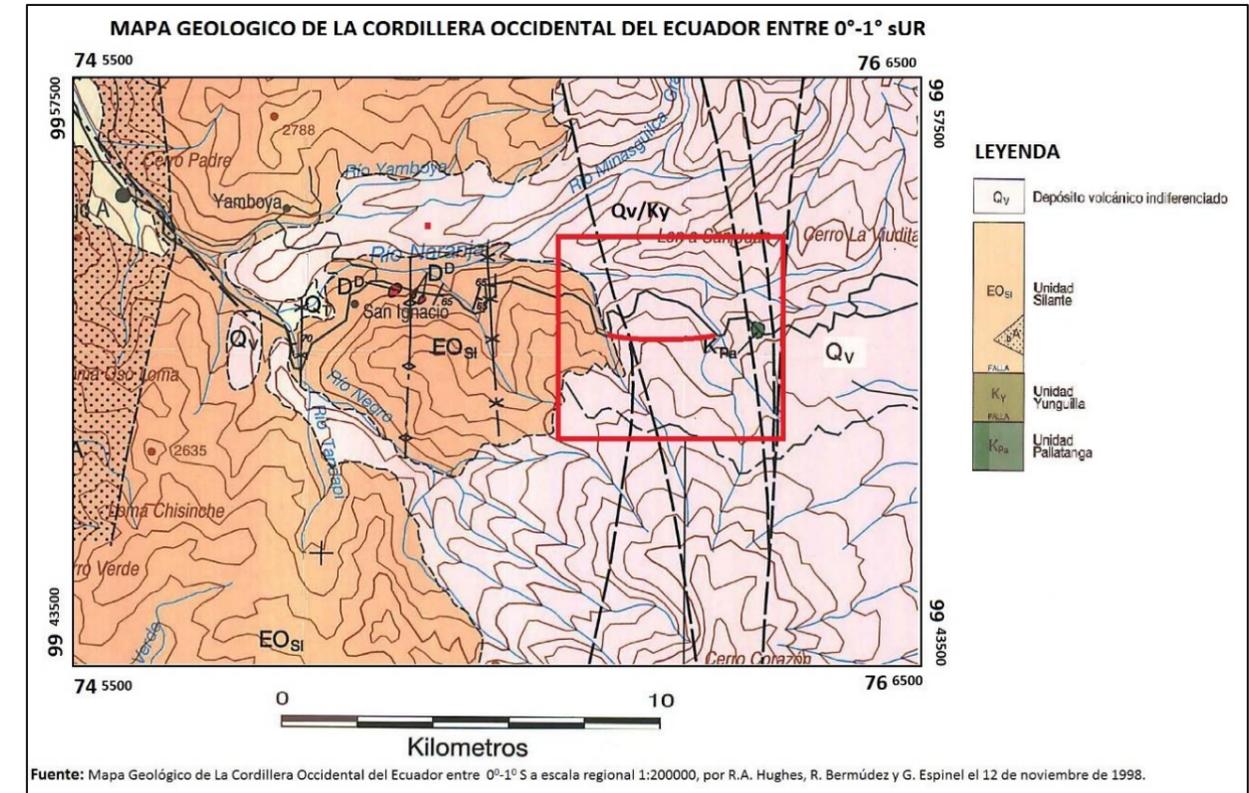


Figura 1 Mapa geológico regional. Basamento Cretácico y Terciario. Escala 1:200 000. Fuente: Mapa Geológico de la Cordillera Occidental de Ecuador entre 0º-1º, escala regional 1:200 000 por R.A. Hughes, R. Bermúdez y G. Espinel el 12 de noviembre de 1998.

### ➤ Depósitos cuaternarios

Se tratan de depósitos volcánicos del Atacazo, Iliniza y Corazón. Expuestas en las partes altas de los complejos volcánicos. Estos centros están formados por tobas, cenizas, flujos piroclásticos, lahares y principalmente por flujos de lava andesítica en contacto discordante sobre las unidades Pallatanga y Yunguilla. En cuanto a la petrología, las andesitas son marcadamente similares a través de los focos; son melanocráticas y mesocráticas, con fenocristales grandes de piroxeno monoclinico y ortorrómbico y de plagioclasa zonada, dentro de una matriz usualmente oscura de grano fino o vidriosa.

Los materiales de estos flujos lávicos están cubiertos parcialmente por depósitos de cangahua de varios metros de espesor, configurando un manto de varios metros de espesor en la topografía preexistente. Su composición es de cenizas compactadas de color café oscuro con bandas de lapilli; además se pueden observar depósitos piroclásticos poco consolidados (aglomerados).

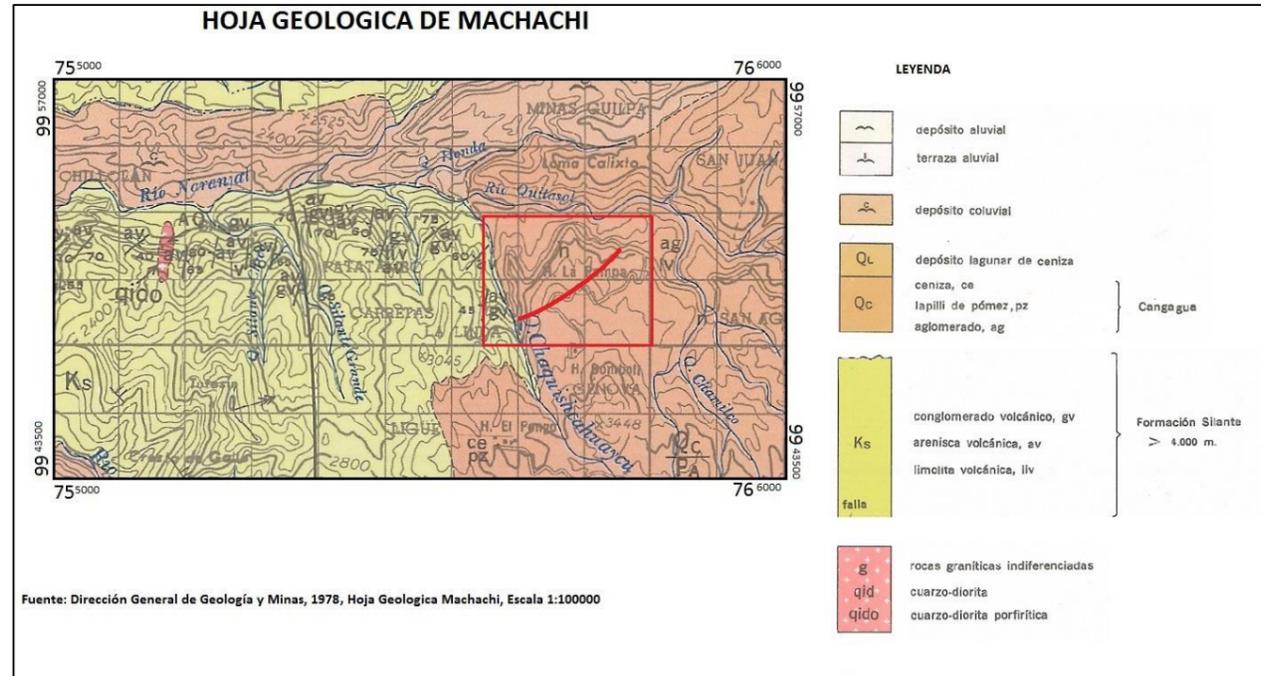


Figura 2 Mapa geológico regional. Escala 1:100 000. Fuente: Mapa geológico de Ecuador, escala 1:100 000, hoja de Machachi, año 1978. Realizada por la Dirección General de Geología y Minas.

## 6. Geomorfología.

La obra se sitúa entre el oeste de la cordillera Occidental y del páramo andino, con un ambiente altamente tectónico y de actividad volcánica.

Las características resistentes de los materiales frente a la meteorización y erosión han permitido la conservación de los rasgos estructurales con laderas escarpadas y vertientes fuertemente disectadas.

La falla Tandapi segmenta lineamientos definidos con dirección predominante E-W y SW. Esta falla se encuentra al norte de la zona estudiada, conformando una entalladura por donde discurren sistemas de drenaje menores.

Los rasgos del basamento están, en parte, cubiertos por una potente capa de materiales piroclásticos y de flujos lávicos, procedentes en su mayoría del Corazón. Este basamento está presente al oriente del área del túnel como un imponente estratovolcán sobrepuesto.

En el área de estudio, los materiales piroclásticos han modelado un relieve suavemente ondulado, cuyos bordes laterales se definen con pronunciadas laderas hasta farallones escarpados. En general, el control estructural se expresa como profundas quebradas con dirección N y NNW con presencia de estructuras menores que forman pequeños drenajes en sentido E-W. Estas quebradas, cuyo nacimiento son las faldas septentrionales del volcán el Corazón, resultan ser afluentes del río Quitasol. Presentan fuerte energía, permitiendo el depósito de materiales aluviales aguas abajo.

Estos valles aluviales en forma de V cerradas, con laderas de elevada pendiente y escarpadas, presentan por su disección una cobertura piroclástica discontinua en los relieves suavizados superiores, pese a encontrarse en una superficie con depósitos piroclásticos continuos.

Las altitudes promedio entre las líneas de crestas se encuentran entre los 3200 y 3000 msnm, con alineación N y NNE en forma rectilínea, bajando su cota hacia el occidente. La línea de crestas forma una muralla con un desfiladero profundo y estrecho en la quebrada de Chaquishcahuaycu, ubicada al oeste del área del proyecto. En las zonas central y límite oeste, se dan disecciones menos profundas, con laderas de elevada pendiente.

Los accidentes estructurales están explotados por la red de drenaje en formas con trazo rectilíneo en las redes principales y sub-dendrítico en los drenes menores.

Como colofón, el área de emplazamiento del proyecto está limitada en su lado norte por la entalladura de la posible extensión de la falla Tandapi, al oeste por la quebrada Chaquishcahuaycu, y al sur y este por el borde occidental del complejo volcánico Corazón. El relieve presenta sustrato rocoso, que condiciona las geoformas, contornos y estabilidad, en dependencia con las condiciones atmosféricas (lluvia abundante, con elevada cobertura nubosa y neblina constante, lo que, además, genera una densa cobertura vegetal).



Figura 3. Ejemplo de accidente drenante, así como de la geomorfología de la zona. Fuente: GoogleEarth.

## 7. Pendientes.

Se ha propuesto una clasificación de las diferentes pendientes del terreno, que permite de modo preliminar identificar la coherencia y grado de consolidación de los materiales. Partiendo, como base que, los taludes con mayor pendiente pueden develar sustratos rocosos coherentes, mientras que los que presentan menores pendientes pueden conformarse con materiales suaves o sustratos rocosos alterados, en condición de suelo.

Clasificación de las pendientes	
Rango (%)	Descripción
0-5	Suave a plana
5-15	Suave a moderada
15-25	Moderada
25-45	Moderada a abrupta
45-75	Abrupta
>75	Muy abrupta

Tabla 1. Clasificación de las pendientes por rangos.

Para la clasificación del terreno por rango de pendientes se ha utilizado la restitución aéreo-fotogramétrica a escala 1:5 000. Con ayuda de un programa de análisis geográfico se ha generado un modelo de elevación digital del terreno (DEM), con una resolución de píxel 5x5, a partir de éste, se generó un ráster de pendientes clasificado porcentualmente. Éste ráster se trabajó en el sistema geodésico de referencia WGS-84.

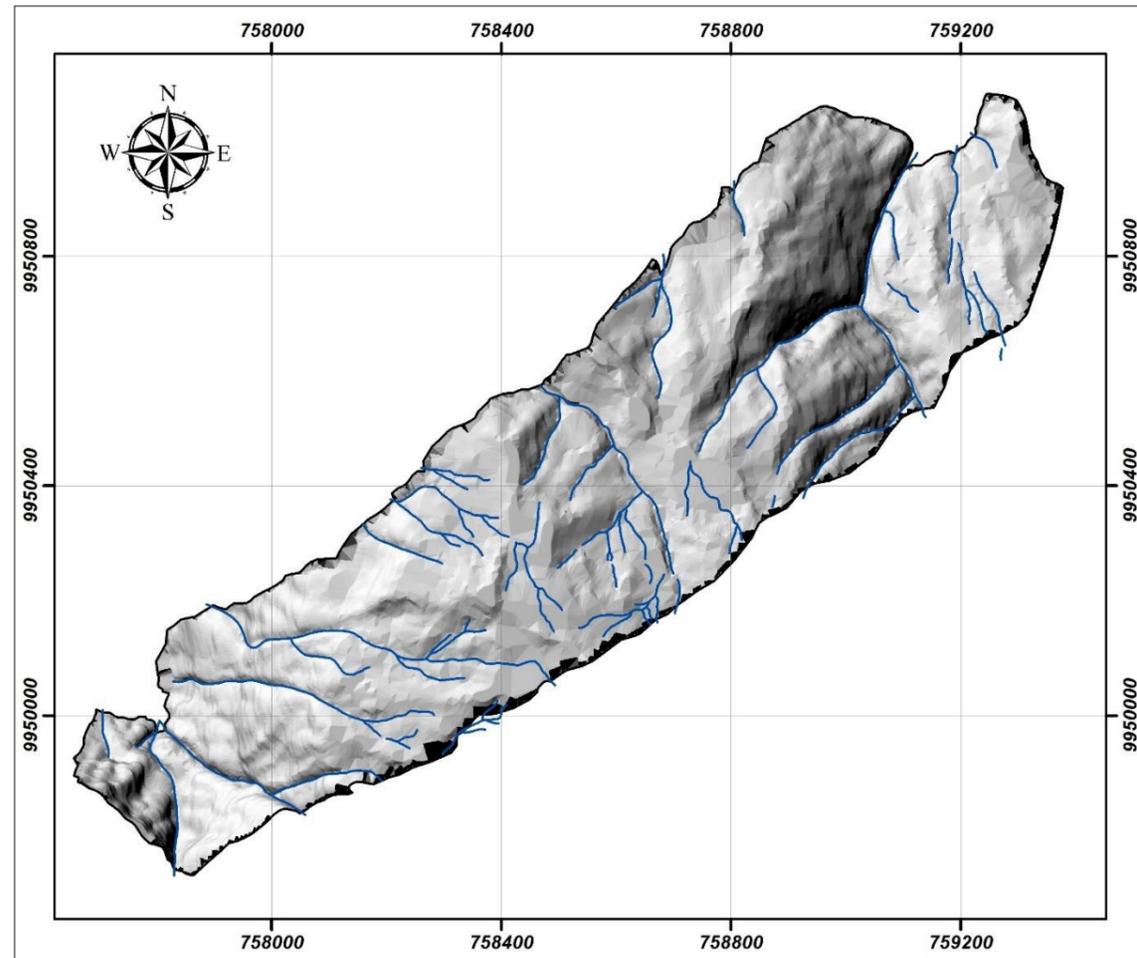


Figura 7.2. Modelo de elevación del terreno. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

Este DEM se ha empleado como base para la generación del mapa de pendientes por rangos. Se ha determinado, además, el área en porcentaje de la superficie de terreno que abarca cada rango de pendiente, con la finalidad de determinar la conformación morfométrica del terreno.

CLASE	RANGO	DESCRIPCIÓN	ÁREA POR RANGO DE PENDIENTE (Km <sup>2</sup> )	ÁREA TOTAL DE ESTUDIO (Km <sup>2</sup> )	PORCENTAJE (%)
1	0 - 5%	Suave a plana	0.05	0.82	5.86
2	5 - 15%	Suave a moderada	0.03		3.52
3	15 - 25%	Moderada	0.10		12.02
4	25 - 45%	Moderada a abrupta	0.23		27.95
5	45 - 75%	Abrupta	0.20		24.53
6	>75%	Muy Abrupta	0.21		26.12

Tabla 2. Cobertura por rangos de pendientes. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

El área abarcada por el futuro proyecto se estima en 0.82 km<sup>2</sup>, cuya distribución por rangos de pendientes es:

- Pendientes suaves a planas: 0.05 km<sup>2</sup>, lo que equivale a un 5.86% del área de estudio. Se presenta en las áreas superiores al túnel, con recubrimiento piroclástico.
- Pendientes suaves a moderadas: 0.03 km<sup>2</sup>, con un 3.52% de superficie respecto al área de estudio. Al igual que las anteriores pendientes, se extienden en la parte superior del túnel.
- Moderada: 0.10 km<sup>2</sup>, que representa un 12.02% del área analizada. Está presente en los bordes de las vertientes moderadas y marcan límites de cambios de unidades de paisaje.
- Moderadas a abruptas: 0.23 km<sup>2</sup>, comprende un 27.95% del total de la superficie., siendo la que mayor porcentaje presenta respecto al total. Se exponen en los bordes superiores de las vertientes.
- Abrupta y muy abrupta: entre 0.20 y 0.21 km<sup>2</sup>, representa entre el 24.53 y el 26.12% del área analizada. Rangos comunes en los portales de acceso y en las laderas de las vertientes abruptas y en los relieves abruptos y escarpados.

A continuación, se adjunta un mapa de pendientes, con una propuesta del trazado del futuro túnel.

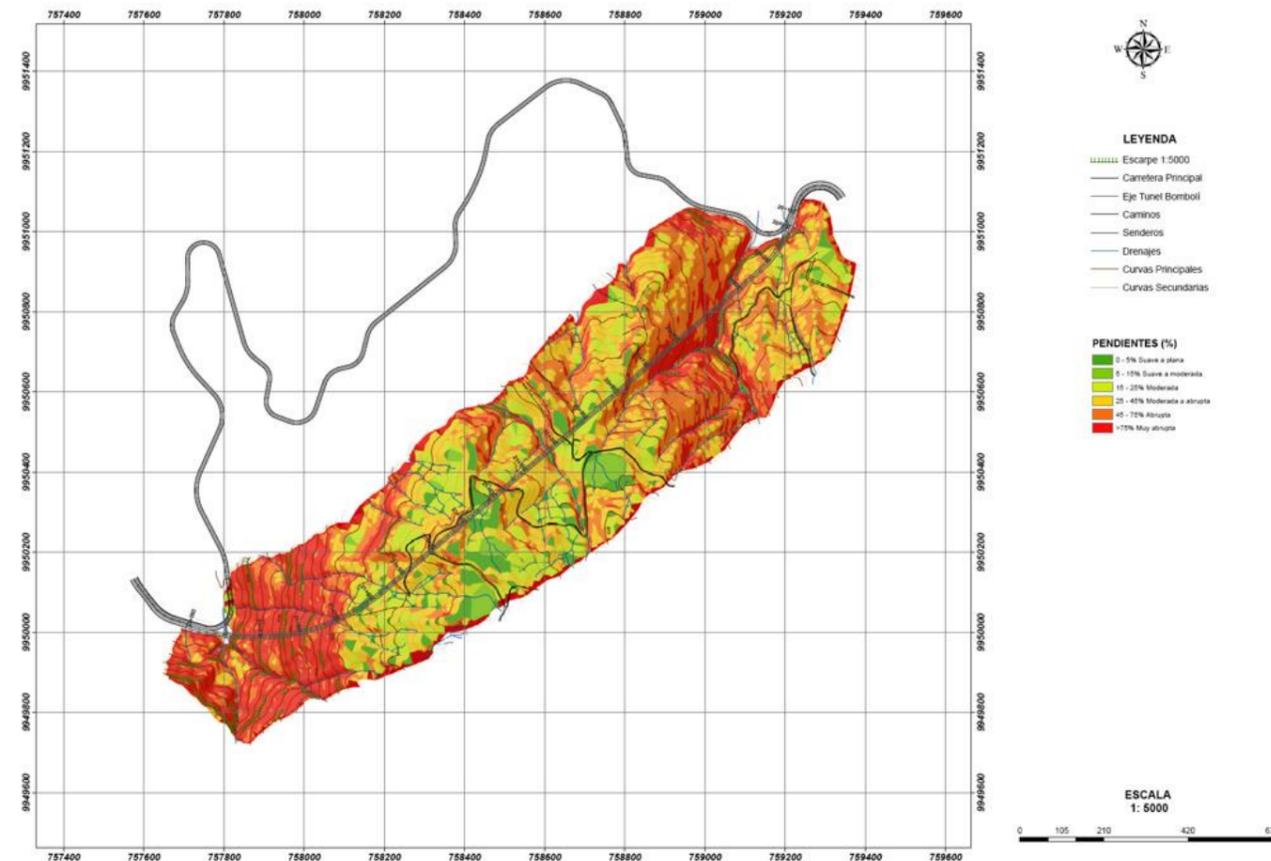


Figura 4. Mapa de pendientes con posible trazado del túnel de Bombolí. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

### 8. Volcanismo.

La actividad volcánica en la zona es elevada, es por ello que se pueden observar materiales volcánicos conservados en las cimas de las elevaciones, en relieves moderados y expuestos en las vertientes más pronunciadas.

El complejo volcánico Corazón es aquel que mayor aporte de materiales piroclásticos y lávicos está realizando, aunque parte de los materiales piroclásticos de la zona también vienen de otros volcanes próximos. Se ha realizado una lista con aquellas fuentes volcánicas que han aportado materiales a la zona de estudio.

Volcán	Tipo	Coordenadas		Altura (msnm)
		Latitud	Longitud	
Atacazo	Potencialmente activo	0°21'24''S	78°37'08''W	4457
Corazón	Extinto o dormido	0°31'53''S	78°39'36''W	4790
Iliniza Sur	Potencialmente activo	0°39'45''S	78°42'58''W	5248
Almas Santas	Extinto o dormido	-	-	3745
Cotopaxi	Activo	0.68 S	78.43 W	5911

Tabla 3. Localización de los centros volcánicos y estado de actividad. Fuente: Instituto Geofísico de Ecuador.

Como se puede observar en la tabla., los volcanes potencialmente activos son Atacazo e Iliniza Sur, ubicados al oeste de la zona de estudio, en la cordillera Occidental, mientras que el volcán Cotopaxi, se sitúa al oriente, en la misma cordillera. En la siguiente figura se puede observar la ubicación de los diferentes volcanes con respecto a la zona del proyecto.

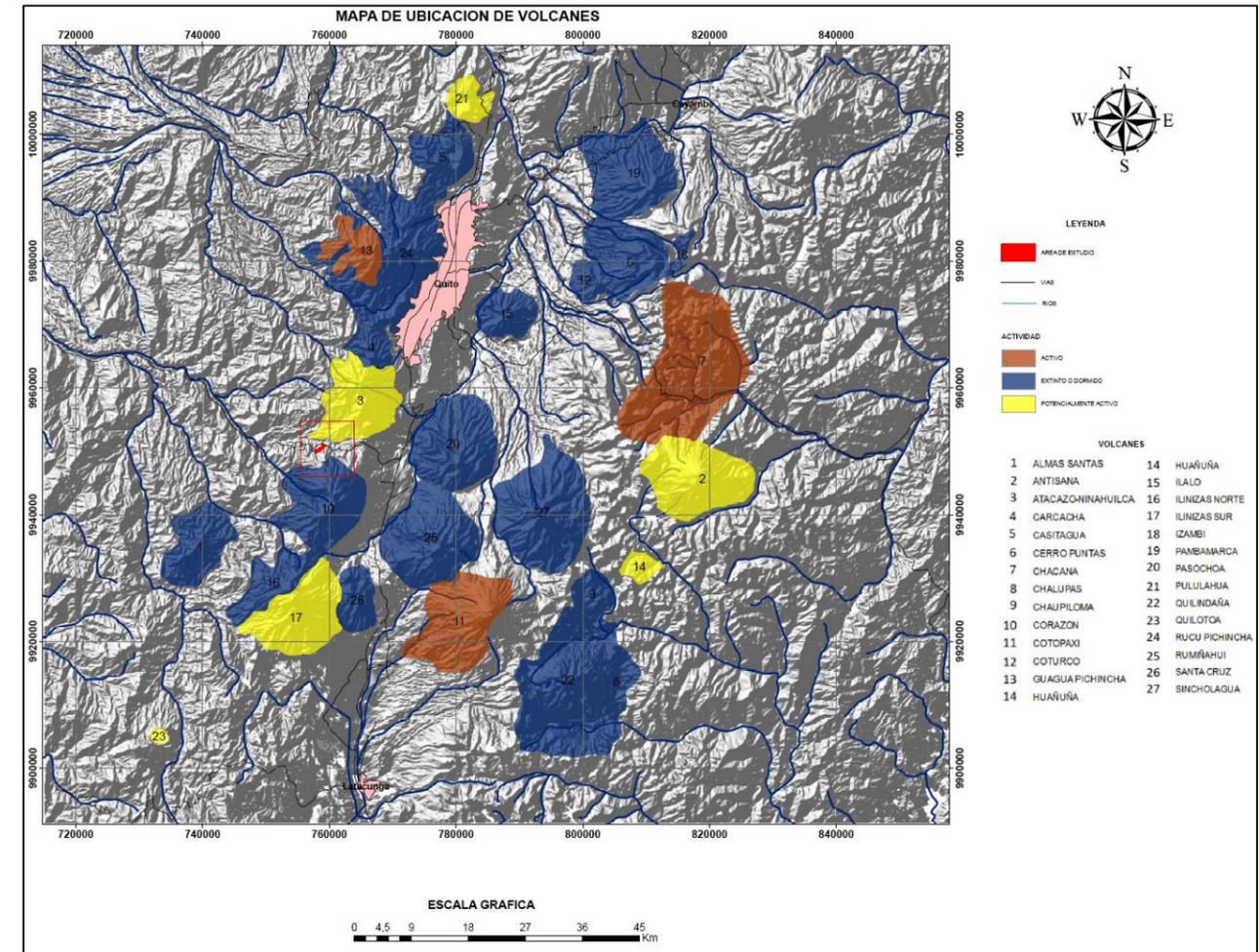


Figura 5. Mapa de ubicación de volcanes. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

Para poder comprender el peligro al que está expuesta la zona analizada es necesario realizar un pequeño análisis de los peligros de los principales volcanes implicados.

El volcán Cotopaxi (latitud 0.68S; longitud 78.43W; altura 5 911 msnm; superficie de la base 16x19km) se encuentra en el centro volcánico activo más grande de Ecuador, cubierto por un casquete glaciar de 14 km<sup>2</sup> y 0.7 m<sup>3</sup> (Cáceres et al. 2004). Se trata de un estratovolcán a 37.8 km al este del área del proyecto, con un periodo o lapso de actividad (o entre erupciones sucesivas de gran magnitud) de 114 +/- 70 años (Barberi F. et al. 1992), por lo que, si la última gran erupción ocurrió en 1877, la probabilidad de que ocurra un evento en los próximos 44 años es alta. En los últimos 2 000 años de actividad, se registran 18 procesos eruptivos importantes, de los cuales 12 se han clasificado con índices de explosividad volcánica (VEI) de 4, acompañados por emisiones de cenizas, flujos piroclásticos, lávicos y lahares originados por el deshielo del casquete glaciar. Los productos asociados a una potencial erupción volcánica son:

- Proyección de elementos piroclásticos: la distribución de diámetros y la dirección preferente del viento E-W, permiten potentes capas de estos materiales con mayores diámetros de partículas en las cercanías de la fuente y que disminuye hacia el Oeste. Esto implica baja probabilidad de peligros asociados a depósitos de caída provenientes de este volcán.
- Flujos o avalanchas piroclásticas por colapso de la estructura: recorrido ladero abajo o por los canales de drenaje, pudiendo alcanzar altas velocidades debido a las fuertes pendientes de la zona. Mayor peligro avalanchas piroclásticas hacia el Norte.
- Flujos lávicos: a lo largo de los drenajes naturales.

El agua en estado líquido debido a la fusión del casquete glaciar se drenaría por las quebradas de la estructura volcánica. Los drenes discurren por las direcciones norte, este y sur, por lo que el área de proyecto no se vería afectada. Los productos que pudieran llegar al área de estudio corresponden a cenizas con finos. Durante el 2015, el volcán presentó un incremento de la actividad, con frecuencia de emisiones de cenizas.

El volcán Antisana ubicado en la Cordillera Real, a 59.8 km al este de la obra afectaría a nuestra zona, en caso de una posible erupción, mediante caídas de cenizas. Alcanza los 5 758 msnm, con casquete glaciar y diámetro ligeramente alargado en sentido E-O. Se reconocen dos edificios (13 km de diámetro en total), el Antisana I (más viejo y erosionado) y el Antisana II (edificio joven potencialmente activo). La zona inferior del edificio está cubierta por morrenas y flujos de lava en las laderas occidentales. Según Hall et. Al. (2012) el Antisana II habría tenido su pico de actividad hace 14 000 años, deteniéndose hace 1 000 años. El único registro que se tiene de la actividad de este volcán es de Alexander von Humboldt, refiriéndose a la presencia de humo en las proximidades del volcán, no obstante, no existe otra confirmación del fenómeno. En la actualidad, no se observa ningún tipo de actividad en el volcán.

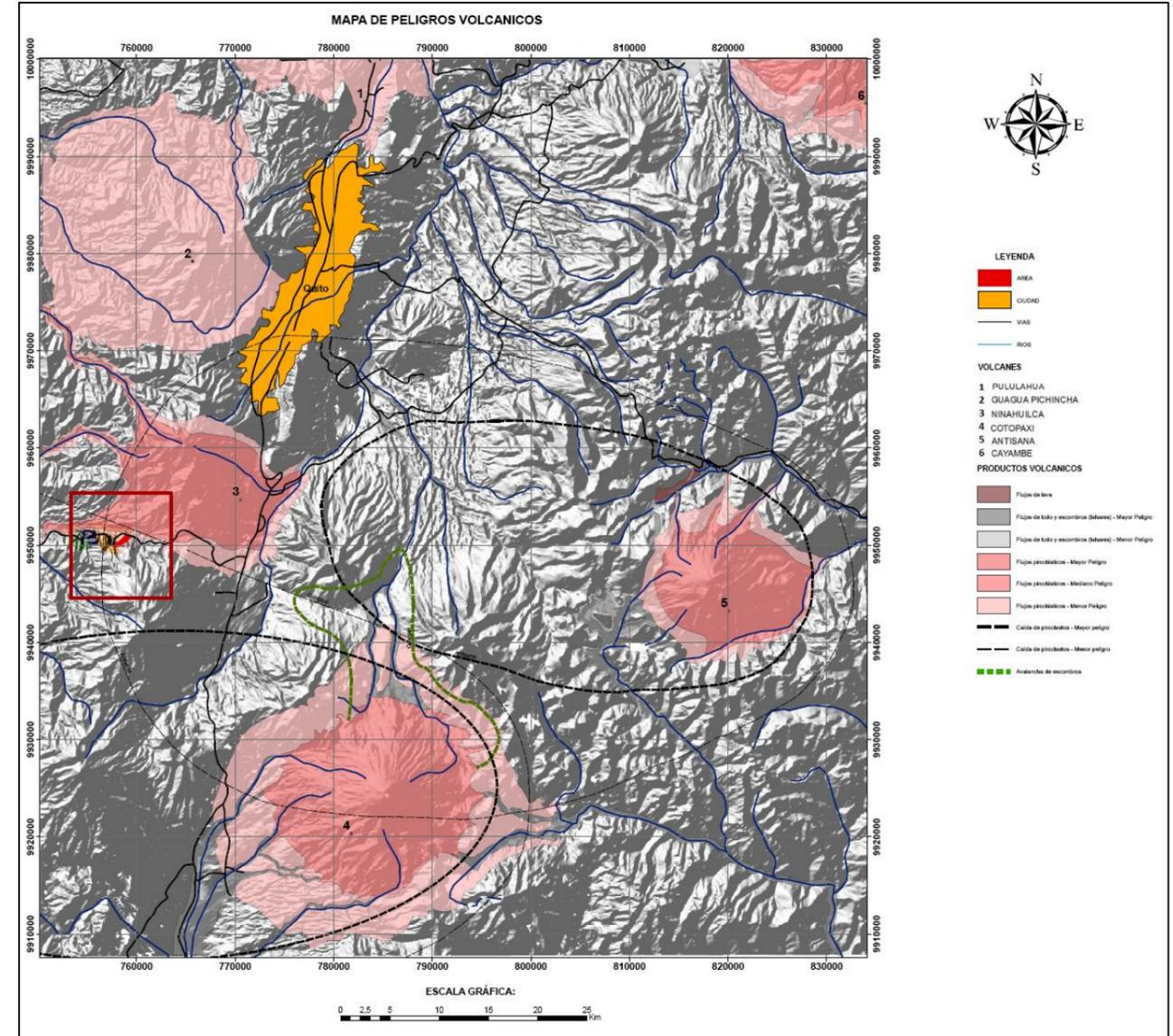


Figura 6. Mapa de peligros volcánicos del Cotopaxi. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

## 9. Sistemas de drenaje.

Los sistemas de drenaje están condicionados por el contexto geográfico, relieve, grado de alteración de las rocas, clima y cobertura vegetal.

Con la finalidad de determinar los patrones de drenaje de la zona, se identificaron los sistemas de drenaje principales, los afluentes, sentidos y densidad, entre otros. El área de estudio está limitada por su frente Norte por el río Quitasol, constituye el principal drenaje a los que llegan los demás drenes secundarios del área del proyecto. Es afluente del Pilatón, al sur por las faldas nor-occidentales del complejo volcánico el Corazón, al este por la quebrada Chamilco y al oeste por la quebrada Chaquishcahuaycu.

A continuación, se enumeran los principales sistemas de drenaje y sus tendencias:

- Río Quitasol, sentido E-W
- Quebrada Chamilco, sentido N-S
- Quebrada Chaquishcahuaycu, sentido SSE-NNW
- Quebrada Florida y Viracruz, sentido S-N

Los drenes secundarios, tributarios de los principales, se encauzan en depresiones formadas por la erosión normal de las laderas y pequeñas estructuras. La orientación del sistema drenante principal está controlada por las estructuras alineadas en dirección S-N, formado por la erosión natural de las laderas debido a la acción hídrica en los valles en V, esto genera una tendencia paralela de los drenes en la dirección predominante.

Resultado de la interpretación fotográfica aérea y del estudio topográfico, se obtuvieron los siguientes patrones de drenaje:

- Drenaje sub dendrítico: los cauces tienen una conformación casi paralela, agrupándose sucesivamente, formando un árbol ramificado. Este patrón de drenaje es característico de suelos homogéneos de textura fina o suelos con estrato rocoso superficial, con permeabilidad baja debido a la poca densidad de poros. Este patrón se observa en las zonas altas del área analizada.
- Drenaje sub paralelo: los cauces discurren de forma paralela, desaguando en un punto común. Este patrón es típico en los sistemas de drenaje principales. Presentan tendencias alineadas con cambios bruscos de dirección debido a los sistemas estructurales presentes, permitiendo el desarrollo de vertientes abruptas con laderas empinadas y escarpadas en el lado suroeste y norte.

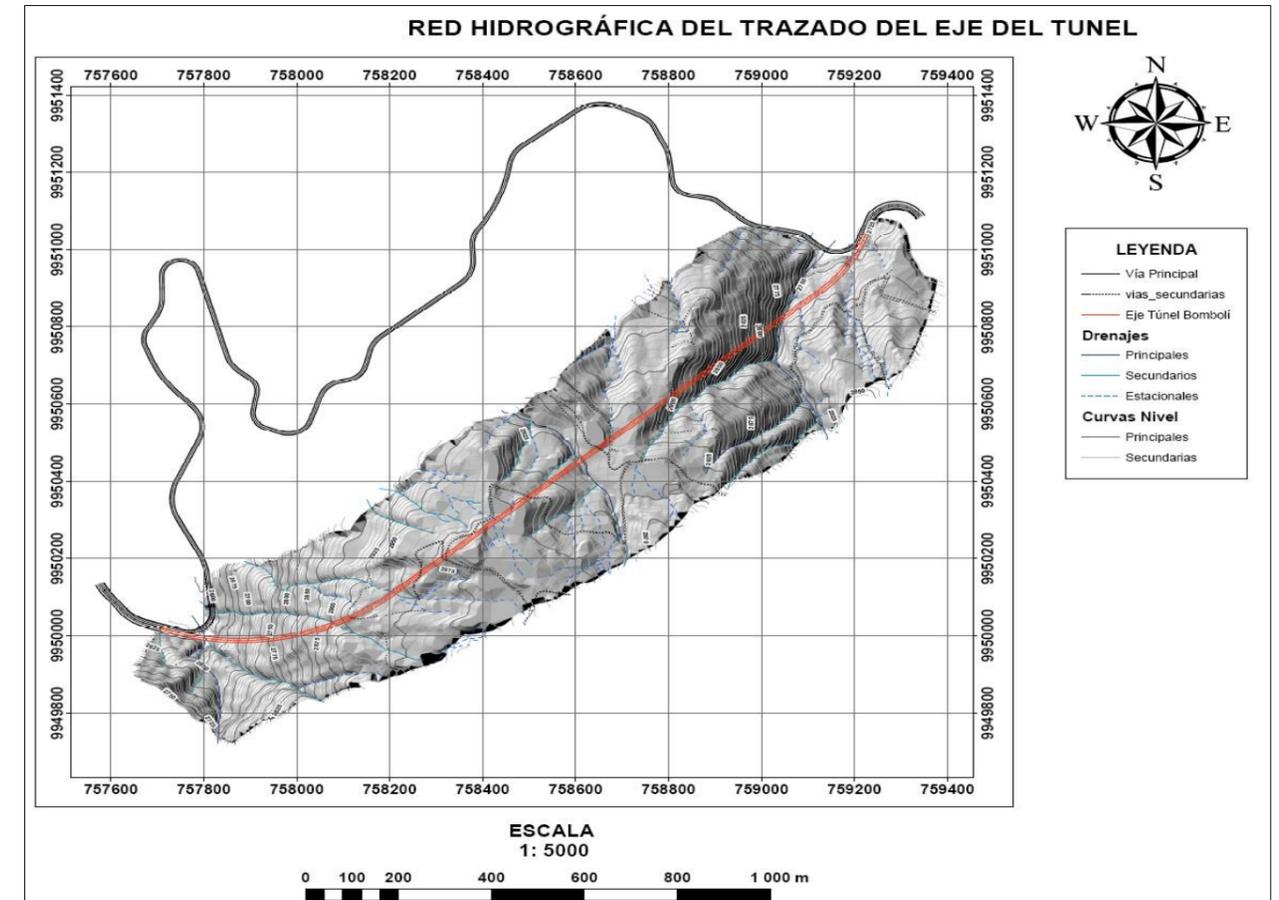


Figura 7. Mapa de redes hidrográficas. Fuente: TERRAHEDRO. Servicios y construcciones S.A.

## 10. Unidades geomorfológicas.

En base a los estudios realizados, se dispone a clasificar el relieve por unidades de paisaje. Cada unidad proporciona información sobre las características más distintivas de los sustratos que aparecen en la misma.

### 10.1. Paisaje aluvial.

El paisaje aluvial se clasifica en dos subpaisajes, vertientes abruptas (VA) y vertientes moderadas (VM).

Las VA están formadas por la disección profunda de los materiales piroclásticos, flujos lávicos y materiales del basamento. Las quebradas formadas son profundas, en forma de V cerradas, escarpadas y dibujan formas lineales y curvas suavizadas que se ajustan conforme a las tendencias principales de la estructura. Se forman drenes con elevada energía en forma cinética, lo que impide el depósito de materiales aluviales en sus riberas. Las laderas de las vertientes presentan elevadas pendientes escarpadas, con elevada densidad vegetal y pequeñas áreas cárcavas alineadas a un patrón paralelo, posiblemente debido a estructuras menores. Estas alineaciones presentan un sentido andino y E-W.

Las VM se hallan en los nacimientos de los sistemas de drenaje principales y en los tributarios, con ejes de cauce de forma redondeada a rectilínea y pequeños patrones dendríticos. Estas formas se desarrollan sobre

depósitos que cubren el sustrato rocoso correspondiente a depósitos de lapilli y brechas tobáceas. Admiten formas suavizadas, no admitiendo depósitos de materiales aluviales claros, pero sí se entremezclan depósitos aluviales finos y coluviales.



Figura 8. Vertientes abruptas (757775E;9950229 N) (imagen izquierda); Vertientes moderadas (758635E;99504475N) (imagen derecha).

## 10.2. Paisaje volcánico.

El paisaje volcánico se divide en: Relieves muy abruptos a escarpados (RE), Relieve volcánico erosionado (RVE) y Relieve volcánico suavemente disectado (RD).

Los RE están condicionados por el río Quitasol, al norte de la zona de estudio. Algunas vertientes forman acantilados, sub-verticales y escarpados, formando áreas colindantes de difícil acceso. Se generan superficies susceptibles a caídas de bloques y a fenómenos de remoción en masa. Este relieve se ha desarrollado en sustrato rocoso competente que comprende depósitos volcano-clásticos coherentes, flujos lávicos y basamento. Presenta una cobertura vegetal moderada-densa.

Los RVE están presentes en el área noreste del proyecto, en la hacienda La Florida. Formado sobre un sustrato rocoso de depósitos piroclásticos sobre flujos lávicos y materiales sedimentarios. Las pendientes que se observan son de moderadas a muy abruptas, cuchillas alineadas en sentido sur-norte, descendiendo progresivamente hacia relieves muy abruptos. Las líneas de cumbre son alineadas y curvas, con cimas en forma de V invertida. Se forman drenajes sub-paralelos a sub-dendríticos debido a los interfluvios perennes de elevada energía.

Los RD delimitan la cabecera sur del túnel. Topográficamente presenta una superficie ondulada con pequeñas elevaciones con "líneas de cumbre" con cúspides redondeadas a sub-redondeadas, discontinuas que descienden a los drenes mayores. La zona es estable salvo en algunas riberas de quebradas donde se observan antiguos deslizamientos rotacionales de pequeñas dimensiones. Este paisaje se ha desarrollado sobre un sustrato compuesto de brechas tobáceas, materiales sueltos y lapili.



Figura 9. De izquierda a derecha: Relieve escarpado (757406E;9950356N); Relieve volcánico erosionado (759211E;9950821N) y Relieve volcánico suavemente disectado (758409E;9950286N).

## 11. Fenómenos de remoción en masa.

Los movimientos en masa observados en la zona analizada son la caída y colapso de bloques y los deslizamientos.

La caída de bloques se origina por el despegue de suelo o roca de la ladera con inclinaciones mayores a 75 grados a escarpadas, entrando en caída libre inmediatamente posterior a su desprendimiento. Los flujos en taludes sub-verticales, presentan al menos tres sistemas de discontinuidades con persistentes métricas a decimétricas, espaciamientos centimétricos a decimétricos y aperturas abiertas y cerradas, que delimitan bloques irregulares con dimensiones variables, de formas masivas, irregulares, tabulares y fragmentadas, que pueden desprenderse de los bordes superiores de las laderas y escarpes. Este fenómeno es común en los bordes sur y occidental del túnel, así como en las vertientes abruptas y sobre el portal de entrada de la obra.

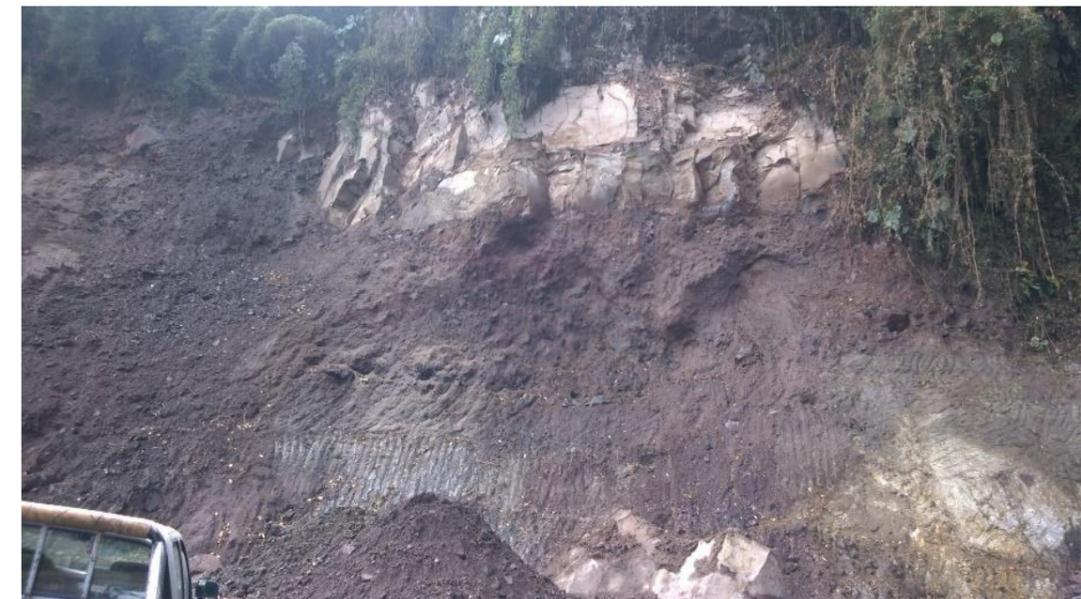


Figura 10. Talud escarpado en lavas andesita piroxénicas debido a la caída de bloques (757817E;9950020N).

En el proyecto se ha delimitado 7 deslizamientos, 2 a los extremos del portal de entrada y 5 en el portal de salida. Los deslizamientos en el portal de entrada son antiguos, apagados, con inclinación abrupta, con densa cobertura vegetal que ayuda a la estabilidad. Matriz y clastos soportados, con matriz areno-limosa suelta, que envuelven desde cantos volcánicos centimétricos hasta bloques métricos de andesitas basálticas. Algunos de estos deslizamientos están siendo alterados, generando inestabilidades de la masa superior. Estos deslizamientos observados son del tipo rotacional, pese a que las superficies de deslizamientos no están del todo claras.



Figura 11. Deslizamiento rotacional apagado. Portal de entrada del túnel Bombolí. (Izquierda:757836E;9950055N; Derecha: 757760E;9949987N).

En el portal de salida del túnel se observan antiguos deslizamientos rotacionales conservados por las prominentes formas que demarcan sus límites. Estos son estables y sin evidencias de actividad en la actualidad. Se ha delimitado un pequeño deslizamiento en el portal de salida, que desplaza areniscas y la cobertura piroclástica. Este deslizamiento es suspenso y presenta un escarpe principal discontinuo con saltos decimétricos y grietas en la masa desplazada. En la superficie se observan filtraciones de agua. El material desplazado debe ser eliminado previa actuación inicial de los trabajos de obra.



Figura 12. Deslizamiento rotacional suspenso. Portal de salida. (759211E;9951006N).

Número	Coordenadas		Área (m <sup>2</sup> )	Tipo	Estado	Dirección buz.	Buz.	Material deslizado
	E	N						
D1	757733	9950000	8715,31	Rotacional	Apagados	0	66	Coluvial y parte superior del macizo rocoso
D2	757822	9950114	4139,92	Rotacional	Apagado	81	66	Coluvial y parte superior del macizo rocoso
D3	759212	9951005	6176,65	Rotacional	Reliquia	102	44	Depósitos piroclásticos
D4	759238	9950850	1897,52	Rotacional	Reliquia	124	56	Depósitos piroclásticos
D5	759193	9950892	571,01	Rotacional	Reliquia	147	39	Depósitos piroclásticos
D6	758879	9951000	8699,9	Rotacional	Reliquia	214	55	Depósitos piroclásticos
D7*	759205	9950998	2724	Rotacional	Suspenso	315	65	Areniscas y cobertura piroclástica

Tabla 4. Ubicación, estado de actividad y unidades afectadas por los deslizamientos. \*Este deslizamiento no se representa en el mapa geológico escala 1:5 000, por su limitada extensión. Sí que se hace en el mapa geológico del portal de salida, escala 1:500.

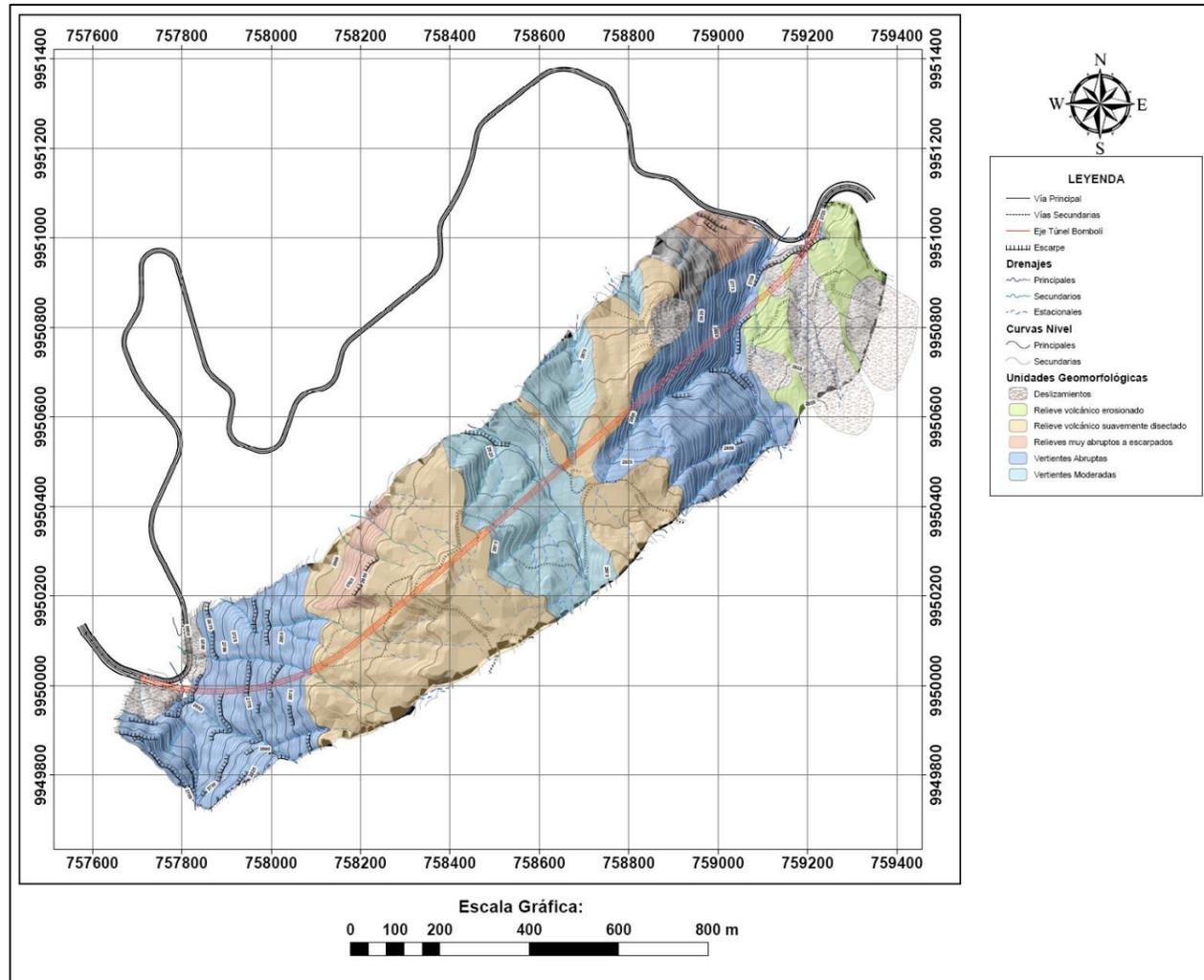


Figura 13. Mapa geomorfológico. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

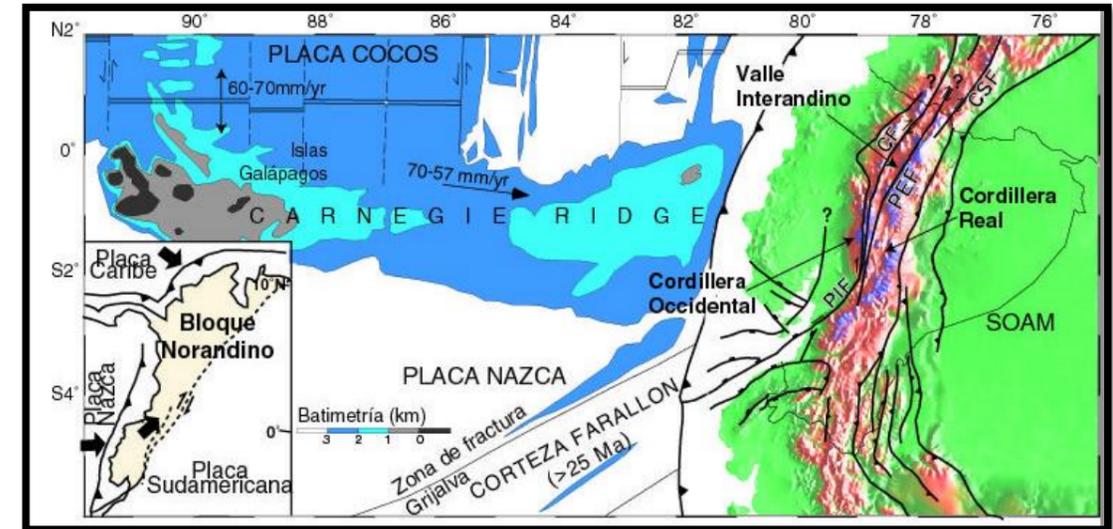


Figura 14. Geología regional de Ecuador. Fuente: Spikings et. al. 2 000.

Según Kellogg & Bonini (1985) y Mora *et al* (1995), al ser el Bloque Nor-andino una placa más o menos independiente de SOAM, establecieron que la velocidad de desplazamiento de este bloque, considerando fija a SOAM, es de 10mm/a- 6mm/a, y su dirección de desplazamiento relativo está entre N55°E y N45°E. Este desplazamiento en el Ecuador y el Sur de Colombia se daría a lo largo de las fallas intracontinentales Pallatanga, Calacalí y Chingual-La Sofía.

Otro elemento importante en el contexto geodinámico es la cordillera a sísmica de Carnegie, que se encuentra sobre la Placa de Nazca entre las latitudes 0°y 2°S, que se extiende en una dirección aproximada E-W, hasta chocar con SOAM. Esta cordillera fue creada a partir del Hot Spot Galápagos y varias son las teorías que se establecen en cuanto a la edad de su llegada a la zona de subducción, pero todas coinciden en que su colisión y acoplamiento ha influenciado en la actividad sísmica, volcánica y de deformación en los Andes, así mismo, en su influencia en el movimiento del Bloque Nor-andino con respecto a SOAM.

## 12. Geología estructural.

### 12.1. Geología estructural regional.

Los Andes septentrionales ecuatorianos, se encuentran en el denominado Bloque Nor-andino (Pennington, 1981; Kellogg & Bonini, 1982, Ego et al, 1996; Gutscher et al, 1999), en la cual su geodinámica es controlada por la compleja interacción entre las placas convergentes Nazca, Sudamericana (SOAM) y Caribe, desde el Oligoceno Tardío. Este bloque es considerado como una mini placa diferenciada en el Noroccidente de SOAM y se va pinchando hacia la placa Caribe en el N-NE, debido a la convergencia oblicua aproximadamente E-W entre las placas Nazca y SOAM (Ego et al, 1993, 1996).

### 12.2. Fallamiento local.

Obtenemos dos grandes sistemas de fallas en la zona, el sistema transurrente dextral y sinextral (relacionado con el movimiento hacia em NNE del bloque Nor-Andino noroccidental) y el sistema de fallas cuaternarias (reactivadas a partir de discontinuidades antiguas, que separan los grandes conjuntos litológicos del país).

El sistema transurrente dextral está representado por la falla Afiladores (Colombia) y Chingal (Ecuador), ramificándose esta última en diferentes segmentos oblicuos a los Andes. En el sector Tandapu, se presentan algunos rasgos morfológicos de falla que controlan los escarpes y colinas desplazadas en la margen derecha del río Pilatón; este sistema sinextral se extiende en el lado occidental del túnel, no obstante es de ayuda para entender el modelo tectónico del emplazamiento estudiado. El área del proyecto se sitúa dentro de la zona A, caracterizada por fallas superficiales transurrentes por sistemas de fallas inversas, alto registro sísmico y predominancia cortical.

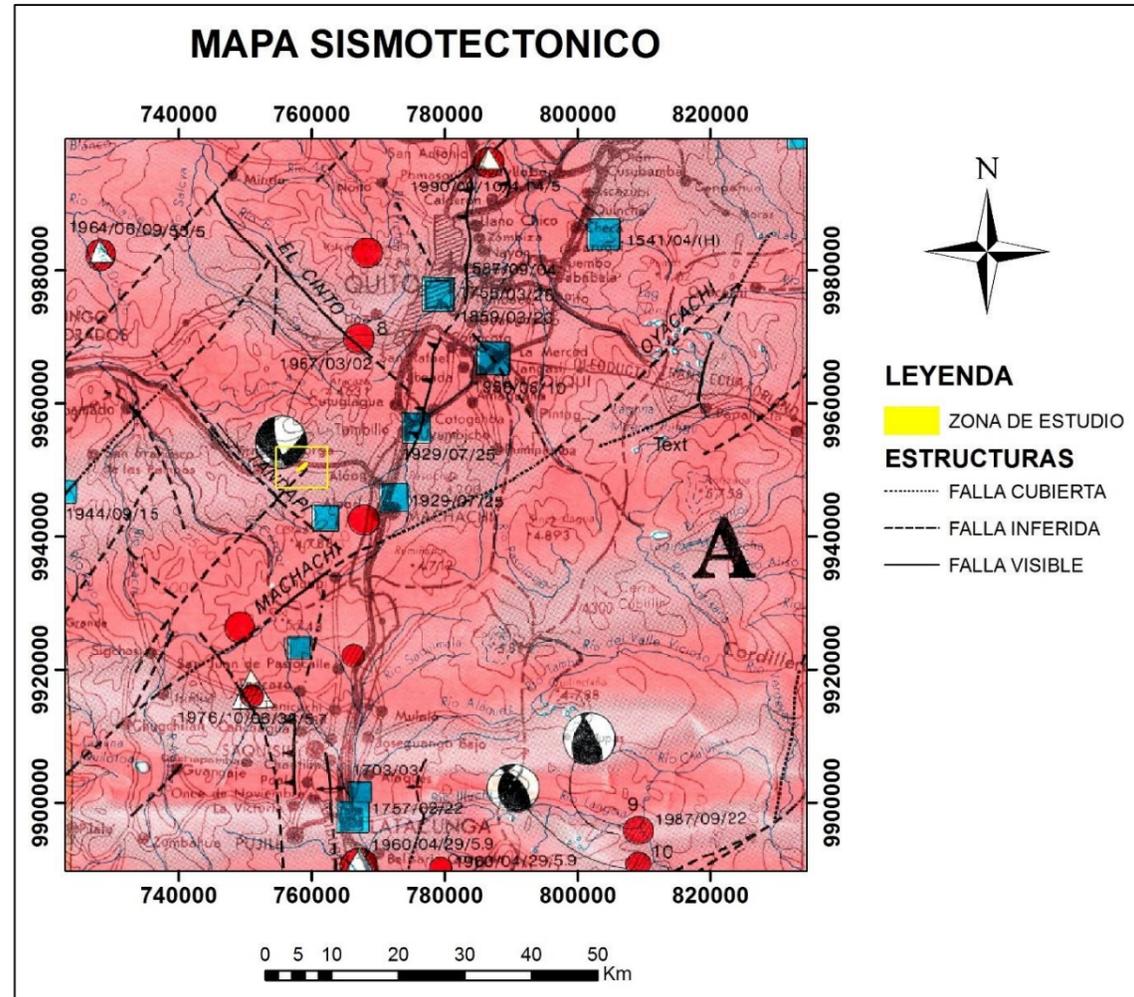


Figura 15. Mapa sismotectónico de Ecuador. Área de proyecto. Fuente: Dirección nacional de defensa civil. 1991. Mapa sismo-tectónico de Ecuador. Escala 1: 1 00 000. Escuela Politécnica del Ejército. Quito-Ecuador.

El área del proyecto se dispone en un régimen compresivo con desplazamiento lateral dextral principal con una dirección aproximada N30°E, al cual se conjugan fallas oblicuas y transversales posiblemente sinextrales. Probablemente, se encuentren cabalgamientos en dirección similar a las fallas trasversales. No se han observado zonas extensionales, no obstante, se presentan lineamientos en los bordes de las laderas norte del proyecto que podrían responder a distensiones.

De la memoria y mapa de fallas y pliegues cuaternarios de Ecuador y Regiones Oceánicas adyacentes (2003) se extrajo la siguiente síntesis:

- EC-30. Falla El Cinto (al norte del área del proyecto). Afecta los depósitos cuaternarios de los volcanes Pichincha y Atacazo. Longitud 20.4 km. Rumbo: N 43°W+/-13°. Desplazamiento lateral (sinextral).
- EC-32. Falla Tandapi (lado occidental del área del proyecto). Controla el curso derecho del río Pilatón, con cuatro niveles de terrazas aluviales y de flujo piroclásticos del volcán Ninahuilca preservados. Las terrazas aluviales parecen ser cortadas por la falla. Orientación N-S con sentido de movimiento inverso que caracteriza la parte norte de la falla. La parte sur está limitada por el lineamiento Chisinche (Egüaz and Yepes, 1994). La falla forma escarpes y estanques pandeados en terrazas aluviales, corta las terrazas

aluviales y controla la dirección de los drenajes. Longitud 16.1 km. Sentido N37°W+/-8°, sentido de movimiento desplazamiento lateral sinextral. Rango de movimiento:1-5 mm/año.

- EC-35, Falla Machachi (al oriente del área del proyecto). Soulas et. al. (1991) identificaron la falla como parte del sistema Chingual-Pallatanga. Disturba depósitos de cagahua (loess) del Pleistoceno tardío, piedra pómez y ceniza cuaternarias del volcán Cotopaxi. Se observa con facilidad al noroeste del volcán Rumiñahui. Movimiento dextral a lo largo de la falla, formando crestas de presión y menores asociados a fallas inversas y normales menores. Longitud 33.4 km, sentido N60°E+/-12°, sentido del movimiento dextral. Rango de movimiento 1 mm/año.

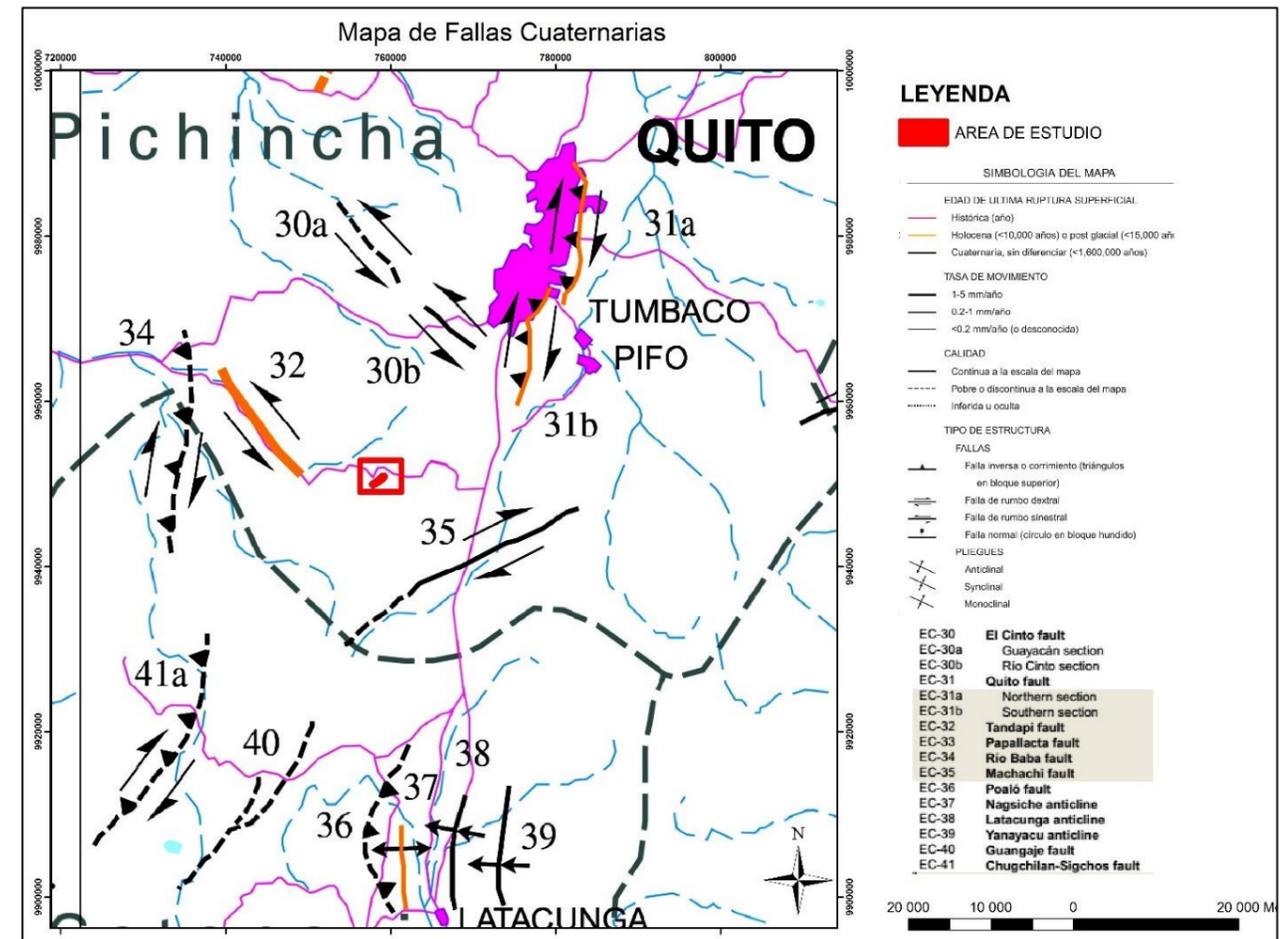


Figura 16. Fallas cuaternarias próximas al área de investigación. Fuente: Mapas de Fallas y Pliegues de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes. Año 2003. Escala 1:1 250 000. Año 2003.

### 12.3. Geología estructural local.

Se han observado varias tendencias estructurales que marca lineamientos estructurales y topográficos. Los lineamientos trazados no evidencian en superficie desplazamientos relativos entre bloques, por lo que no se puede definir sentidos de los desplazamientos laterales, salvo un lineamiento sobre el portal de salida que inicia una tendencia ENE que progresa a NE conforme se avanza al norte y que en superficie evidencia un desplazamiento lateral dextral. Para definir las tendencias estructurales de los lineamientos se utilizó el diagrama de rosetas.

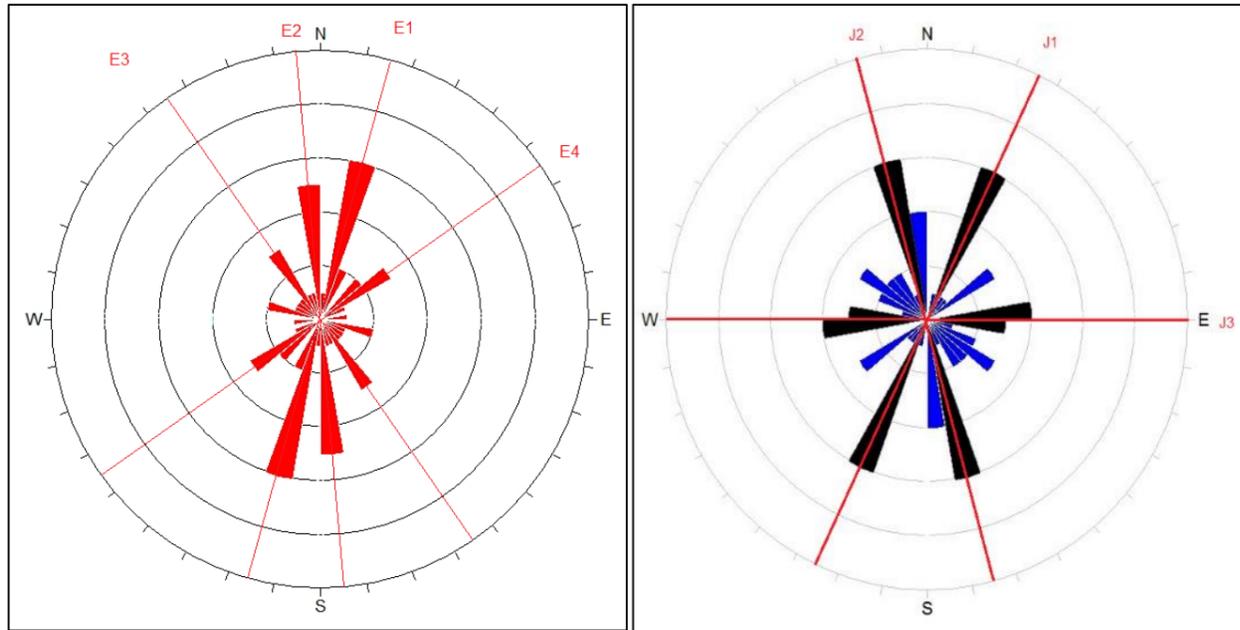


Figura 17. Diagrama de rosetas, lineamientos (izquierda) y juntas principales (derecha). Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y Construcciones S.A.

Lineamiento/Junta	Tendencia
E1	N10°-20°E
E2	N0°-10°W
E3	N30°-40°W
E4	N50°-60°E
J1	N20°/30°E
J2	N10°/20°W
J3	N80°E

Tabla 5. Resumen de juntas y lineamientos. Fuente: Propia.

Se puede concluir que la familia de juntas J1 presenta tendencias similares al sistema principal de lineamientos (E1), y que pueden ser resultado de la transcurrancia dextral andina. La familia de juntas J2 presenta tendencias próximas a la de las familias secundarias de los lineamientos E2 y que puede ser resultado de la acción del régimen tensional sinextral. Para determinar las tendencias de los sistemas de juntas, se aplicó el diagrama de Smith, en el cual se proyectó los polos y se delimitó las concentraciones, asociándolas en familias estructurales medias.

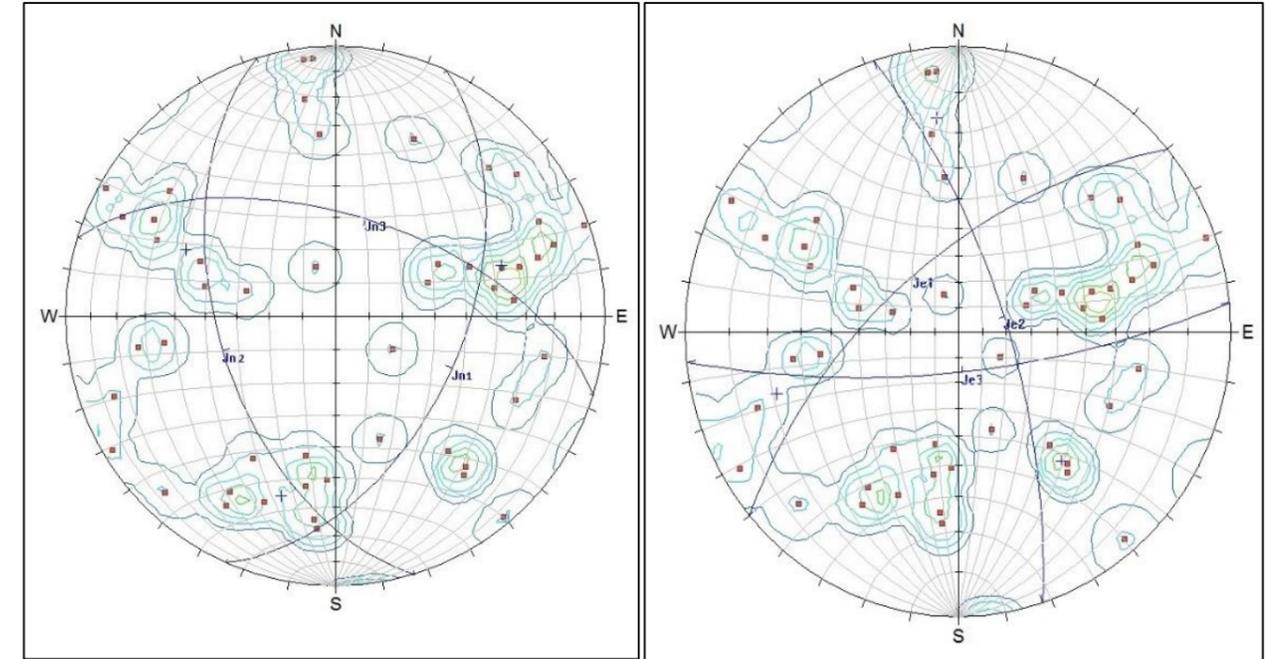


Figura 18. Concentración de polos y familias de juntas principales (izquierda) y esporádicas (derecha). Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y Construcciones S.A.

De los diagramas anteriores se extrajo la siguiente tabla:

Tipo de familia	Nombre	Dirección de buzamiento	Buzamiento
Principal	Jn1	017	61 +/-18
Principal	Jn2	253	54 +/-24
Principal	Jn3	114	51 +/-21
Esporádica	Je1	320	61 +/-6
Esporádica	Je2	072	70 +/-21
Esporádica	Je3	174	74 +/-18

Tabla 6. Resumen de tendencias de familias y características. Fuente: Propia.

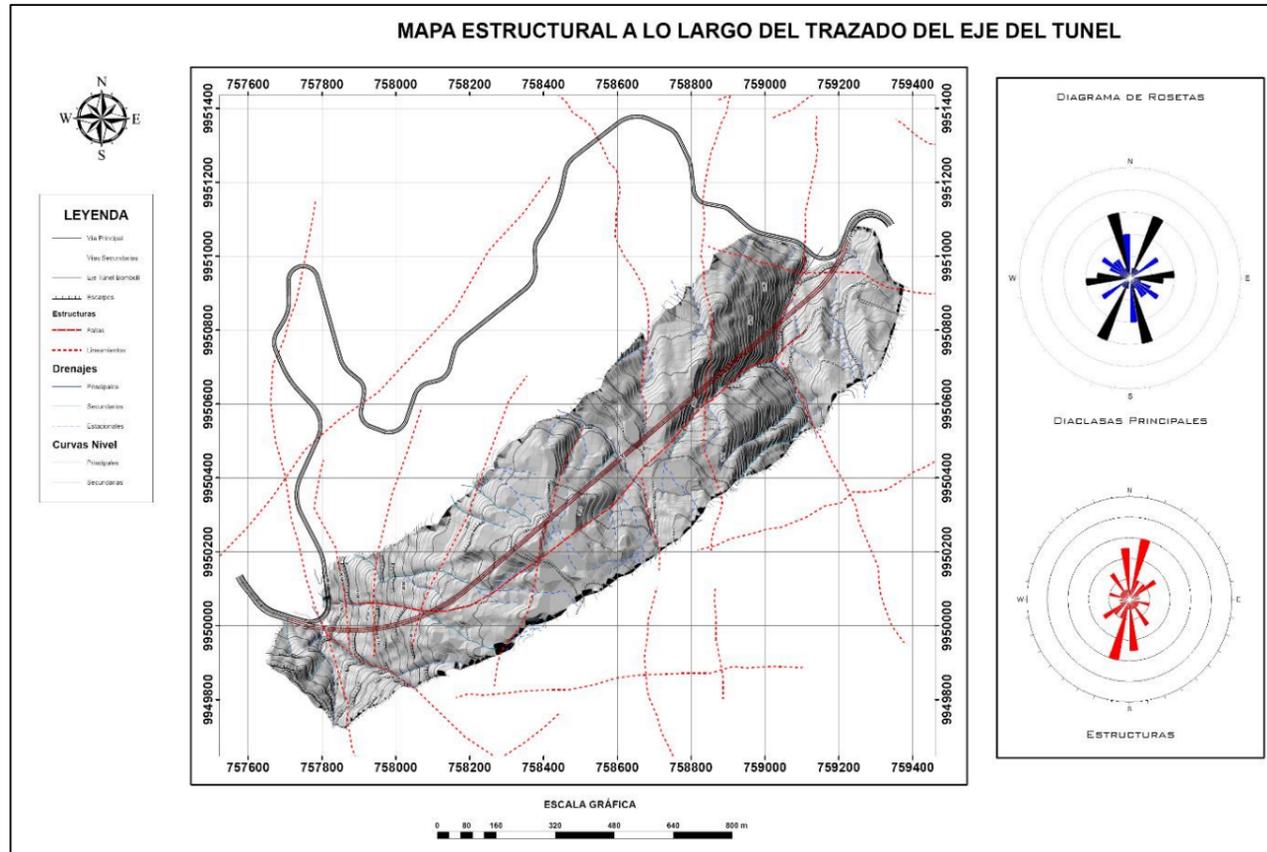


Figura 19. Mapa estructural. Fuente: TERRAHDRO. Servicios y Construcciones. S. A.

salvo en la parte alta del antiguo talud de salida, que delimita un deslizamiento rotacional suspenso, afectando a la parte superficial del depósito, tal y como se ha visto en el capítulo 5.9. Fenómenos de remoción en masa.

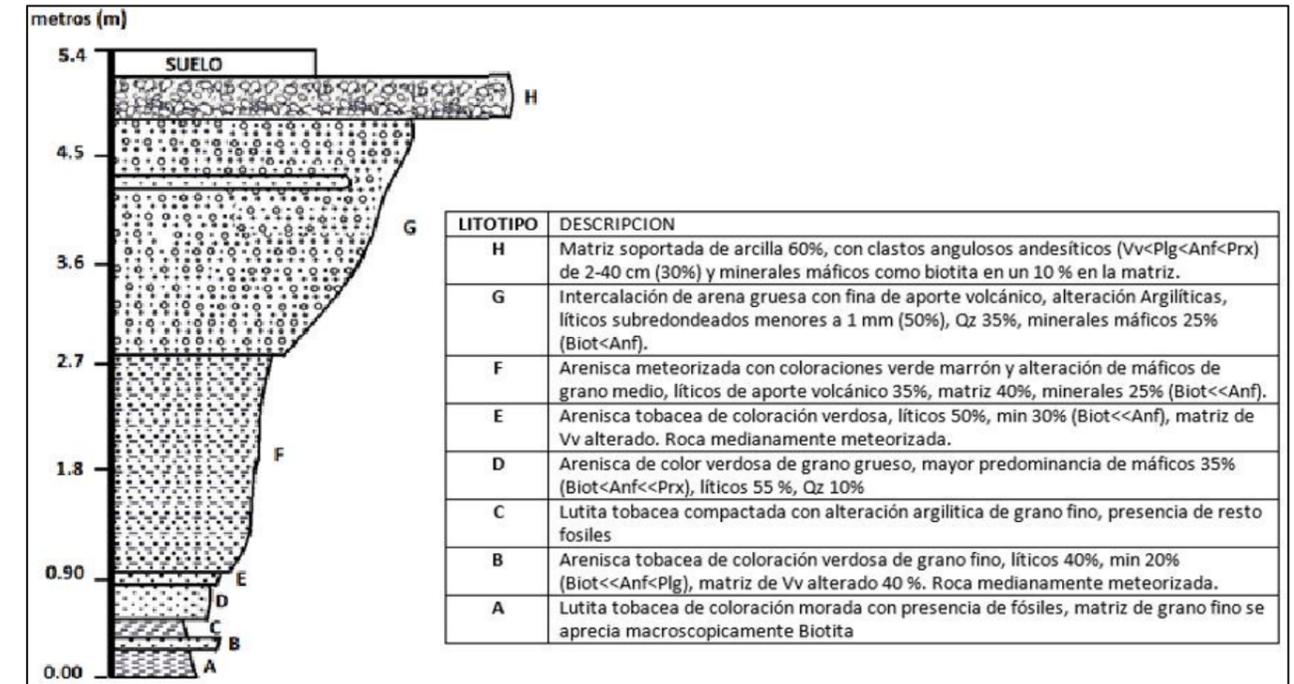


Figura 20. Secuencia de depósito de los materiales sedimentarios en el portal de salida del túnel Bombolí.

## 1. Geología local.

En este subcapítulo se describe las unidades geológicas encontradas en el área de afección de las obras del túnel Bombolí.

### 13.1. Litoestratigrafía.

- Areniscas, tobas, limolitas y arcillas.

Se halla en cortes verticales en el portal de salida, al Oeste de la Hacienda de Florida, en la ruta Alóag-Santo Domingo (759211E/9951006N). Está compuesta por una secuencia sedimentaria formada por areniscas tobáceas y tobas de composición andesítica. En la base se encuentra una tuba con matriz arcillo-liamosa, color café verdosa, con plasticidad de baja a media, consistencia muy dura, dilatancia lenta. Los sedimentos contienen fósiles con fragmentos esporádicos de rocas volcánicas, cuarzo y minerales máficos. De muy baja permeabilidad con casi inexistente presencia de porosidad. En el afloramiento del portal de salida se exponen capas de limo orgánico de color negro, con espesores de 15 cm, formando una potencia de 1.00 m.

Sobre la toba se encuentra una secuencia sedimentaria de areniscas tobáceas y tobas de grano fino a grueso, con fragmentos de cuarzo, tobas y plagioclasas, con baja porosidad y permeabilidad, contenido de limo arcilloso entre el 10 y 40%. La resistencia del material es de rocas blandas y de suelos duros, taludes estabilizados,



Figura 21. Secuencia sedimentaria. Portal de salida del Túnel Bombolí (759211E;9951006N) Ver muestra RPS-1.

➤ Tobas brechosas.

Expuesta en el portal de entrada del túnel, en la carretera Alóag-Santo Domingo. Este depósito presenta un contacto discordante en su tope con un flujo de lava andesítica piroxénica. Los taludes son estables, siendo subverticales y escarpados, con fracturas de espaciado métrico y superficies onduladas rugosas.

La roca expuesta en la superficie de coloración café verdosa, presenta una fractura con superficie irregular rugosa, con resistencia de roca suave. La roca presenta matriz soportada, con baja porosidad. Su composición está formada por un 70% de matriz limosa con bajo contenido de arcilla, de color verde amarillenta y plasticidad baja con compacidad muy densa, dilatancia media, que envuelve gránulos de rocas volcánicas y de piedra pómez de varias tonalidades entre blanco, rojo, negro y gris, formas subangulosas, gravas finas con formas subangulosas a angulosas de varias coloraciones y resistencias de rocas muy duras y de pómez suave.



Figura 22. Brechas tobáceas bajo lavas. Portal de entrada del túnel. (757825E;9950021N). Vermuestra RPE-01.

En el sondeo PTB-4, tramo 51.4 a 63.4 m, se halla una toba brechosa, matriz (70%) marrón anaranjado, limo arenoso con bajo contenido en arcillas, compacidad muy densa, baja permeabilidad, que envuelve cantos volcánicos con ligera meteorización y fragmentos rocosos muy meteorizados. EL contenido clástico se compone de: 10% gravas gruesas, 10% gravas finas; 5% guijos y 5% cantos. La roca presenta una resistencia de roca muy blanda a suelo duro. Por las características de estos depósitos, pueden corresponder a facies de la Unidad Silante.



Figura 23. Tobas brechosas rojizas, en contacto con la secuencia sedimentaria. Portal de salida del túnel Bobmolí. Sondeo PTB-4. Tramo 56.00-60.00m (758632E;9950473N).

➤ Lahar.

Se presentan en el sondeo PTB-4, en el antiguo portal de salida del túnel Bombolí. Compuesto por depósitos de limo arenosa entre un 70 a 90%, color gris oscuro, suelta, con alta humedad, envolviendo clastos volcánicos de color gris y rojizo. Diámetros entre bloques decimétricos a gravas finas, dispuestos caóticamente, composición volcánica de forma angulosa y resistencia de clastos de roca dura.

En el sondeo ejecutado por GEOSISA (STBV-1), se encuentra un lahar entre los 235 y 258.8 m, presentando características geotécnicas pobres, siendo recomendable que se trate como un depósito granular. En el portal de salida, PTB-4, entre los 63.4 y 79.00 m, se presenta un lahar de matriz limo arenosa, gris oscura, envolviendo clastos volcánicos gris claros y oscuros, diámetros entre gravas finas a cantos de hasta 30 cm, composición andesítica y escorácea. Los clastos se presentan hasta un 30%.



Figura 24. Lahas. Sondeo por GEOSISA. 248.00-254.00m (758632E;9950473N).



Figura 25. Lahar. Sondeo por TERRAHIDRO. 64.00-68.00m (759205E;9950998N).

- Andesitas piroxénica de grado medio.

Se presentan bloques métricos angulosos en la ladera ubicada al NW de la quebrada La Florida (759011E/9950906N). Estos bloques presentan un predominio plagioclasas y piroxenos.

La roca aflorante presenta tonalidad gris claro, masiva, con fracturas con superficies ondulada rugosa y resistencia de roca muy dura. La superficie exhibida presenta meteorización ligera con una leve decoloración verdosa de su matriz. Su textura es porfirítica, hipocristalina, con una matriz afanítica gris, vítrea, en un 40%, con un 60% de fenocristales.



Figura 26. Bloques métricos angulosos de andesitas piroxénicas de grado medio. (758997E;9950827N).

- Andesita piroxénica de grano medio a grueso.

Aflora a lo largo de la quebrada ubicada al este de la Hacienda Viracruz (757897E/9950520N). Esta roca es de composición andesítica piroxénica, con tonalidades gris claro, con fracturas con superficie ondulada irregular y resistencia de roca muy dura. La superficie exhibida presenta meteorización ligera con una leve decoloración gris oscura y oxidación de coloración anaranjada de su matriz. Su textura es porfirítica, hipocristalina, con una matriz afanítica gris clara, vítrea, en un 58%, con un 42% de fenocristales.



Figura 27. Andesita piroxénica de grano media a grueso (757897E;9950520N). Ver muestra PCQ-4.

A continuación, presentamos los principales rasgos geo-estructuras de los sistemas de juntas principales:

- J1:  $81^{\circ}/54^{\circ}$ , espaciamiento entre 6 – 20cm, continuidad menor a un metro, apertura parcialmente abierta, rugosidad ondulada lisa, relleno arcilloso, espesor menor a 0.5cm, ligeramente meteorizadas.
- J2:  $253^{\circ}/60^{\circ}$ , espaciamiento entre 20 – 60cm, continuidad entre 1 a 3m, apertura ancha, rugosidad irregular rugosa, relleno arcilloso, espesor menor a 0.5cm, ligeramente meteorizadas.
- J3:  $59^{\circ}/86^{\circ}$ , espaciamiento entre 6 – 20cm, continuidad menor a un metro, apertura ancha, rugosidad irregular rugosa, relleno arcilloso, espesor menor a 0.5cm, ligeramente meteorizadas.

- Andesita piroxénico de grano grueso.

Aflora en la vía Alóag – Santo Domingo en la abscisa 20+432.36 (759137E/9950965N), presenta tonalidades grises claro, y zonas masivas y fracturadas (clasto lavas), las fracturas presenta superficie irregular rugosa, con resistencia de roca muy dura. La roca en superficie fresca presenta meteorización ligera con una decoloración gris oscuro de su matriz, de textura porfirítica. Su matriz es afanítica (60%), grisácea, vítrea y con un 40% de fenocristales, con un predominio de plagioclasas con tamaños hasta 4mm.



Figura 28. Andesitas piroxénicas de grano grueso (758970E;9951079N). Ver muestra RPS-6.

A continuación, presentamos los principales rasgos geo-estructuras de los sistemas de juntas principales:

- J1: 175°/57°, espaciamento entre 200 – 600cm, continuidad entre 1 y 3m, apertura parcialmente abierta, rugosidad ondulada lisa, relleno arcilloso, espesor menor a 0.5cm, ligeramente meteorizadas.
- J2: 115°/76°, espaciamento entre 60 – 200cm, continuidad entre 1 a 3m, apertura parcialmente abierta, rugosidad irregular rugosa, relleno arcilloso, espesor menor a 0.5cm, ligeramente meteorizadas.
- J3: 70°/76°, espaciamento entre 60 – 200cm, continuidad entre 1 y 3m, apertura parcialmente abierta, rugosidad ondulada rugosa, relleno arcilloso, espesor menor a 0.5cm, ligeramente meteorizadas.

- Lavas de andesitas hornbléndicas.

Afloran a lo largo del margen derecho de la quebrada La Florida, al oeste de la Hacienda del mismo nombre (759137E/9950965N) y (759125E/9950947N). La roca aflorante presenta tonalidades grises a marrón, masiva, con fracturas con superficies onduladas irregulares y resistencia de roca dura y muy dura.

La superficie exhibida presenta meteorización ligera con una leve decoloración marrón de su matriz y oxidación que otorga una coloración anaranjada. Su textura es porfírica, hipocristalina, con una matriz afanítica gris claro, vítrea, en un 50%, y con un 50% de fenocristales. Presenta microestructuras paralelas entre sí, cerradas sin relleno. La roca trata de una andesita hornbléndica.



Figura 29. Andesita hornbléndica con fracturación subhorizontal (759125E;9950947N).

Esta secuencia presenta diferentes grados de meteorización y resistencias, en la parte más elevada la roca muestra una meteorización ligera, resistencia de roca muy dura, y una tonalidad gris oscura y en la zona inferior presenta un grado de meteorización moderado a alto, que otorga a la roca una coloración marrón con ligera tonalidad café, alto grado de fracturación, y resistencia de roca blanda; posiblemente esta roca meteorizada está próxima al contacto con las brechas tobáceas.

A continuación, presentamos los principales rasgos geo-estructuras de los sistemas de juntas principales de los flujos lávicos meteorizados y “sanos”.

Andesitas hornbléndicas completamente meteorizadas:

- J1: 369°/63°, espaciamento entre 200 – 600cm, continuidad entre 3 y 10m, apertura cerrada, rugosidad irregular rugosa, relleno arcilloso, altamente meteorizada.
- J2: 31°/65°, espaciamento entre 20 – 60cm, continuidad menor a un metro, apertura cerrada, rugosidad irregular rugosa, relleno arcilloso, altamente meteorizada.
- J3: 70°/76°, espaciamento entre 60 – 200cm, continuidad menor a 1m, apertura cerrada, rugosidad plana lisa, relleno arcilloso, altamente meteorizada.

Andesitas hornbléndicas ligeramente meteorizadas:

- J1: 12°/44°, espaciamento entre 6 – 20cm, continuidad entre 3 y 10m, apertura parcialmente abierta, rugosidad ondulada lisa, relleno arcilloso, espesor menor a 0.5cm, ligeramente meteorizadas.
- J2: 158°/16°, espaciamento entre 20 – 60cm, continuidad entre 3 a 10m, apertura parcialmente abierta, rugosidad ondulada rugosa, relleno arcilloso, ligeramente meteorizadas.
- J3: 265°/56°, espaciamento entre 20 – 60cm, continuidad entre 1 y 3m, apertura parcialmente abierta, rugosidad plana lisa, relleno arcilloso, ligeramente meteorizadas.
- Flujos piroclásticos.

Se expone afloramientos en el borde del talud a lo largo de la vía Alóag – Santo Domingo, en proximidad al portal de salida se exponen buenos afloramientos. En la margen izquierda de la quebrada La Florida, portal de salida del Túnel Bombolí, se exhibe un aglomerado clasto soportado, algo soldado, con una matriz (en un 35%) limo arenoso con arcilla, con tonalidad grisácea, el contenido clástico (65%), comprende gravas finas a cantos, hasta bloques con diámetro de 1.15m, de andesitas, presentan formas angulosas a sub-angulosas, con resistencias de rocas muy duras. El contenido clástico está asociado con materiales lávicos y piroclásticos generados por flujos de lava del Volcán Atacazo. Superficialmente el depósito se presenta masivo, con una superficie irregular rugosa, estable; es probable caída de bloques. El contacto con el flujo lávico es discordante.



Figura 30. Aglomerados volcánicos (758988E;9951069N).

- Brechas tobáceas.

Sobre los flujos lávicos, aglomerados, areniscas, tobas, se extiende un manto brechoso tobáceo, completamente meteorizado a condición de un suelo. Exhibe una coloración amarillenta cremosa y marrón, con evidencias de fracturas con superficies irregulares rugosas, con persistencias menores a un metro, en ciertos sitios presentan una estratificación en capas centimétricas. La roca se expone masiva, matriz soportada, con permeabilidad y porosidad baja, comprende un 60% de matriz y 40% de líticos de rocas volcánicas y de pómez. Se comporta como un suelo con matriz limo arcillosa de coloración gris-marrón, con plasticidad baja, compacidad densa a media, dilatancia baja a media, que envuelve gránulos de rocas volcánicas de tonalidad gris oscuro, pómez y fragmentos de minerales (anfíbol y biotita de forma angulosa a sub-angulosa), gravas gruesas esporádicas de pómez con formas sub-angulosas.



Figura 31. Brecha tobácea completamente meteorizada (759125E; 9950546N).

- Depósitos volcano clásticos.

Estos depósitos comprenden una secuencia conformada por una mezcla de materiales granulares superficiales procedentes de la erosión y meteorización del sustrato rocoso superficial, de materiales coluviales, aluviales, cubiertos por un nivel de lapilli de pómez; en ciertos sitios se presentan entremezclados con depósitos de ladera.

El lapilli está compuesto de pómez y de líticos andesíticos, de color gris amarillenta, compacidad baja, susceptible a la erosión por procesos eólicos, este estrato de potencia aproximada de 1.00m, se dispone sobre un nivel de suelo pardo de compacidad densa con potencia mayor a 1.5m. Estos materiales están extendidos periclinalmente sobre toda el área.



Figura 32. Capa de lapilli con espesor de 1.5m (758787E; 9950524N).

- Aluviales

Se divisan franjas pequeñas de depósitos aluviales a lo largo de los drenajes que disectan los portales de entrada y de salida, en las abscisas 23+000 y 20+200 respectivamente. Estos depósitos son de limitadas extensiones y sus depósitos se exponen donde se suavizan las pendientes.

Generalmente presentan matrices arenosas y limo-arenosas, con tonalidades gris oscura y café claro, con un contenido clástico entre gravas finas hasta bloques decimétricos. En el portal de entrada se presentan pequeños depósitos que muestran una matriz arenosa con compacidad suelta, porosa y permeable, con clastos de rocas volcánicas tipo andesitas piroxénicas y escorias, con formas redondeadas a sub-angulosos y comprenden: un 30% de grava gruesa, 10% de grava fina, un 20% de guijarros y un 40% de bloques.



Figura 33. Depósito aluvial, bajo materiales antrópicos (757807E; 9949975N).

- Coluviales

Los depósitos son variados, se encuentra constituido por limos arenosos que integran cantos de gravas y bloques de diferente diámetro y forma. Se encuentran dispuestos al pie de las laderas, donde las pendientes se suavizan. Generalmente se presentan pequeños depósitos en ciertos bordes. En general se exhiben en los bordes de los taludes con inclinaciones abruptas y escarpadas. En la zona superior al túnel, sus depósitos son mínimos.



Figura 34. Depósito coluvial (758216E; 9950340N).

- Deslizamientos

Se exponen en diversos sitios del trazado, en el portal de entrada y salida del túnel Bombolí. A continuación, exponemos una síntesis de los mismos: (El listado de los deslizamientos se presenta en el capítulo de geomorfología).

- Portal de entrada.

A ambos márgenes del portal de entrada se presentan antiguos deslizamientos, apagados, con una superficie con inclinaciones abruptas, cubiertos por una vegetación densa, sus escarpes principales están cubiertos por una vegetación espesa y exponen saltos sub-verticales, mientras los escarpes secundarios siguen trazados menos claros. En la margen derecha del portal se presenta un deslizamiento antiguo tipo rotacional, en un afloramiento de aproximadamente 9m de alto y 20m de ancho, se presenta inestable, con vegetación exuberante en su cabecera, muestra un desarrollo de una capa de suelo de aproximadamente 1m. Presenta una matriz limo-arenosa, de color gris oscuro con zonas rojiza, clasto soportada, de compacidad suelta, con clastos angulosos polimícticos, centimétricos a decimétricos, con resistencias de rocas muy duras. En la parte superior se observa un horizonte de lapilli (pómez) de aprox. de 0.70 m de espesor, inestable.



Figura 35. Antigo deslizamiento, margen derecha del portal de entrada (757831E; 9950034N).

En la margen izquierda del portal de entrada del túnel Bombolí se presenta un antiguo deslizamiento, aflorante por las labores de desbroce efectuadas, lo que conforma un afloramiento de 15m de alto y 50m de ancho, con abundante vegetación y una capa de suelo de alrededor de 1m en su cabecera. Presenta una matriz (en un 60%), con tonalidades entre marrón oscuro a claro, limo-arenosa con compacidad suelta, humedad baja, que envuelve un 40% de clastos, que comprenden rocas volcánicas (andesitas algo meteorizadas), con formas angulosas y tamaños entre 10cm y 5m, los clastos muestran resistencia de rocas altas. Estos depósitos por las labores de limpieza se presentan inestables.



Figura 36. Antigo deslizamiento, margen izquierda del portal de entrada (757745E; 9949996N).

- Portal de salida

Sobre el portal de salida del túnel Bombolí se disponen deslizamientos rotacionales reliquias, conservados por las prominentes formas que demarcan sus límites. Estos son estables sin evidencia de actividad actual.

Se ha delimitado un pequeño deslizamiento en el sitio del portal de salida, que desplaza a las areniscas y a su cobertura piroclástica, este presenta una superficie de falla cóncava con dirección de avance hacia la vía, en la zona baja de la falla se presentan filtraciones. Desplaza la parte más superficial del paquete de arenisca y los materiales de cobertura. Su escarpe principal es discontinuo y curvo con saltos decimétricos y grietas en la masa desplazada, la vegetación se presenta inclinada. Este deslizamiento es suspenso y se recomienda realizar una limpieza que contemple su desbroce, previo a la etapa de construcción.



Figura 37. Deslizamiento rotacional suspenso. Portal de salida (759191E; 9950975N).

- Relleno antrópico

Estos materiales son el producto del relleno de vertientes y cortes para el levantamiento de plataformas de maniobras y de vías.

Son una mezcla de elementos detríticos de diversos diámetros, en dependencia de su utilidad, por ejemplo, para estabilizar laderas se utilizan un tipo de "escolleras", para el relleno en el trasdós materiales granulares tipo arenas a limos, para el levantamiento de plataformas una mezcla de materiales finos y gruesos.

En el portal de salida se dispone de una escollera en el borde derecho de la quebrada que comprende la disposición de bloques decimétricos a métricos de andésitas basálticas de resistencias muy duras; para el levantamiento de la plataforma se han utilizado una mezcla de materiales granulares entre limos y arenas y clastos de rocas volcánicas muy angulosas, entre gravas finas a cantos, cubiertos por una capa de arena gruesa a fina.



Figura 38. Relleno antrópico. Portal de entrada (757820E; 9950020N).

A continuación, se adjunta una reducción del mapa geológico local, escala 1:5000 (TB-DD-GEN-GEO-008-A), el mismo se incluye en el anexo cartográfico correspondiente.

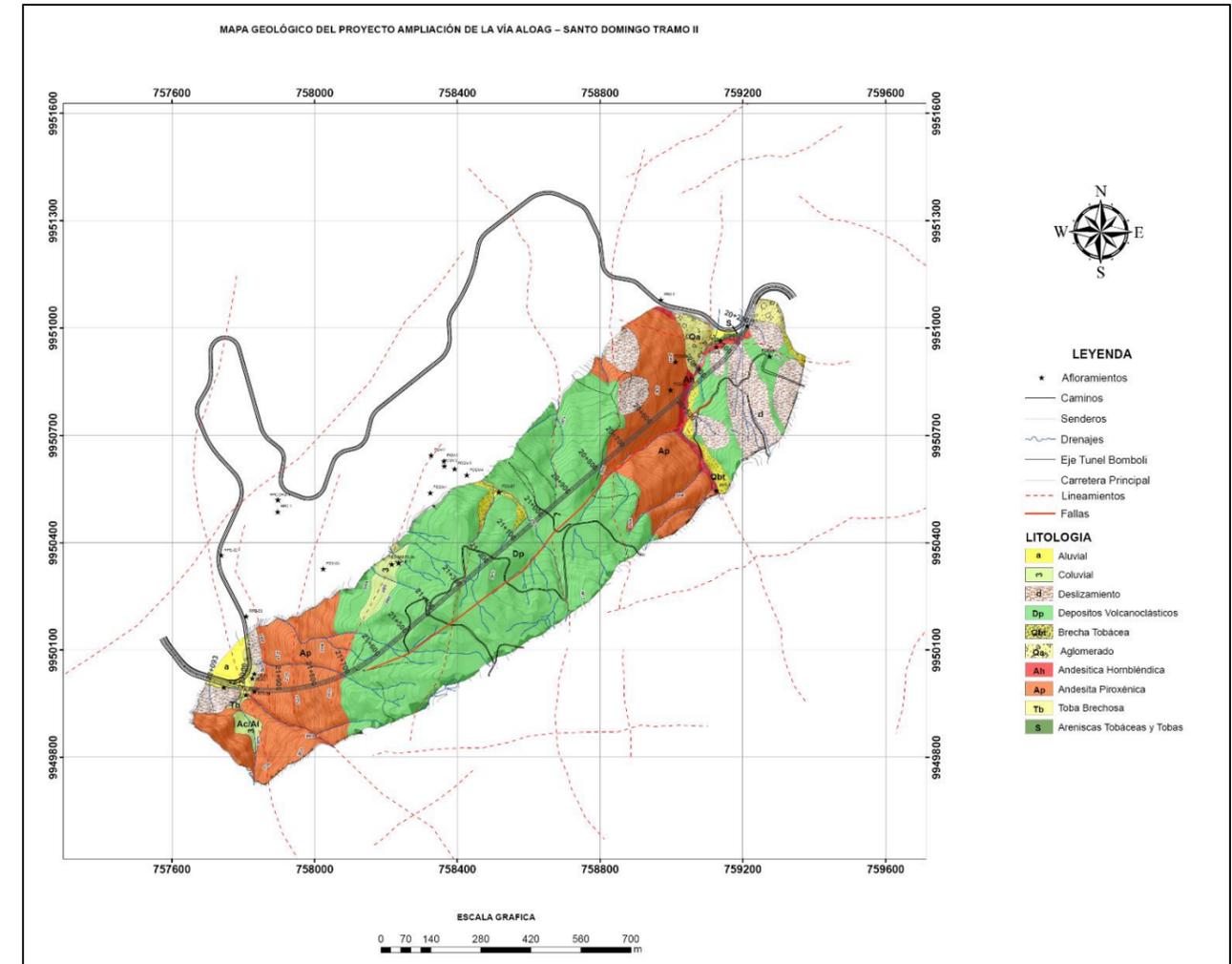


Figura 39. Mapa geológico. Escala 1:5 000. Fuente: TERRAHYDRO. Servicios y Construcciones S.A.

### 13. Hidrogeología.

Los parámetros hidrogeológicos de los acuíferos se determinan en función de sus características hidrodinámicas y del tipo de acuífero, es decir de las condiciones del régimen del flujo, tipo de acuífero y características de los datos con que se cuenta por los caudales de producción. En este caso, en específico se considera que el régimen del flujo es laminar, en correspondencia con la litología existente. En la perforación PTB-1 (a la entrada del túnel), se han registrado caudales permanentes que varían tal y como se muestra en la siguiente tabla. El caudal es de 20 l/s y se mantiene constante.

PROF. (m)	CAUDAL (Lt/Min)	CAUDAL (Lt/seg)	FECHA	REVESTIMIENTO	LITOLÓGIA	CAUDAL PROMEDIO (L/s)
5,50	3,3	0,1	15/08/2015		BRECHA	0.1
20,00	14,8	0,2	16/08/2015		ESCORIA	1.1
23,00	18,5	0,3				
29,00	26,5	0,4	17/08/2015			
33,50	52,0	0,9	18/08/2015			
35,00	67,0	1,1				
38,00	75,0	1,3				
39,50	128,0	2,1				
41,50	157,5	2,6	19/08/2015			
41,50	92,0	1,5		DESCARGA		
47,50	170,0	2,8	20/08/2015		LAVA	4.3
49,00	300,0	5,0				
55,40	480,0	8,0	21/08/2015		LAVA FRACTURADA	7.2
61,00	660,0	11,0				
68,40	900,0	15,0	23/08/2015		LAVA MUY FRACTURADA O ZONA DE FALLA	18
71,00	150,0	2,5	24/08/2015	68,5		
85,00	400	6,7	25/08/2015			
91,00	400	6,7	26/08/2015			
102,00	600	10,0	27/08/2015			
107,00	850	14,2	27/08/2015			
130,00	1200	20,0				
140,00	1200	20,0	28/08/2015			
150,00	1500	25,0	30/08/2015			

Tabla 7. Cuadro de caudales observados en PTB-1.

De acuerdo con los datos de la perforación y del registro de caudales durante la perforación PTB-1, se puede inferir que el flujo de agua promedio en el flujo piroclástico es de entre 1-2 l/s, en las lavas entre 3-8 l/s y en lavas fracturadas o en zonas de falla entre 15-20 l/s.



Figura 40. Caudal proveniente de la perforación PTB-1.

De acuerdo con el perfil litológico y a los registros de perforación de los pozos, se ha asumido que el nivel freático en las zonas de cizalla tiene un espesor de 20 m, la permeabilidad y la transmisividad calculada en los pozos PTB-2 y PTB-8 se presenta en la siguiente tabla.

SITIO	PROFUNDIDAD (m)	PERMEABILIDAD (m/día)	TRANSMISIBILIDAD (m <sup>2</sup> /día)	DEPÓSITO
PTB-2	0-3	1,52E-01	0,46	Suelo
	5-10	5,36E-01	5,36	Escoria
	50-55	9,49E-01	37,94	Lahar
	95-100	9,74E-01	48,71	Lava Andesítica
	120-125	8,96E-01	67,20	Lava Andesítica
PTB-8	0-5	2,11E-01	0,21	Suelo
	5-10	1,30E-02	0,13	Brecha Tobácea
	41.5-54,5	2,12E-01	8,50	Lava Andesítica

Tabla 14.2. Cuadro resumen de permeabilidades calculadas, ensayos de Lefranc.

### 14.1. Balance hidrológico en la zona de estudio.

A partir de los datos del balance hídrico es posible comparar los recursos aislados de agua de un sistema y establecer las graduaciones de sus efectos sobre las variaciones del régimen hidrológico. Así mismo, nos permite conocer en forma cuantitativa los parámetros y componentes del ciclo hidrológico, en este caso conocer la cantidad de agua precipitada, que fluye, se infiltra, evapotranspira y se almacena en el área de estudio que atraviesa el túnel Bombolí.

De acuerdo con este estudio hidrológico de la zona, las cuencas aportantes corresponden a las microcuencas de la quebrada Bombolí, la misma que se origina en los flancos orientales de la cordillera de los Andes desde la cota 2 600 hasta 5 200 msnm, y la quebrada S/N que se origina desde la cota 2 725 msnm hasta la cota 3 200 msnm y fluye en dirección este hasta confluir con el río Quitasol.

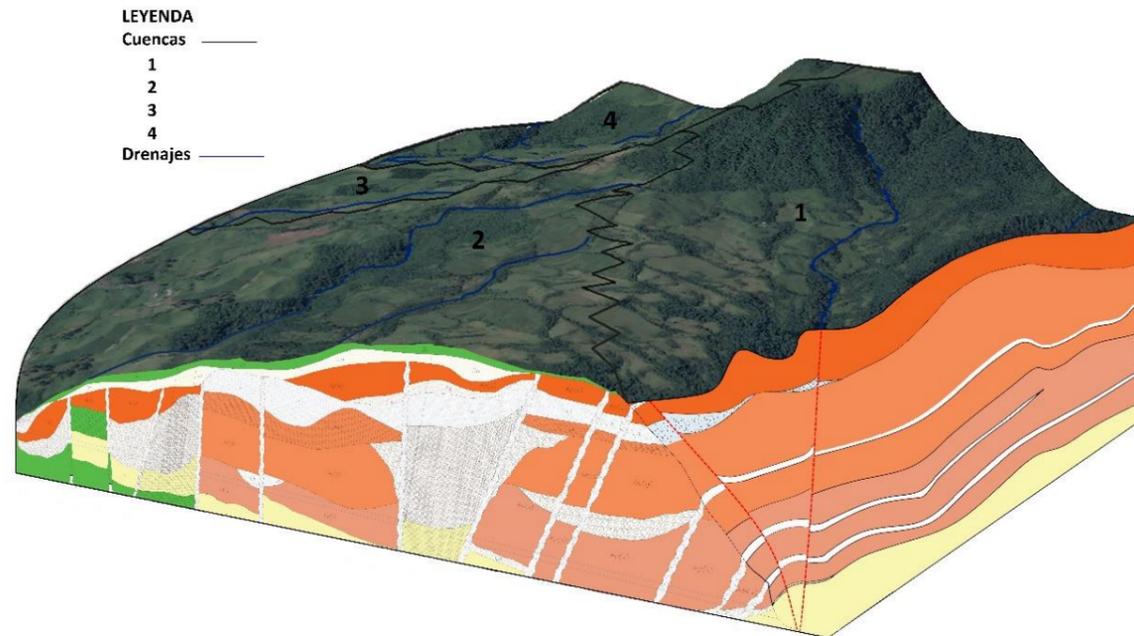


Figura 41. Ubicación de las Microcuencas aportantes al proyecto.

Las dos microcuencas aportantes recogen un área de 5.91 km<sup>2</sup>, cuyas características se recogen en la siguiente tabla.

Quebrada	A (km <sup>2</sup> )	P (Km)	Lc (Km)	Bm (Km)	Kc	Hmáx (msnm)	Hmín (msnm)	Hc (m)	Sc (%)
Bombolí	5.24	14.06	6.14	0.85	1.73	4200	2600	1654.7	27.0
S/N	0.67	3.80	0.95	0.84	2.23	3200	2725	475.0	50.0

Tabla 8. Características físico-morfométricas de la quebrada Bombolí y S/N.

En la zona de influencia del proyecto, se cuenta con una estación climatológica (estación Izobamba, 0° 22' 0" S/ 78° 33' 0" W), cuya información ha propiciado la estima de los parámetros de cálculo del balance hídrico de la zona. La precipitación media anual es de 1 453.8 mm.

Estación	Código	Latitud (° ' ")	Longitud (° ' ")	Altitud (msnm)	Precipitación (mm)
Izobamba	M003	00 30 35 S	78 41 12 W	3100	1453,8

Izobamba	M003	00	30	35	S	78	41	12	W	3100	1453,8
----------	------	----	----	----	---	----	----	----	---	------	--------

Tabla 9. Precipitación media anual para el periodo 1962-2012. Fuente: INAMHI.

Precipitación	Evapotranspiración		Escorrentía +Infiltración	
	Mm	mm	%P	%P
1453,9	657	45,19%	796,9	54,81%

Tabla 10. Cuadro resumen del balance hídrico de las microcuencas Bombolí y S/N.

Para la obtención de los coeficientes de infiltración se ha recurrido al "Manual de Instrucciones de Estudios Hidrológicos" realizado por las Naciones Unidas, el cual propone la siguiente ecuación para el análisis del coeficiente de infiltración aparente.

$$C = (k_p + k_v + k_{fc})$$

Donde:

- C= Coeficiente de infiltración
- Kp= Fracción que infiltra por efecto de pendiente
- Kv= Fracción que infiltra por efecto de la cobertura vegetal
- Kfc= Fracción que infiltra por textura del suelo

Para el cálculo de la infiltración se utiliza:

$$I = 0,88 C P$$

$$C = (K_p + K_v + K_{fc}) \text{ para } K_p + K_v + K_{fc} < 1$$

$$C = 1 \text{ para } K_p + K_v + K_{fc} > 1$$

$$C = 0 \text{ para } P < 5 \text{ mm / mes}$$

$$K_{fc} = 0,267 \ln (f_c) - 0,000154f_c - 0,723$$

Donde:

- I (mm/mes)= Infiltración mensual
- P(mm/mes) Precipitación mensual
- C= Coeficiente de infiltración menor o igual a la unidad
- Kfc= Fracción que infiltra por efecto de textura del suelo
- Kp= Fracción que infiltra por la pendiente
- Kv= Fracción que infiltra por la cobertura vegetal
- Fc= Infiltración básica del suelo, medida en el campo

Kfc	kv	kp	C	P (mm)	I (mm)	% Infiltration
0.2	0.15	0.1	0.45	1453.90	575.75	39.6

Tabla 11. Infiltración promedio en las cuencas aportantes al proyecto.

El caudal de agua disponible en las cuencas aportantes al proyecto estaría estimada en zona de tránsito del agua subterránea en términos de caudal será de aproximadamente 110 m<sup>3</sup>/s, lo que corresponde a un caudal específico de 0.018 l/s/m<sup>2</sup>.

Para el cálculo del caudal infiltrado en el túnel se ha recurrido al **Método de Goodman** en régimen estacionario. Este método tiene en cuenta el efecto drenante radial del túnel, considerando las cargas constantes o variables a lo largo del mismo, además de la permeabilidad específica del suelo (k).

$$Q_0 = \sqrt{\frac{2KH^2st}{3c}}$$

Donde:

- $Q_0$  = Caudal infiltrado ( $m^3$ ) por metro de avance en un tiempo  $t$ .
- $K$  = Coeficiente de permeabilidad media de la formación ( $m/s$ )
- $H$  = Altura piezométrica media ( $m$ ).
- $S$  = Coeficiente de almacenamiento
- $T$  = Tiempo de avance de la excavación por el medio.
- $C$  = Factor de penetración
- $C = 0.12 + 1.24 D$
- $D$  = fracción del acuífero atravesado.

Para el cálculo, se ha tenido en cuenta que el agua se filtra sobre la superficie, llegando a las lavas que se encuentran fracturadas, movilizándose por estas fracturas hasta que encuentran la zona de fractura regional por donde transita hasta encontrar una salida nuevamente a la superficie aguas abajo. En este caso, la salida será la sección del túnel. Para el cálculo se ha desglosado en tramos, indicando las fallas que se encuentran a su través.

CAUDAL ESTIMADO EN EL INTERIOR DEL TÚNEL									
TRAMO	Tiempo en días (t)	ABSCISAS		LONGITUD DEL TRAMO	K m/s	LITOLÓGÍA	Q l/s/m	CAUDAL TOTAL EN EL TRAMO (l/s)	CAUDAL ACUMULADO (l/s)
1	27,65	20+326	20+373	47,00	6,20E-06	Escoria	0,004	0,2	0,2
2	27,67	20+373	20+456	83,00	1,09E-05	Lava fracturada	0,007	0,6	0,8
3	23,50	20+456	20+503	47,00	2,44E-06	Flujo piroclásticos	0,003	0,1	0,9
Falla		20+503	20+513	10,00				15,0	15,9
4	47,59	20+513	20+661	148,00	1,51E-07	Toba brechosa	0,000	0,1	16,0
Falla		20+661	20+681	20,00				15,0	31,0
5	37,06	20+681	20+744	63,00	6,20E-06	Escoria	0,006	0,4	31,4
6	10,33	20+744	20+775	31,00	1,10E-05	Lava Fracturada	0,049	1,5	32,9
7	58,67	20+775	20+951	176,00	2,46E-06	Lava piroxénica	0,006	1,1	34,0
Falla		20+951	20+960	9,00				20,0	54,0
8	41,00	20+960	21+083	123,00	1,10E-05	Lava piroxénica	0,007	0,9	54,8
Falla		21+083	21+094	11,00				20,0	74,8
9	44,12	21+094	21+169	75,00	2,46E-06	Lahar	0,069	5,2	80,0
Falla		21+169	21+185	16,00				20,0	100,0
10	66,33	21+185	21+384	199,00	1,09E-05	Lava piroxénica	0,014	2,8	102,8
Falla		21+384	21+396	12,00				20,0	122,8
11	98,46	21+396	21+524	128,00	1,09E-04	Toba (Z. Cizalla)	0,048	6,2	128,9
Falla		21+524	21+530	6,00				20,0	148,9
12	21,67	21+530	21+595	65,00	1,09E-05	Lava piroxénica	0,006	0,4	149,4
Falla		21+595	21+604	9,00				20,0	169,4
13	27,67	21+604	21+687	83,00	1,09E-05	Lava piroxénica	0,007	0,6	170,0
Falla		21+687	21+698	11,00				20,0	190,0
14	46,67	21+698	21+838	140,00	1,09E-05	Lava piroxénica	0,011	1,5	191,5
Falla		21+838	21+850	12,00				20,0	211,5

CAUDAL ESTIMADO EN EL INTERIOR DEL TÚNEL									
TRAMO	Tiempo en días (t)	ABSCISAS		LONGITUD DEL TRAMO	K m/s	LITOLÓGÍA	Q l/s/m	CAUDAL TOTAL EN EL TRAMO (l/s)	CAUDAL ACUMULADO (l/s)
15	25,33	21+850	21+926	76,00	1,10E-04	Lava piroxénica	0,022	1,7	213,2
Falla		21+926	21+932	6,00				20,0	233,2
16	8,33	21+932	21+957	25,00	1,09E-05	Lava piroxénica	0,004	0,1	233,2
Falla		21+957	21+965	8,00				20,0	253,2
17	6,33	21+965	21+984	19,00	1,09E-05	Lava piroxénica	0,003	0,1	253,3
<b>Caudal total en túnel</b>								<b>253,3</b>	

Tabla 12. Caudal por unidad de longitud en el túnel. Método GOODMAN.

## 14. Conclusiones y recomendaciones geológicas.

### 15.1. Pendientes.

TIPO	ÁREA ( $km^2$ )	% respecto a total $km^2$	SITUACIÓN	COMENTARIOS
Pendientes suaves a planas	0.05	5.86	Áreas superiores del túnel	Recubrimiento pirclástico
Pendientes suaves a moderadas	0.03	3.52	Parte superior del túnel	La que menor % ocupa del área de estudio
Moderada	0.1	12.02	En los bordes de las vertientes moderadas	Marcan límites en unidades de paisajes
Moderadas a abruptas	0.23	27.95	En bordes superiores de las vertientes	La que mayor área ocupa
Abrupta a muy abrupta	0.2 y 0.21	24.53 y 26.12	En portales de acceso y laderas de las vertientes abruptas	

Tabla 13. Resumen características de las pendientes.

### 15.2. Geología estructural.

El área del proyecto se dispone en un régimen compresivo con desplazamiento lateral dextral, con dirección  $N30^\circ E$ , conjugado con fallas oblicuas y transversales sinestrales. Es posible que se encuentren cabalgamientos. Los lineamientos interpretados presentan las siguientes tendencias: E1 ( $N10^\circ-20^\circ E$ ); E2 ( $N0^\circ-10^\circ W$ ); E3 ( $N30^\circ-40^\circ W$ ); E4 ( $N50^\circ-60^\circ E$ ). En cuanto a las familias de juntas (discontinuidades: J1 ( $N20^\circ-30^\circ E$ ); J2 ( $N10^\circ-20^\circ W$ ); J3 ( $N80^\circ E$ ). Presentando las juntas de la familia J1 tendencias similares al sistema principal de lineamientos E1; mientras que la familia J2 lo hace con el E2. De diagrama de círculos máximos se extrajo que las tendencias medias de fracturas son: Jn1 ( $017/59+/-18$ ); Jn2 ( $253/54+/-24$ ) y Jn3 ( $114/51+/-21$ ).

Se recomienda el uso de estas tendencias para el análisis de la posible formación de cuñas durante la etapa de construcción del túnel.

### 15.3. Geología local.

El portal de entrada presenta un sustrato rocoso compuesto por tobas con contacto superior discordante con un flujo de lava andesítica piroxénica. Esta toba presenta resistencia de roca muy blanda a suelo duro, en forma de taludes estables, con fracturación con espaciamentos métricos y superficies onduladas rugosas. Es recomendable tratar este material como suelo tipo limo arenoso con arcilla, saturado y con consistencia de suelo duro. Los flujos lávicos en general, presentan elevada infiltración con alto grado de fracturación. Se exponen cizallados en algunos tramos en los cuales se hayan completamente fracturados.

El portal de salida presenta una secuencia que comprende areniscas tobáceas y tobas, con compacidades medias de mala calidad, y un lahar con pésimas calidades geomecánicas. Este material se proyecta a más de 70m desde el portal de entrada al interior del túnel. En superficie, se dispone un deslizamiento rotacional suspenso, que debe ser retirado previamente a la etapa de construcción.

Durante la construcción del túnel se prevé cruzar flujos lávicos con un RMR estimado de III, flujos piroclásticos, lahares, areniscas, escorias y andesitas escoriáceas. Ante los flujos lávicos cabe esperar caudales importantes de agua debido a su fracturación. Los flujos piroclásticos, aglomerados, escorias y lahares, se recomienda tratarlos como elementos granulares para la determinación de parámetros geotécnicos. Las areniscas, tobas, limolitas, limos y arcillas se aconsejan trabajar como sedimentos, mientras que a las tobas brechosas como suelos duros o rocas muy blandas.

### 15.4. Hidrogeología.

En función de las cuencas aportantes al proyecto se ha determinado que el caudal de agua disponible sería de aproximadamente  $110 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondiente a un caudal específico de  $0.018 \text{ l/s/m}^2$ .

Los depósitos de escoria presentan un caudal de  $1.1 \text{ l/s}$ , los depósitos de lava variará del grado de fracturación, pudiendo ir de lavas compactas  $4.3 \text{ l/s}$  a lavas fracturadas  $7.2 \text{ l/s}$ , llegando a  $18 \text{ l/s}$  en zonas de falla.

Para el cálculo del caudal infiltrado en el túnel se ha utilizado la metodología de Goodman (1935) y se ha estimado en  $253 \text{ l/s}$ .

## Resumen de figuras.

Figura 1 Mapa geológico regional. Basamento Cretácico y Terciario. Escala 1:200 000. Fuente: Mapa Geológico de la Cordillera Occidental de Ecuador entre 0º-1º, escala regional 1:200 000 por R.A. Hughes, R. Bermúdez y G. Espinel el 12 de noviembre de 1998. ....	4
Figura 2 Mapa geológico regional. Escala 1:100 000. Fuente: Mapa geológico de Ecuador, escala 1:100 000, hoja de Machachi, año 1978. Realizada por la Dirección General de Geología y Minas. ....	5
Figura 3. Ejemplo de accidente drenante, así como de la geomorfología de la zona. Fuente: GoogleEarth. ....	5
Figura 4. Mapa de pendientes con posible trazado del túnel de Bombolí. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	7
Figura 5. Mapa de ubicación de volcanes. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	7
Figura 6. Mapa de peligros volcánicos del Cotopaxi. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	8
Figura 7. Mapa de redes hidrográficas. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	9
Figura 8. Vertientes abruptas (757775E;9950229 N) (imagen izquierda); Vertientes moderadas (758635E;99504475N) (imagen derecha). ....	10
Figura 9. De izquierda a derecha: Relieve escarpado (757406E;9950356N); Relieve volcánico erosionado (759211E;9950821N) y Relieve volcánico suavemente disectado (758409E;9950286N). ....	10
Figura 10. Talud escarpado en lavas andesita piroxénicas debido a la caída de bloques (757817E;9950020N). ....	10
Figura 11. Deslizamiento rotacional apagado. Portal de entrada del túnel Bombolí. (Izquierda:757836E;9950055N; Derecha: 757760E;9949987N). ....	11
Figura 12. Deslizamiento rotacional suspenso. Portal de salida. (759211E;9951006N). ....	11
Figura 13. Mapa geomorfológico. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	12
Figura 14. Geología regional de Ecuador. Fuente: Spikings et. al. 2 000. ....	12
Figura 15. Mapa sismotectónico de Ecuador. Área de proyecto. Fuente: Dirección nacional de defensa civil. 1 991. Mapa sismo-tectónico de Ecuador. Escala 1: 1 00 000. Escuela Politécnica del Ejército. Quito-Ecuador. ....	13
Figura 16. Fallas cuaternarias próximas al área de investigación. Fuente: Mapas de Fallas y Pliegues de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes. Año 2003. Escala 1:1 250 000. Año 2003. ....	13
Figura 17. Diagrama de rosetas, lineamientos (izquierda) y juntas principales (derecha). Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y Construcciones S.A. ....	14
Figura 18. Concentración de polos y familias de juntas principales (izquierda) y esporádicas (derecha). Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y Construcciones S.A. ....	14
Figura 19. Mapa estructural. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y Construcciones. S. A. ....	15
Figura 20. Secuencia de depósito de los materiales sedimentarios en el portal de salida del túnel Bombolí. ....	15
Figura 21. Secuencia sedimentaria. Portal de salida del Túnel Bombolí (759211E;9951006N) Ver muestra RPS-1. ....	15
Figura 22. Brechas tobáceas bajo lavas. Portal de entrada del túnel. (757825E;9950021N). Ver muestra RPE-01. ....	16
Figura 23. Tobas brechosas rojizas, en contacto con la secuencia sedimentaria. Portal de salida del túnel Bombolí. Sondeo PTB-4. Tramo 56.00-60.00m (758632E;9950473N). ....	16
Figura 24. Lahas. Sondeo por GEOSISA. 248.00-254.00m (758632E;9950473N). ....	16
Figura 25. Lahar. Sondeo por TERRAHIDRO. 64.00-68.00m (759205E;9950998N). ....	17
Figura 26. Bloques métricos angulosos de andesitas piroxénicas de grado medio. (758997E;9950827N). ....	17
Figura 27. Andesita piroxénica de grano media a grueso (757897E;9950520N). Ver muestra PCQ-4. ....	17
Figura 28. Andesitas piroxénicas de grano grueso (758970E;9951079N). Ver muestra RPS-6. ....	18
Figura 29. Andesita hornbléndica con fracturación subhorizontal (759125E;9950947N). ....	18
Figura 30. Aglomerados volcánicos (758988E;9951069N). ....	19
Figura 31. Brecha tobácea completamente meteorizada (759125E; 9950546N). ....	19

Figura 32. Capa de lapilli con espesor de 1.5m (758787E; 9950524N). ....	19
Figura 33. Depósito aluvial, bajo materiales antrópicos (757807E; 9949975N). ....	20
Figura 34. Depósito coluvial (758216E; 9950340N). ....	20
Figura 35. Antiguo deslizamiento, margen derecha del portal de entrada (757831E; 9950034N). ....	21
Figura 36. Antiguo deslizamiento, margen izquierda del portal de entrada (757745E; 9949996N). ....	21
Figura 37. Deslizamiento rotacional suspenso. Portal de salida (759191E; 9950975N). ....	21
Figura 38. Relleno antrópico. Portal de entrada (757820E; 9950020N). ....	22
Figura 39. Mapa geológico. Escala 1:5 000. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y Construcciones S.A. ....	22
Figura 40. Caudal proveniente de la perforación PTB-1. ....	23
Figura 41. Ubicación de las Microcuencas aportantes al proyecto. ....	24

## Resumen de tablas.

Tabla 1. Clasificación de las pendientes por rangos.....	6
Tabla 2. Cobertura por rangos de pendientes. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	6
Tabla 3. Localización de los centros volcánicos y estado de actividad. Fuente: Instituto Geofísico de Ecuador.....	7
Tabla 4. Ubicación, estado de actividad y unidades afectadas por los deslizamientos. *Este deslizamiento no se representa en el mapa geológico escala 1:5 000, por su limitada extensión. Sí que se hace en el mapa geológico del portal de salida, escala 1:500. ....	11
Tabla 5. Resumen de juntas y lineamientos. Fuente: Propia. ....	14
Tabla 6. Resumen de tendencias de familias y características. Fuente: Propia.....	14
Tabla 7. Cuadro de caudales observados en PTB-1.....	23
Tabla 14.2. Cuadro resumen de permeabilidades calculadas, ensayos de Lefranc. ....	23
Tabla 9. Precipitación media anual para el periodo 1962-2012. Fuente: INAMHI.....	24
Tabla 10. Cuadro resumen del balance hídrico de las microcuencas Bombolí y S/N. ....	24
Tabla 11. Infiltración promedio en las cuencas aportantes al proyecto. ....	24
Tabla 12. Caudal por unidad de longitud en el túnel. Método GOODMAN.....	25
Tabla 13. Resumen características de las pendientes.....	25

## 2-1. Anejo fotográfico de la geología en superficie.

DESCRIPCIÓN DE PUNTOS DE CONTROL

Punto No	PE-01	Coordenadas:	E	757745	Orientación afloramiento	Azimet Bz:
Cota (msnm):	2594m±3m		N	9949996		75
<b>Descripción:</b> Portal de entrada, ubicada en la intersección de la vía Aloag-Santo Domingo con la Q. Bombolí (margen izquierdo) en el Km 23.						
Afloramiento de aprox. de 15m de potencia y 50m de ancho, con abundante vegetación y una capa de suelo de ~1m en su cabecera. Comprenden un antiguo deslizamiento, con una matriz (en un 60%), con tonalidades entre marrón oscuro a claro, limo-arenosa con compactidad suelta, humedad baja, que envuelve un 40% de clastos, los clastos comprenden rocas volcánicas (andesitas algo meteorizadas), con clastos angulosos y tamaño varía entre 10cm a 5m, con resistencia de rocas altas, silicificadas.						
Muestra: PE-01						
<b>Testimonio fotográfico:</b>						
<b>PIE DE FOTO:</b> Afloramiento de bloques angulosos de rocas volcánicas correspondientes a un depósito coluvial.						

Punto No.	PE-02	Coordenadas:	E	757825	Orientación afloramiento	Azimet Bz:												
Cota (msnm):	2604 m±3m		N	9950021		82												
<b>Descripción:</b> Portal de entrada, ubicada en la intersección de la vía Aloag-Santo Domingo con la Q. Bombolí (margen derecho) en el Km 23.																		
El afloramiento presenta vegetación exuberante en la zona superior, con una capa de suelo de aprox. 1m y se observa las siguientes facies: (1) brechas tobáceas, (2) escoria andesítica, (3) andesita fracturada, (4) lajamiento, (5) andesita muy fracturada.																		
Presencia de un manantial con un caudal aproximado de 0.1 L/s, en su base. Muestra: PE-02																		
<b>Testimonio fotográfico:</b>																		
<b>PIE DE FOTO:</b> Afloramiento de bloques angulosos de rocas volcánicas correspondientes a un depósito coluvial.																		
<b>PIE DE FOTO:</b> Manantial con un caudal aproximado de 0.1 L/s.																		
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="2">DESCRIPCIÓN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">5</td> <td>5. Lajas completamente fracturadas, al menos 3 sistemas de juntas principales y 2 secundarias, subverticales; estable; en superficie fresca es gris clara, silicificada con fractura irregular, densa, porfirica (plg, arf, pc, eph) con 20% de fenocristales, resistencia muy dura. J1 31%; e 1mm, c 2.5 mm, a 1 mm, RPR, SR. J2 27%; e 1mm, c 2.5 mm, a 1 mm, RORL, SR. J3 42%; e 2mm, c 3mm, a 1mm, ROR, SR.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td>4. Lajamientos.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td>3. Levis andesito basálticas, masivas, fracturación baja, tres sistemas de diaclas, meteorización ligera, susceptible a caída de bloques.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td>2. Escoria vesiculada, muy meteorizada matriz arenosa, clastos angulosos de andesitas basálticas, tonalidad roja, estabilidad media.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td>1. Brecha tobáceas y depósitos coluviales.</td> </tr> </tbody> </table>							DESCRIPCIÓN		5	5. Lajas completamente fracturadas, al menos 3 sistemas de juntas principales y 2 secundarias, subverticales; estable; en superficie fresca es gris clara, silicificada con fractura irregular, densa, porfirica (plg, arf, pc, eph) con 20% de fenocristales, resistencia muy dura. J1 31%; e 1mm, c 2.5 mm, a 1 mm, RPR, SR. J2 27%; e 1mm, c 2.5 mm, a 1 mm, RORL, SR. J3 42%; e 2mm, c 3mm, a 1mm, ROR, SR.	4	4. Lajamientos.	3	3. Levis andesito basálticas, masivas, fracturación baja, tres sistemas de diaclas, meteorización ligera, susceptible a caída de bloques.	2	2. Escoria vesiculada, muy meteorizada matriz arenosa, clastos angulosos de andesitas basálticas, tonalidad roja, estabilidad media.	1	1. Brecha tobáceas y depósitos coluviales.
DESCRIPCIÓN																		
5	5. Lajas completamente fracturadas, al menos 3 sistemas de juntas principales y 2 secundarias, subverticales; estable; en superficie fresca es gris clara, silicificada con fractura irregular, densa, porfirica (plg, arf, pc, eph) con 20% de fenocristales, resistencia muy dura. J1 31%; e 1mm, c 2.5 mm, a 1 mm, RPR, SR. J2 27%; e 1mm, c 2.5 mm, a 1 mm, RORL, SR. J3 42%; e 2mm, c 3mm, a 1mm, ROR, SR.																	
4	4. Lajamientos.																	
3	3. Levis andesito basálticas, masivas, fracturación baja, tres sistemas de diaclas, meteorización ligera, susceptible a caída de bloques.																	
2	2. Escoria vesiculada, muy meteorizada matriz arenosa, clastos angulosos de andesitas basálticas, tonalidad roja, estabilidad media.																	
1	1. Brecha tobáceas y depósitos coluviales.																	
<b>PIE DE FOTO:</b> Columna estratigráfica donde se observan 5 litologías. (1) brechas tobáceas, (2) escoria andesítica, (3) andesita fracturada, (4) lajamiento, (5) andesita muy fracturada.																		

Punto No	PE-03	Coordenadas:	E 757831 N 9950034	Orientación afloramiento		Azimet Bz:	298
Cota (msnm):	2590 m±3m					Buzamiento:	82
<p><b>Descripción:</b> Portal de entrada, ubicada en la intersección de la vía Alóag-Santo Domingo con la Q. Bombolí (margen derecho) en el Km 23. Afloramiento de aprox. de 9m de potencia y 20m de ancho, se presenta inestable, con vegetación exuberante en su cabecera, muestra un desarrollo de una capa de suelo de aproximadamente 1m. El depósito trata de un deslizamiento antiguo, con matriz limo-arenosa, de color gris oscuro con zonas rojiza, clasto soportada, de compacidad suelta, con clastos angulosos polimícticos, centimétricos a decimétricos, con resistencias de rocas muy duras. En la parte superior se observa un horizonte de lapilli (pómez) de aprox. de 0.70 m de espesor, inestable. Muestra: PE-03</p>							
<b>Testimonio fotográfico:</b>							
							
PIE DE FOTO: Depósito coluvial compuestos por rocas volcánicas muy angulosas.							
							
PIE DE FOTO: Rocas volcánicas muy angulosas del depósito coluvial.							

Punto No	PE-04	Coordenadas:	E 757807 N 9 949 975	Orientación afloramiento		Azimet Bz:	298
Cota (msnm):	2592 m±3m					Buzamiento:	82
<p><b>Descripción:</b> Portal de entrada, ubicada en la intersección de la vía Alóag-Santo Domingo con la Q. Bombolí (margen derecho) en el Km 23. Se observa un depósito aluvial no muy potente y un relleno antrópico. El aluvial comprende clastos de rocas volcánicas (andesitas, escorias) sub-angulosos a sub-redondeados, heterolitológicos, de tamaños desde centímetros a decímetros envueltos en una matriz arenosa muy permeable. Los clastos se componen de un 30% de grava gruesa, 10% de grava fina, un 20% de guijarros y un 40% de bloques. El relleno comprende clastos de rocas volcánicas muy angulosas, métricas (1-5m de diámetro), ubicados en la parte inferior y la parte superior está cubierta de arena gruesa a fina. Muestra: PE-04</p>							
<b>Testimonio fotográfico:</b>							
							
PIE DE FOTO: Depósito aluvial a la derecha y depósito antrópico a la izquierda.							
Punto No	PSS-01	Coordenadas:	E 759011 N 9950908	Orientación afloramiento		Azimet Bz:	60
Cota (msnm):	2801 m±3m					Buzamiento:	60
<p><b>Descripción:</b> Portal de salida, ubicada al SE de la Hacienda La Florida. Se observa bloques métricos de rocas volcánicas de composición andesítica, con meteorización ligera a moderada, color gris claro en superficie fresca con ligera tonalidad anaranjada, con resistencia de rocas suaves a duras, matriz porfírica en 60%, oxidada, con un 40% de fenocristales. Los minerales principales son plagioclasas (60%), piroxenos (30%) y anfíboles (10%). Se presentan bloques de hasta 4m. Estos bloques están envueltos por una matriz limo-arenosa de compacidad media. Muestra: PSS-01</p>							
<b>Testimonio fotográfico:</b>							
							
PIE DE FOTO: Bloques métricos de rocas volcánicas (andesitas piroxénicas).							

<b>Punto No</b>	PSS-02	<b>Coordenadas:</b>	E 758997	<b>Orientación afloramiento</b>	<b>Azmut bz:</b>
<b>Cota (msnm):</b>	2807m ±3m		N 9950827		Buzamiento: 50°

**Descripción:** En un área de 8 m de alto y 15 m de ancho, con una superficie cubierta de pastos, se presentan bloques angulosos con diámetros menores a 3 m, de tonalidad gris oscuro con resistencia de roca muy dura, con silicificación baja y meteorización ligera a moderada, los bloques métricos corresponden a rocas andesíticas con matriz porfírica en 40%, con un 60% de fenocristales. Los minerales principales son plagioclasas (50%), piroxenos (30%) y anfíbol (20%).  
Muestra: PSS-02

Testimonio fotográfico



PIE DE FOTO: Afloramiento de bloques métricos angulosos de rocas andesíticas

<b>Punto No</b>	PSS-03	<b>Coordenadas:</b>	E 759088	<b>Orientación afloramiento</b>	<b>Azmut bz:</b>
<b>Cota (msnm):</b>	2810m ±5m		N 9950632		Buzamiento: 70

**Descripción:** Afloramiento de 5m de alto por 8m de ancho, con vegetación exuberante en su cabecera, el talud se observa estable, masivo, con recubrimiento vegetal mínimo. La roca trata de una toba brechosa, matriz soportada (20%), completamente meteorizada, que se comporta como un suelo limo – arcilloso, de coloración amarillenta, de baja plasticidad, consistencia dura, humedad moderada, que integra clastos de coloración rojiza que se componen de un 20% de grava fina, 25% de grava gruesa y 35% de guijarros, con formas sub-angulosos a redondeados de roca volcánica y pómez.  
Muestra: PSS-03

Testimonio fotográfico



PIE DE FOTO: Afloramiento de toba brechosa altamente meteorizada

<b>Punto No</b>	PSS-04	<b>Coordenadas:</b>	E 759275	<b>Orientación afloramiento</b>	<b>Azmut bz:</b>
<b>Cota (msnm):</b>	2789m ± 3m		N 9950921		Buzamiento:

**Descripción:** En este afloramiento se observa un nivel de aproximadamente 1m de lapilli y pómez de coloración crema blanquecina con líticos andesíticos sub-redondeados de hasta 3 cm de diámetro de tonalidad gris oscura, con compactidad media a suelta; sobre este nivel se ha desarrollado una capa de suelo de un metro de potencia, color pardo, con compactidad densa. Muestra: PSS-04

Testimonio fotográfico



PIE DE FOTO: Afloramiento de nivel de lapilli y pómez

<b>Punto No</b>	PSS-05	<b>Coordenadas:</b>	E 758024	<b>Orientación afloramiento</b>	<b>Azmut bz:</b>
<b>Cota (msnm):</b>	2870m ± 5m		N 9950328		Buzamiento:

**Descripción:** Afloramiento de 2.5m de alto y 3m de ancho, cubierta por un nivel de suelo de aproximadamente un metro de potencia en su cabecera con abundante vegetación, el talud presenta un ángulo abrupto, estable. La roca trata de una brecha tobácea, completamente meteorizada, con humedad baja, que se comporta como un suelo con matriz limo arenosa, en un 40%, color marrón – rojizo, con buena porosidad y permeabilidad y con una compactidad muy dura, que envuelve un 80% de clastos sub-angulosos de roca volcánica (andesita porfírica) con tamaños centimétricos a decimétricos de tonalidad negro – rojizo, mediana a altamente meteorizados. Muestra: PSS-05

Testimonio fotográfico



PIE DE FOTO: Afloramiento de brecha tobácea meteorizada

Punto No	PSS-06	Coordenadas:	E 758235	Orientación	Azmut bz:	350
Cota (msnm):	2980m ±5m		N 9950344	afloramiento	Buzamiento:	80

**Descripción:** En la ladera se observa un afloramiento de 1.5m de alto por 2.0m de ancho, cubierta en su cabecera por una capa de suelo de aproximadamente 1m, con espesa vegetación. El afloramiento trata de una andesita piroxénica con tonalidad marrón, ligeramente meteorizada, exhibe varios sistemas de juntas, humedad alta, resistencia y silicificación de grado medio. A 20m más abajo (E: 758216 N: 9950340 h: 2940m) se encuentra un bloque de la misma composición con azimut de buzamiento y buzamiento del afloramiento 310°/70°.

Muestra: PSS-06

Testimonio fotográfico



PIE DE FOTO: Afloramiento de andesita piroxénica altamente meteorizada y fracturada

Punto No	PSS-07	Coordenadas:	E 758516	Orientación	Azmut bz:	25
Cota (msnm):	2938m ± 5m		N 9950542	afloramiento	Buzamiento:	85

**Descripción:** Afloramiento de 3m de potencia y 3m de ancho, cubierta en su cabecera por una capa de suelo de aproximadamente 70cm, cubierta con abundante vegetación. Presenta dos zonas bien marcadas; la zona inferior de 1m de espesor y tonalidad café - rojizo claro, clasto soportada, por rocas volcánicas en un 80% (composición andesítica medianamente frescas) con tamaños centimétricos a decimétricos entre 5cm - 20 cm con una ligera patina de óxido, envueltos en una matriz gravosa (gravas gruesas 2mm - 1 cm en un 20%), con alta humedad y compactación dura; la zona superior trata de una brecha volcánica, matriz soportada, que se expone en una capa de aproximadamente 40 cm, la tonalidad de este depósito es café, con un 70% de matriz limo - arcillosa y un 30% de clastos de roca volcánica y pómez fresca con tamaños milimétricos a centimétricos entre 2mm - 5cm y con patina de óxido.

Muestra: PSS-07

Testimonio fotográfico

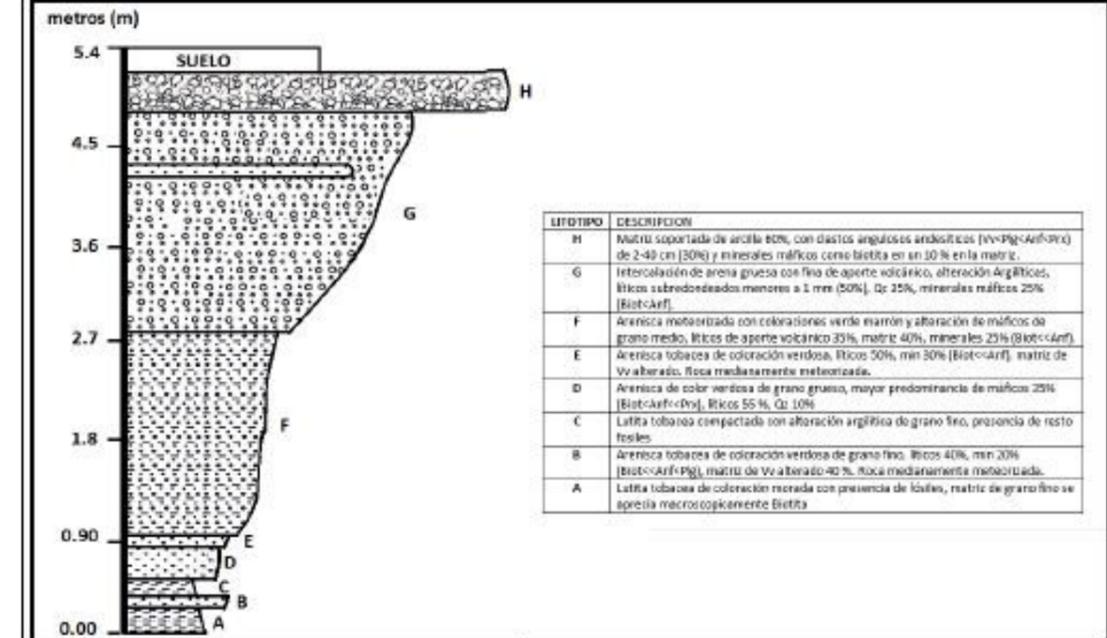


PIE DE FOTO: Afloramiento con un nivel superior de brecha tobácea y un nivel inferior de escoria.

Punto No	RPS-1	Coordenadas:	E 0759211	Orientación	Azmut bz:	305
Cota (msnm):	2729		N 9951006	afloramiento	Buzamiento:	65

**Descripción:** Portal de salida, ubicada NE de la Q. La Florida en el PC=20+192.324 de la vía Alóag-Santo Domingo, afloramiento de 6 m de potencia y 7m de ancho, con una vegetación exuberante y cobertura de suelo 1m aprox., con tonalidades gris oscuro, capas blanquecinas, con meteorización de baja a media, estructuralmente conforma capas estratificadas sub-horizontales (220/26) sedimentarias de grano fino a grueso. El afloramiento comprende una arenisca con niveles de lutitas.

Testimonio fotográfico



Columna estratigráfica de rocas sedimentarias



Afloramiento sedimentario con aporte volcánico, dispuesto en capas subhorizontales 220/26

Punto No	RPS-2	Coordenadas:	E 0759137	Orientación afloramiento	Azimet bz:	339
Cota (msnm):	2735		N 9950965		Buzamiento:	55

**Descripción:** Ubicada al margen derecho de la Q. La Florida al Oeste de la hacienda con el mismo nombre, el afloramiento tiene una potencia 3.5 m y 4 m de ancho, cobertura suelo de 1.5 m de suelo con vegetación abundante, asociado a un relieve abrupto. La meteorización de la roca es moderada a ligera, presenta una resistencia de roca dura a blanda, en superficie fresca presenta una tonalidad marrón y grisáceos. La roca expuesta presenta la zona superior moderadamente fracturada y la zona inferior completamente fracturada, al menos se observan cuatro sistemas principales de juntas. La roca es una andesita horbléndica, con meteorización completa del vidrio volcánico, la roca presenta un 50% de matriz de coloración gris; y fenocristales en un 50% como las plagioclasas, anfíboles y piroxenos.

Testimonio fotográfico



RPS- 2. Afloramiento compuesto por roca volcánica, Andesitas de composición Acida de textura porfirítica.

Punto No	RPS-4	Coordenadas:	E 759125	Orientación afloramiento	Azimet bz:	
Cota (msnm):	2829		N 9950546		Buzamiento:	

**Descripción:** Afloramiento ubicado al margen izquierdo de la Quebrada La Florida, a unos 350 metros al NE de la hacienda con el mismo nombre, presenta una potencia de 2 metros por un ancho de 4 metros aproximadamente, su tonalidad va desde tonalidades grises claras, rojizas y marrones, se encuentra cubierto por una vegetación abundante. La roca aumenta el grado de meteorización conforme ascendemos. Su estructura es masiva y la disposición de los clastos es caótica. El afloramiento está conformado por: una matriz limo arcillosa en un 80% y un componente clástico en un 40%. La matriz es de coloración gris a marrón, con fragmentos volcánicos y minerales. El componente clástico está conformado por rocas volcánicas de composición andesítica y pómez sus tamaños varían entre los 1cm a 3cm con formas angulosas a sub angulosos. (Brecha tobácea)

La presencia de agua es abundante. La roca tiene un comportamiento como un suelo.

Testimonio fotográfico



RPS-4. Afloramiento de Brecha Volcánica con componente tobácea con un grado alto de meteorización.

Punto No	RPS-5	Coordenadas:	E 0759449	Orientación afloramiento	Azimet bz:	
Cota (msnm):	2804		N 9950904		Buzamiento:	

**Descripción:** Afloramiento ubicado en la entrada a la hacienda La Florida en la vía Alóag Santo Domingo posee una potencia aproximada de 2.2 metros y un ancho de 5 metros, expone superficies con tonalidades gris claras hasta las marrones y rojizas, en su cabecera presenta una cobertura de un metro de suelo con vegetación abundante se encuentra definido por una estructura de capas sub horizontales (170/20).

La composición del afloramiento se encuentra definido por 2 zonas:

Zona A: conformada por una secuencia de depósito volcanoclásticos finos (tobas) esta zona es de coloración gris y con un grado de compactación regular, presenta estratificación fina, sub-horizontal.

Zona B: Brecha volcánica, compuesta por clastos sub andesíticos y de pómez, y una matriz limosa con minerales de biotita dispersos, la matriz es de coloración gris a marón.

El grado de meteorización es alto y ambas zonas se presenta resistencias de rocas blandas.

Testimonio fotográfico



RPS-5. Capas Sub horizontales de depósitos Volcánicos, zona A tobas (ceniza fina) y zona B brecha volcánica

Punto No	PC-1	Coordenadas:	E 759081	Orientación afloramiento	Azimet bz:	
Cota (msnm):	2760		N 9950916		Buzamiento:	

**Descripción:** Ubicado en el quebrada Florida al margen izquierdo, está cubierto en su cabecera por una capa de suelo de 0,30m con abundante vegetación, su estructura es diaclasas con la presencia de al menos 3 sistemas de juntas principales de definen los bloques con diámetros entre 10cm – 1m. El macizo presenta un bajo grado de meteorización y la roca presenta resistencia muy dura. La roca trata de una andesita de composición básica de textura porfirítica (matriz vítrea en un 80%, la que envuelve fenocristales de plagioclasas en un 30%, piroxenos en un 8% y anfíboles en un 2%).

Testimonio fotográfico



PC-1. Afloramiento compuesto por flujo de lavas Andesíticas, diaclasadas de composición Básica y textura porfirítica.

Punto No	RPC-1	Coordenadas:	E 757896	Orientación afloramiento	Azimet bz:
Cota (msnm):	2747	N	9950487	Buzamiento:	
<p><b>Descripción:</b> Afloramiento ubicado en el margen izquierda de la quebrada Bombolí, tiene una potencia aproximada de 1.31 metros y 2.17 metros de ancho, su coloración es marrón oscuro con tonalidades blancas amarillentas, presenta una cobertura de suelo de 10 cm, la meteorización que presenta es alta. Su estructura está representada por capas sub horizontales (121/12). El afloramiento está definido por dos zonas.</p> <p>Zona 1. Capa con espesor de 0,80metros que está constituida por un depósito volcano-clástico de Lapilli, conformado por fragmentos de roca volcánica y pómez en un 65%; y una matriz de ceniza volcánica media en un 35%.</p> <p>Zona 2 Capa de material meteorizado limo arcilloso con un espesor de 0,50 metros. Resultado de la meteorización completa de la toba.</p>					
<b>Testimonio fotográfico</b>					
<p>RPC-1. Capa de lapilli de unos 80 cm la cual esta subyacida por material limo arcilloso producto de la meteorización</p>					
Punto No	PCQ-1	Coordenadas:	E 0758893	Orientación afloramiento	Azimet bz: 75
Cota (msnm):		N	9950275	Buzamiento:	60
<p><b>Descripción:</b> Ubicada al margen izquierdo de la Quebrada este de la hacienda Viracruz. El afloramiento se expone en talud con una potencia 2 m y 1,5 m de ancho, cubierto en su cabecera por un nivel de suelo de 10 cm con vegetación abundante, asociado a un relieve con pendiente moderadas, presenta una superficie con tonalidad marrón, masiva. La roca trata de una brecha tobácea, con un grado de meteorización moderado a alto, y resistencia de roca suave, presenta una matriz limo arcillosa con tonalidades grises a marrones, con vidrio volcánico, la matriz envuelve a clastos con formas irregulares y diámetros entre 5cm a 3cm, de pómez y andesitas piroxénicas con resistencias de rocas muy duras.</p>					
<b>Testimonio fotográfico</b>					
<p>RPC-1. Afloramiento meteorizado de 2 m de potencia, presenta una roca brechosa con matriz tobácea</p>					

Punto No	PCQ-2	Coordenadas:	E 0758787	Orientación afloramiento	Azimet bz: 126
Cota (msnm):	2922	N	9950524	Buzamiento:	58
<p><b>Descripción:</b> Ubicada al margen izquierdo de la Quebrada este de la hacienda Viracruz. El afloramiento tiene una potencia 1,5 m y 3 m de ancho, con una cabecera cubierta por un nivel de suelo de 15 cm con poca vegetación, asociado a un relieve con pendiente moderadas a suave, la superficie del afloramiento presenta una tonalidad marrón, blanquecino, sueltos. Se observa un nivel de lapilli con clastos irregulares de densidades bajas que varían de 3 a 1 cm de pómez y líticos &lt;0,5 cm con un porcentaje de 55%.</p>					
<b>Testimonio fotográfico</b>					
<p>PCQ-2. Capa de lapilli con espesor de 1.5m</p>					
Punto No	PCQ-4	Coordenadas:	E 0758870	Orientación afloramiento	Azimet bz: -
Cota (msnm):	2892	N	9950624	Buzamiento:	-
<p><b>Descripción:</b> Ubicada en la Quebrada al este de la hacienda Viracruz, se observa una bloque con un diámetro aproximado de 2m, presente en un talud con pendiente altas y escarpadas. El bloque presenta meteorización media, con tonalidad grisácea, estructura masiva, vesicular, con superficie irregular rugosa, la roca volcánica compuesta por una matriz vítrea (80%) con fenocristales de plagioclasas en un 25%, piroxenos en un 10% y anfíboles en un 5%. El bloque presenta resistencia de roca muy dura. Presencia de humedad por la escorrentía de agua a lo largo de la quebrada.</p>					
<b>Testimonio fotográfico</b>					
<p>PCQ-4. Bloques de roca andesítica con estructura Masiva porosa.</p>					

Punto No	PQV-1	Coordenadas:	E 0758326	Orientación	Azimut bz:	15
Cota (msnm):	2882	N 9950645		afioramiento	Buzamiento:	55
<p><b>Descripción:</b> Afloramiento ubicado al margen izquierdo de la Quebrada situada al oeste de la hacienda Viracruz, se presenta en una ladera de potencia de 5 metros y 8 metros de ancho, de coloración marrón, con superficie con tonalidades rojizas y grises, con una cabecera cubierta por un metro de suelo con vegetación es abundante. Con una disposición clástica caótica. El afloramiento expone a un depósito coluvial, con matriz limo arcillosa (30%), que envuelven brechas volcánicas con clastos sub angulosos entre los 5 mm a 100 mm de composición andesítica (70%), clasto soportado. En el depósito coluvial son apreciables bloques de composición andesítica de 3m de diámetros, con un grado de meteorización moderado.</p>						
<b>Testimonio fotográfico</b>						
  <p style="text-align: center;">PQV-1. Depósito coluvial compuesto por brechas volcánicas y bloques de composición andesítica.</p>						
Punto No	PQV-2	Coordenadas:	E 0758362	Orientación	Azimut bz:	
Cota (msnm):	2883	N 9950629		afioramiento	Buzamiento:	
<p><b>Descripción:</b> Ubicado al margen izquierdo de la Quebrada oeste de la hacienda Viracruz, afloramiento con una potencia de 2 m y un ancho de 6 metros, presenta una coloración gris y tonalidades rojizas, con una cobertura de suelo menor a 1m. La roca presenta meteorización alta, su estructura es masiva, asociado a un depósito volcánico (brechas volcánicas). Su composición es de un 35% de clastos líticos y un 65% de matriz. La matriz es limosa con coloración marrón, la cual se encuentra alterada y su composición concuerda con la de los clastos. Los clastos son de composición andesítica (con matriz vítrea en un 60%, plagioclasas 25%, piroxenos 20%, anfíbol 5%) los tamaños van desde los 1cm a 3cm, son de coloración negra, presenta alta resistencia. Los materiales presentan un comportamiento similar a un suelo.</p>						
<b>Testimonio fotográfico</b>						
  <p style="text-align: center;">PQV-2. Afloramiento compuesto por brechas volcánicas con afinidad andesítica estas se encuentran con un grado de meteorización alto.</p>						

Punto No	PCQV-1	Coordenadas:	E 0758324	Orientación	Azimut bz:	
Cota (msnm):	2890	N 9950540		afioramiento	Buzamiento:	
<p><b>Descripción:</b> Ubicado al margen izquierda y derecha de la Quebrada situada al Oeste de la hacienda Viracruz a 10 metros del punto Pqv-1. Se aprecia una brecha volcánica de coloración gris con tonalidades negras. Se encuentra formada por una matriz limo y clastos de 5mm a 1,5 m, esta se encuentran compuestas por clastos de composición andesítica vesiculadas de baja densidad y la matriz de la misma composición de los clastos. Estructura matriz soportada.</p>						
<b>Testimonio fotográfico</b>						
 <p style="text-align: center;">PCQV-1. Afloramiento compuesto por brechas volcánicas con afinidad andesítica..</p>						
Punto No	PCQV-2	Coordenadas:	E 758363	Orientación	Azimut bz:	
Cota (msnm):	2890	N 9950615		afioramiento	Buzamiento:	
<p><b>Descripción:</b> Ubicado al margen izquierdo de la Quebrada oeste de la hacienda Viracruz. Afloramiento de Brechas volcánicas presenta alta meteorización y cobertura de suelo de unos 0,30 m, compuestos por una matriz de composición similar a la de los clastos, los clastos son de composición andesítica con tamaños que van desde los 2 cm a los 10 cm, son estructura matriz soportada, y presenta oxidación. El comportamiento de los materiales es semejante a un suelo. Presenta fracturamiento (218/78).</p>						
<b>Testimonio fotográfico</b>						
  <p style="text-align: center;">PCQV-3. Afloramiento compuesto por brechas volcánicas con afinidad andesítica presentando fracturamiento.</p>						

Punto No	Pcqv-3	Coordenadas:	E 758392 N 9950607	Orientación afloramiento		Azimet bz:	
Cota (msnm):	2905			Buzamiento:			
<p><b>Descripción:</b> Ubicado al margen izquierdo de la Quebrada oeste de la hacienda Viracruz, Afloramiento de 8m de ancho y una potencia de 8m, tiene una coloración gris oscura con tonalidades rojizas, cobertura de suelo de unos 0,3 m, grado de meteorización medio – baja. Su estructura es masiva, con matriz soportada. El afloramiento está compuesto por un depósito volcánico de Brechas cuya composición es de 80% de matriz y un 40 % de clastos líticos. La matriz es arcilla limosa con tonalidades gris y marrón. Los clastos son de composición andesítica piroxénica con resistencia de roca dura.</p>							
<b>Testimonio fotográfico</b>							
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> <p>PCQV-3. Afloramiento compuesto por brechas volcánicas con afinidad andesítica.</p> </div>							
Punto No	Pcqv-4	Coordenadas:	E 758428 N 9950589	Orientación afloramiento		Azimet bz:	
Cota (msnm):	2938			Buzamiento:			
<p><b>Descripción:</b> Ubicado al margen izquierdo y derecho de la Quebrada oeste de la hacienda Viracruz. En el lugar se observan bloques de coloración gris oscura con grandes dimensiones entre los 0,5m a los 4m, estos son de composición andesítica piroxénica, presentan resistencias de rocas muy duras y su grado de meteorización es bajo y superficie húmeda.</p>							
<b>Testimonio fotográfico</b>							
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> <p>PCQV-4. Bloques de roca de composición andesítica Piroxénica cuyos dimensiones varían entre los 0.5 m y los 4 m.</p> </div>							

DESCRIPCIÓN DE PUNTOS DE CONTROL PORTAL DE SALIDA

Punto No.	P-01	Coordenadas:	E 759087 N 9951026	Orientación afloramiento		Azimet Bz:	
Cota (msnm):	2719m ± 6m			Buzamiento:			
<p><b>Descripción:</b> Afloramiento ubicado al margen izquierdo del portal de salida, en un talud escarpado con pendiente aproximada de 70 grados en la vía Aloag – Santo Domingo km 22, afloramiento con una potencia de aproximada de 15 m, conformado por Aglomerado volcánico de matriz soportada, con resistencia de roca blanda, con porosidad y permeabilidad buena, depósito caliente, con coloraciones gris claro a crema, la cual presenta una matriz de coloración gris rojiza en un 70 %, compuesta por plagioclasas, cuarzo y un bajo porcentaje de minerales máficos, con fragmentos volcánicos de composición andesítica, el comportamiento de la matriz es como una arena limosa. La matriz envuelve a clastos en un 30 % conformada por: bloques de 2m (4%), cantos de 5cm (8%), guijos (8%) y gravas (12%) de coloración rojiza, con formas angulosas a sub angulosas, de composición Andesítica horbléndica con resistencia de roca, con presencia de vesículas; y esporádicas gravas y cantos de andesita gris silicificados. El afloramiento es susceptible a caída de bloques.</p>							
<b>Testimonio fotográfico:</b>							
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> <p>PIE DE FOTO: Aglomerado volcánico de composición andesítica horbléndica.</p> </div>							

Punto No.	P-02	Coordenadas:	E N	759141 9950964	Orientación afloramiento	Azimet Bz: Buzamiento:
Cota (msnm):	2752m ± 3m					
<p><b>Descripción:</b> Afloramiento ubicado en el margen izquierdo del portal de salida, conformado por un flujo de lava, el cual se comporta como un Aglomerado, la composición de la matriz y clastos son las mismas, posee una disposición caótica, meteorización media y con compacidad media.</p> <p>La matriz es volcánica de composición andesítica horbléndica en 55% y posee un comportamiento de arena fina a gruesa, de coloración gris rojiza, la cual envuelve a clastos de bloques de 1 m en un 15%, gravas en un 15%, guijos en un 10% y cantos en un 5%, con formas angulosas a sub angulosas, los cuales poseen resistencia de roca dura.</p> <p>El afloramiento es susceptible a caída de bloques.</p> <p>Infrayaciendo a estos flujos se dispone un depósito volcánico conformado por una toba brechosa en contando no regular debido a la erosión. Contacto 346/ 28</p> <p>La toba brechosa, matriz soportada, sin presencia de alteración, con meteorización media a baja, de una coloración rojiza anaranjada con pigmentaciones negras, la cual presenta una matriz en un 65% de arena limosa de coloración marón rojiza, con qz, anf y fragmentos líticos volcánicos. La cual envuelve a clastos en un 35% gravas finas gruesas de coloración gris clara a gris, con formas sub angulosas a angulosas, con resistencia de roca dura y de composición andesítica Horbléndica.</p>						
<b>Testimonio fotográfico:</b>						
<p>PIE DE FOTO: Afloramiento de lavas con un comportamiento de aglomerado en contacto discordante con tobas brechosas.</p>						

Punto No	P-03	Coordenadas:	E N	7859124 9950547	Orientación afloramiento	Azimet Bz: Buzamiento:
Cota (msnm):	2738m ± 4m					
<p><b>Descripción:</b> Afloramiento ubicado al margen derecho del portal de salida conformado por secuencia sedimentaria la cual está compuesta por: areniscas finas a muy finas de compacidad densa y tonalidades gris, verde negruzca, con laminaciones de 8mm de turba y con gránulos esporádicos de pómez; y niveles de arena limosa de coloración café ligera tonalidad rojiza en capas de 25 cm.</p> <p>Las formaciones clásticas de los estratos buzcan en dirección contraria de la inclinación de la ladera se presentan masivos y se observa estriamiento superficial en dirección de la falla.</p>						
<b>Testimonio fotográfico:</b>						
<p>PIE DE FOTO: Afloramiento de cangahua retrabajada con niveles de lapilli y otra más masiva.</p>						

### 3. Anejo sismotectónico.

## Índice

<b>1. Introducción.</b>	<b>3</b>
<b>2. Sismotectónica.</b>	<b>3</b>
2.4.1. Generalidades.	7
2.4.2. Fallas del sistema transcurrente dextral.	7
2.4.3. Sistema de fallas cuaternarias.	7
<b>3. Normativa sismorresistente en Ecuador.</b>	<b>10</b>
<b>4. Espectros elásticos de diseño.</b>	<b>13</b>
<b>5. Investigaciones realizadas.</b>	<b>15</b>
<b>6. Conclusiones y recomendaciones.</b>	<b>17</b>

## 1. Introducción.

### 1.1. Generalidades.

El anejo destinado a Sismicidad y Sismotectónica pretende evaluar la zona de trabajo desde la perspectiva de los eventos terrestres que se puedan producir debidos a la dinámica de la corteza de nuestro planeta y a su acción en el entorno cercano de Ecuador, donde se está produciendo una subducción de la placa Nazca bajo la placa suramericana.

Este frente tectónico activo genera eventos sísmicos que van a suponer la creación de frentes de ondas elásticas las cuales transmitirán la energía liberada en los hipocentros hacia las diferentes capas del terreno en superficie. Esto proporcionará aceleraciones y movimientos dinámicos de los materiales geológicos donde se encuentra la estructura que se está diseñando en este estudio.

El resultado puede ser la consiguiente posibilidad de afección a la misma en términos de daños, fallas o incluso colapso en el caso que se diese un gran sismo. Los resultados de la investigación sismorresistente se adjuntan en el anexo correspondiente.

### 1.2. Antecedentes.

La geodinámica del Noroeste de América del Sur está condicionada por la interacción de las placas del Caribe, Nazca y suramericana y la microplaca de Panamá. De esta forma el control estructural y la disposición de los terrenos se ubicarán oblicuamente a los vectores de compresión máximos resultantes de la acción de choque entre las mencionadas placas.

El levantamiento andino en el Ecuador es el resultado de la subducción de la placa de Nazca (con dirección de buzamiento N 81 E), bajo la placa sudamericana. El empuje de la placa de Nazca está controlado y retenido por la línea de subducción que engloba los materiales sedimentarios de la plataforma marina. Como producto de este empuje la mencionada interfaz se deforma dinámicamente de forma elástico-plástica o con fluencia y en muchos de sus casos con la ruptura de materiales lo cual generará sismos. Además, transmite la compresión al continente, lo que deviene en una serie de fallas regionales continentales que se constituyen en fuentes potenciales de epicentros sísmicos del tipo cortical e intraplaca.

## 2. Sismotectónica.

### 2.1. Aspectos generales.

Los fallamientos regionales principales en el Ecuador se extienden en sentido Andino, entre NE – SW y NNE – SSW, pequeñas estructuras que varían en dirección corresponden a bifurcaciones de estas (sentidos NW-SE y NNW – SSE) y permiten el drenaje hacia el Pacífico y Atlántico.

Las estructuras regionales que nacen en el Golfo de Guayaquil se proyectan hacia el Norte de Colombia, se constituyen en potenciales fuentes generadoras de sismos asociados a dislocamientos corticales. A continuación, se incluye las estructuras regionales que cruzan parte del Ecuador continental:

- Falla Guayaquil – Pallatanga – Chingual y su extensión en Colombia con las fallas dextrales Argelicias.
- Sutura de Peltetec y su extensión en Colombia con las fallas Cauca – Patía.
- Sistema de fallas inversas del frente subandino.

Estos sistemas de fallas regionales se constituyen en límites de las fajas que componen la cordillera de los Andes y son el resultado de antiguos procesos de subducción y de diversos estados compresivos. En la actualidad, estos sistemas de fallas están sometidos a esfuerzos compresivos resultantes de la subducción cuaternaria, los que ha derivado en diversos estados compresivos, conforme a la dirección de los vectores de empuje y la disposición de las fallas regionales.

Con el propósito de conocer los mecanismos de subducción, sus direcciones de avance y velocidades de convergencia de la placa oceánica de Naca, se consultó un artículo de Tectonophysics, cuya síntesis se mencionan en los siguientes párrafos:

- “El control de mediciones mediante el uso de sistemas de posicionamiento geográfico (GPS), en América del Sur y Central, demuestran que la placa oceánica de Nazca converge “activa y rápidamente” bajo la estable suramericana (Freymueller et al.,1993; Trenkamp et al., 2002).
- La convergencia de la placa de Nazca aproximadamente se subduce con un ángulo oblicuo a la línea de trincheras en Ecuador, con un vector principal de empuje con dirección N 81 E. La velocidad de subducción está en el orden de 70 mm al año, y es controlada y bloqueada por el interfaz de subducción, causando una deformación elástico- plástica de la capa superficial, con la fluencia, ruptura de materiales y la liberación de energía con la generación de terremotos”.

La deformación de los materiales continentales en los diversos terrenos, sus límites estructurales fallados y la generación de sismos representan los estadios finales del proceso de subducción.

La generación de fallas, resultado de la compresión en el Ecuador, ha estructurado fallamientos regionales que pueden ser seguidos desde el golfo de Guayaquil y que avanzan hasta Colombia. Estos fallamientos regionales, sus bifurcaciones y el actual arco volcánico se constituyen en focos potenciales de hipocentros sísmicos.

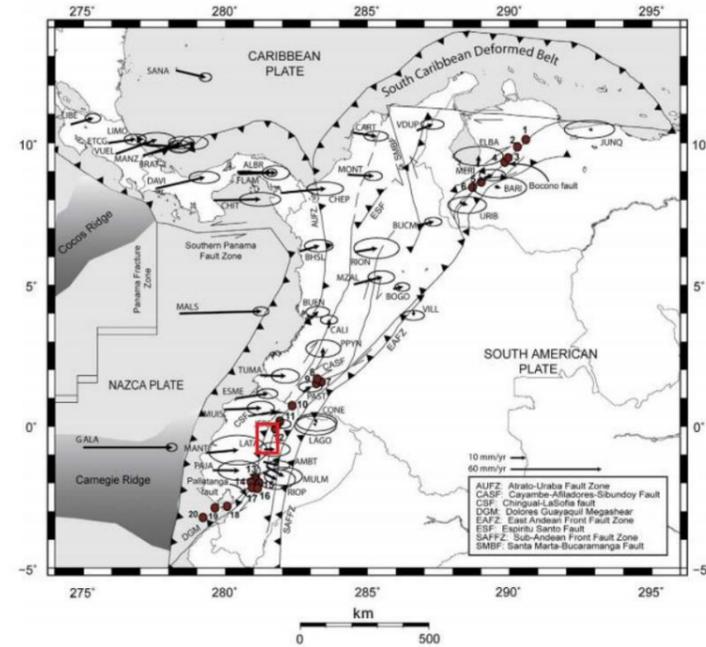


Figura 1. Mapa estructural del noroeste de América del Sur. En recuadro rojo, la zona de estudio. Fuente: Obi Egbue, James Kellogg.2010. Pleistocene to Present North Andean "escape". Tectonophysis. ELSEVIER.

La falla con posible incidencia en el proyecto es la Falla Pallatanga. Ésta se extiende desde el golfo de Guayaquil a lo largo del borde Oriental de la cordillera Occidental, avanzando hacia el Norte unos 200 km, cerca del Chimborazo en el valle del río Pangor. Su tasa de movimiento está establecida entre unos 3.6 +/- 4 mm por año (Winter and Lavenu.1993). La falla de Riobamba (1797) se relaciona con esta falla.

## 2.2. Orientación del campo tensional regional.

Los mecanismos focales para los terremotos con magnitudes superiores a 4 de los Andes del norte son en general bimodales, con direcciones de los máximos esfuerzos de compresión entre NW – SE y ENE – WSW. Esta última está asociada con la convergencia y subducción de la placa de Nazca bajo la suramericana.

Varios terremotos están en consonancia con las estructuras transcurrentes regionales, en Ecuador y en Colombia, donde las rupturas frágiles inducen movimientos verticales rápidos asociados con la orogenia y desplazamientos laterales con componentes dextrales.

Estas estructuras en el Ecuador se inician en el Golfo de Guayaquil y se extienden a lo largo del Ecuador a través de las fallas de Pallatanga, Chingual La Sofía, Cayambe – Afiladores – Subundoy, entre otras y sus ramificaciones en Colombia.

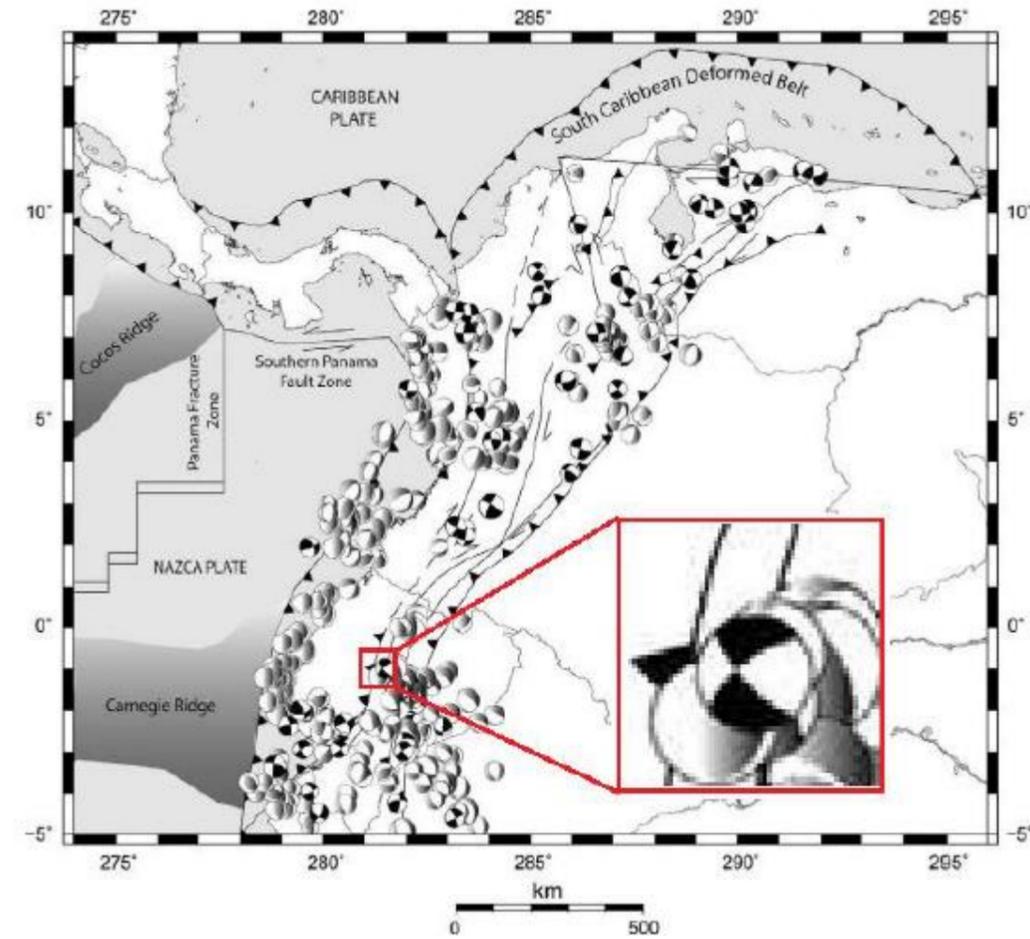


Figura 2. Mecanismos focales de terremotos. En recuadro rojo zona de estudio, Fuente: Obi Egbue, James Kellogg. 2010. Pleistocene to Present North Andean "escape". Teconophysis. ELSEVIER

## 2.3. Sismicidad histórica.

En el Ecuador el registro de terremotos, antes de la aparición de los instrumentos de medida, data del año 1.541 hasta la segunda década del siglo XX y contenían crónicas sobre los efectos y daños ocasionados en las poblaciones y al medio físico.

Este último por los datos de movimientos en masa, represamientos, hundimientos registrados en textos a través de la historia.

Conforme a las investigaciones efectuadas por Egred (1988), a continuación, incluimos en la Tabla 1 las crónicas de los eventos sísmicos históricos con epicentro próximo a la zona estudiada.

Fecha	Ubicación	Descripción
6/12/1736	Terremoto que afectó a poblaciones de la provincia de Cotopaxi	Daños graves en casas e iglesias de Pujilí, Saquisilí y el resto de los pueblos de la comarca. Muchas haciendas afectadas. Estragos menores en Latacunga. En Quito daños moderados en la iglesia de Santo Domingo. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
28/04/1755	Terremoto en Quito	Graves daños en edificios públicos y casas particulares de Quito. La Catedral fue la iglesia más golpeada; las otras tuvieron daños severos. Graves afectaciones en pueblos situados en las cinco leguas de la jurisdicción de Quito. Réplicas en las siguientes ocho semanas. Algunos muertos. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
22/02/1757	Gran terremoto de Latacunga y su jurisdicción	Gran terremoto de Latacunga y su jurisdicción. Destrucción de iglesias y casas en la ciudad y en los pueblos vecinos. Efectos considerables en Tungurahua. Murieron más de 4.000 personas. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
3/04/1768	Terremoto en Quito	Sismo sentido fuertemente en la capital ecuatoriana. Daños moderados en la iglesia de La Merced. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
25/08/1800	Terremoto que causó daños en Latacunga y Pujilí	Severos daños en casas e iglesia Mayor de Latacunga. Destrucción de obrajes, casa y haciendas en Pujilí. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
1/11/1802	Terremoto pequeño que afecta a Latacunga	Daños leves en Latacunga y pueblos vecinos. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
12/09/1906	Fuerte temblor en Latacunga	Se siente un fuerte sismo seguido de dos temblores menores. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>

Tabla 1 Información macrosísmica. Crónicas de Egred, 1988. Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/recursos/linea-de-tiempo.html>. Egred, 1988.

Fecha	Ubicación	Descripción
31/05/1914	Violento movimiento sísmico en la provincia de Pichincha, acompañado de ruidos subterráneos	Violento movimiento sísmico en la provincia de Pichincha, acompañado de ruidos subterráneos. Por el Sur sentido hasta Cuenca y por el Norte hasta Ibarra. Muchas casas destruidas en un poblado a 33 km del Pullurima. En el monte Pullurima y en los alrededores del volcán Antisana hubo eyecciones de lodo, arena y agua (licuefacciones) provenientes de cratércitos o grietas formadas a causa del sismo. Considerables corrientes de cieno bajaron por cuatro riachuelos del Pullurima. El aluvión de greda negra alcanzó 2 m de alto. Deslizamientos en laderas del Pullurima y otros cerros aledaños. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
06/04/1922	Terremoto ocasiona daños en la ciudad de Quito y desprendimiento de las paredes del cráter del Guagua Pichincha	Sismo muy fuerte en Quito. Desprendimientos en las paredes del cráter del Guagua Pichincha. Destrucción parcial de muchas casas y en algunos casos colapso total. Un gran número quedó inhabitable. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
05/02/1929	Sismo destructor en la zona rural del valle de Los Chillos	Sismo destructor en la zona rural del valle de Los Chillos. Colapso de algunas casas, principalmente las de adobe, mientras otras quedaron inhabitables. Algunos heridos. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
19/05/1923	Fuerte sismo produce daños en Quito	Fuerte sismo afecta únicamente a Quito, donde se produjeron daños en edificios públicos, iglesias y casas. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
25/07/1929	Terremoto afectó a poblaciones de Pichincha	Casas de sectores rurales de la provincia de Pichincha destruidas total o parcialmente. Graves daños en casas de cal y ladrillo. Afectadas seriamente las torres de las iglesias. Los mayores quebrantos se presentaron en la población de Murco, donde se cayeron por completo 46 casas y las restantes quedaron en muy mal estado. Desde Tambillo la carretera sufrió serios efectos a causa de los derrumbes y deterioro de los puentes. Ocho muertos. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
04/08/1929	Fuerte réplica del sismo de 25 de julio de 1929	Fuerte réplica del sismo de 25 de julio de 1929. Incremento de daños. Cuatro casas terminaron de colapsar.
16/07/1931	Terremoto que afectó a poblaciones de la provincia de Cotopaxi	Fuerte sismo muy localizado entre Latacunga y San Felipe, las únicas localidades donde ocurrieron daños moderados. Deslizamientos en taludes y laderas de material arenoso. En San Felipe murió una persona a causa del deslizamiento de una peña. Ruidos subterráneos. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
18/05/1933	Sismo en las cercanías de Quito que produce daños leves y un deslave en la misma ciudad	Daños leves en Quito. En el barrio Toctiuco se derrumbó una peña con gran cantidad de árboles formándose un deslave que llegó hasta el centro de la ciudad. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>

Tabla 2 Información macrosísmica. Crónicas de Egred, 1988. Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/recursos/linea-de-tiempo.html>. Egred, 1988.

Fecha	Ubicación	Descripción
10/08/1938	Terremoto en el Valle de los Chillos, en Pichincha	Terremoto en el Valle de los Chillos, en Pichincha. El área macrosísmica se circunscribió a un sector relativamente reducido del valle. Muchas casas de ladrillo resultaron con daños severos y muchas casas de adobe se destruyeron por completo. Al ser una zona prolifera en aguas termales, en algunos lugares brotaron nuevas fuentes, otras aumentaron o disminuyeron su caudal o desaparecieron. Grandes y abundantes grietas en el terreno. Deslizamientos en cerros y taludes. Ruidos subterráneos. Quedó flotando en el ambiente un olor a azufre, en especial en la zona de El Tingo. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
15/09/1944	Terremoto que destruyó Pastocalle	Destrucción parcial o total de casas de adobe y tapia, en sectores rurales. Caen algunas torres de iglesias y quedan averiadas las paredes. Destrucción de tapias de cerramiento. Colapsan cubiertas. La destrucción fue notable en Pastocalle. Se dijo que la población fue reubicada un kilómetro más abajo. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
21/08/1957	Pequeño terremoto que afectó la zona de Mulaló	Pequeño terremoto en el norte la provincia de Cotopaxi, que afectó principalmente a Mulaló. Efectos en una zona muy restringida. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
11/11/1962	Temblores se sienten en poblaciones de la provincia de Cotopaxi	Temblores y grandes asentamientos de tierra en Cuturivies. Muchos temblores sentidos causaron alarma general en las poblaciones. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
12/09/1962	Temblores causa daños en la provincia de Cotopaxi	Grandes derrumbes y temblores en Nagsiche e Ilimpungo. Daños leves en San Miguel de Salcedo. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
09/06/1964	Sismo en Santo Domingo de los Colorados	Sismo muy local en Santo Domingo de los Colorados (actual Santo Domingo de los Tsáchilas), único lugar en el que hubo daños en algunas casas. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
17/12/1969	Terremoto pequeño en la provincia de Cotopaxi	Daños leves en la provincia de Cotopaxi. Daños moderados en la iglesia de Santo Domingo de Quito. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
06/10/1976	Terremoto en Pastocalle, provincia de Cotopaxi	El terremoto causó graves daños en sectores rurales de la provincia de Cotopaxi, donde predominaban las construcciones de adobe, bareque y tapia. Pequeñas licuefacciones. Deslizamientos de taludes de regular magnitud. Grietas pequeñas en el terreno. 10 muertos. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
29/11/1976	Terremoto con epicentro en el límite de las provincias de Pichincha y Cotopaxi	Terremoto con epicentro en el límite de las provincias de Pichincha y Cotopaxi. Destrucción parcial de casas de adobe o tapia. Pequeños deslizamientos de laderas y taludes. Área macrosísmica muy restringida en la zona rural. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>
11/08/1990	Pequeño terremoto en la provincia de Pichincha	Pequeño terremoto que causó daños de poca consideración en poblaciones del norte de Quito. En el resto de la provincia fue sentido con gran intensidad. <i>Investigación realizada por José Egred A.</i>

Tabla 3 Información macrosísmica. Crónicas de Egred, 1988. Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/recursos/linea-de-tiempo.html>. Egred, 1988.

## 2.4. Fallamiento local.

### 2.4.1. Generalidades.

Para una adecuada comprensión de la tectónica de la zona y de su estructura a continuación se describirán los sistemas de fallas del área y de sus proximidades:

- Fallas del sistema transcurrente dextral y sinextral, relacionado con el movimiento hacia el NNE del bloque nor-andino noroccidental
- Sistemas de fallas cuaternarias, reactivadas a partir de discontinuidades antiguas, que separan los grandes conjuntos litológicos del país.

### 2.4.2. Fallas del sistema transcurrente dextral.

El sistema transcurrente dextral está representado por la falla Afiladores (Colombia) y Chingual (Ecuador), esta última se ramifica en diferentes segmentos oblicuos a los Andes, dirigiéndose hacia el golfo de Guayaquil.

De este sistema se conjugan sistemas transcurrentes sinestrales menores con dirección NW – SE. En el sector de Tandapi se presentan algunos rasgos morfológicos de falla que controlan los escarpes y colinas desplazadas en la margen derecha del río Pilatón.

El área del proyecto, en el mapa sismotectónico del Ecuador, se sitúa en la zona A, Zona de Fallas Transcurrentes, caracterizada por fallas superficiales de ese tipo, transcurrente, y por sistemas de fallas inversas. Es una zona con registro sísmico alto, predominantemente cortical.

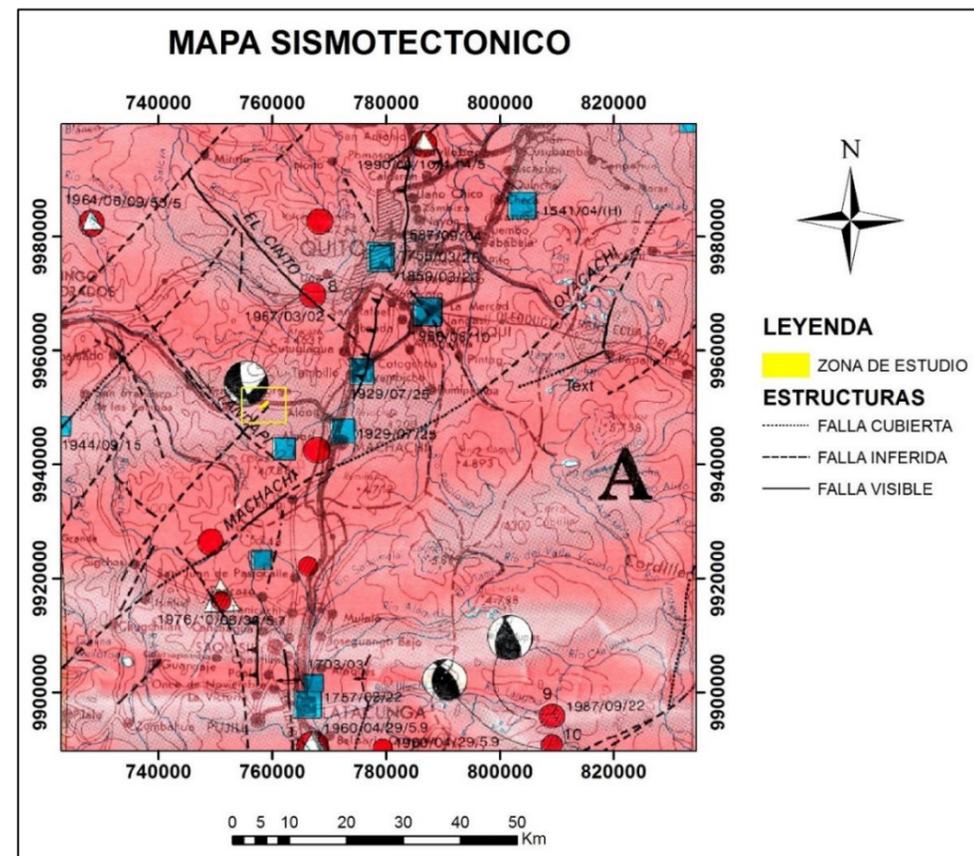


Figura 3. Mapa sismotectónico de Ecuador. Área de Proyecto. Fuente: Dirección Nacional de Defensa Civil. 1991. Mapa sismotectónico del Ecuador. E: 1:1 000 000. Escuela Politécnica del Ejército. Quito, Ecuador.

Así, por ejemplo, la solución del mecanismo focal del epicentro sísmico del terremoto de fecha 2 de marzo de 1967, asociado a la falla de El Cinto, al norte del área del proyecto, se relaciona con una falla transcurrente sinextral.

En este contexto el área del proyecto se dispone en un régimen compresivo con desplazamiento lateral dextral principal con una dirección aproximada N30°E, al cual se conjugan fallas oblicuas y transversales posiblemente sinestrales. Es previsible que se presenten cabalgamientos en dirección similar a las fallas transversales. No se han podido observar zonas extensionales, sin embargo, se presentan lineamientos en los bordes de las laderas (lado norte del proyecto) los cuales pueden responder a distensiones.

### 2.4.3. Sistema de fallas cuaternarias.

De la memoria y del Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarios del Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes, 2003, se extrajo una breve síntesis de las estructuras próximas al proyecto, conforme se expone a continuación:

- EC-30, Falla El Cinto (se desarrolla al norte del área del proyecto). Esta falla afecta los depósitos cuaternarios de los volcanes Pichincha y Atacazo. Longitud aproximada 20.4 km. Rumbo promedio: N43°W +/-13°. Desplazamiento lateral (sinextral). Presenta dos secciones denominadas: Guayacan (EC-30) y del río Cinto (EC-30B).
- EC-32, Falla Tandapi (situada en el lado occidental del área del proyecto). Esta falla controla el curso derecho del río Pilatón a lo largo del cual se presentan cuatro niveles de terrazas aluviales y de flujo piroclásticos del volcán Ninahuilca que han sido preservados. Las terrazas aluviales parecen ser cortadas por la falla. Cizallas de tipo Riedel, con orientación N-S, probablemente con sentido de movimiento inverso caracterizando la parte norte de la falla. La parte sur de la misma está limitada por el lineamiento Chisinche (Egüez and Yepes, 1994). La falla forma escarpes y estanques pandeados en terrazas aluviales, corta los sedimentos aluviales y controla la dirección de los drenajes. Longitud: 16,1km, sentido promedio: N37°W +/-8°, sentido de movimiento: desplazamiento lateral (sinextral). Rango de movimiento: 1 – 5 mm/año. Presenta un movimiento joven que se refiere con la alta tasa de deslizamiento.
- EC-35, Falla Machachi (ubicada al oriente del área del proyecto). Soulas y otros (1991) identificaron la falla por primera vez y se refirieron a ella como una parte del sistema Chingual-Pallatanga. Esta falla disturba depósitos de cangahua (loess) del Pleistoceno tardío, y piedra pómez y ceniza cuaternarias del volcán Cotopaxi. Se puede observar claramente en el flanco noroeste del volcán Rumiñahui. Dispone de un movimiento dextral y a lo largo de la falla forma crestas de presión y menores elevaciones asociadas a fallas inversas y normales de entidad inferior. Longitud: 33,4 km, sentido del movimiento promedio: N60°E +/-12°, sentido del movimiento: dextral. Rango de movimiento: probablemente 1 mm al año.

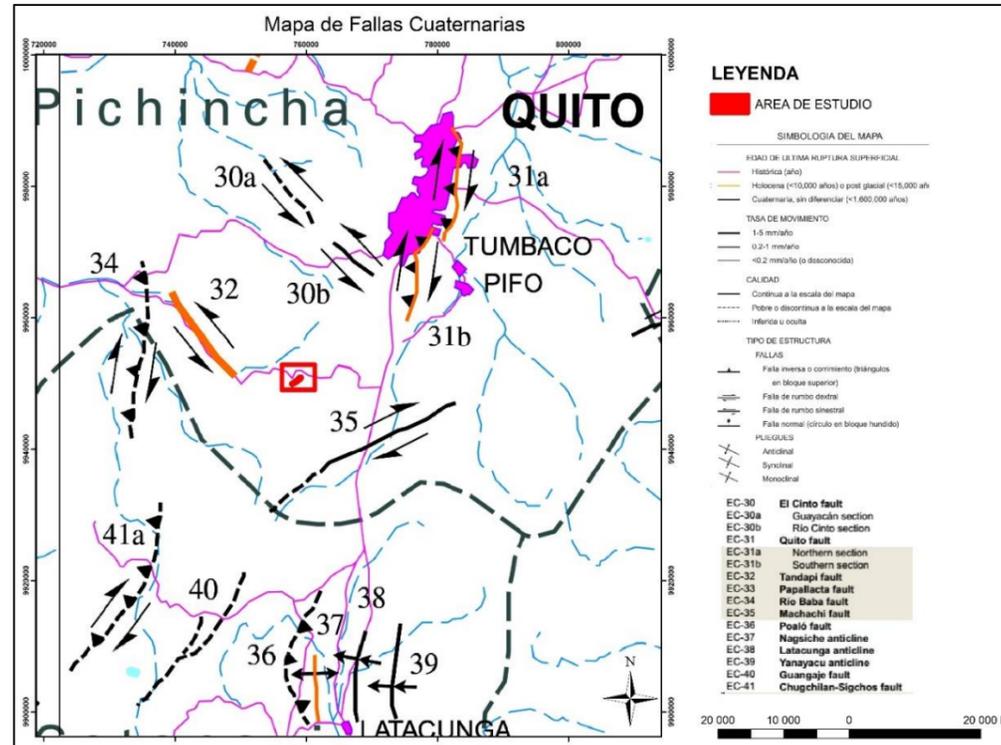


Figura 4. Fallas cuaternarias próximas al área de investigación. Fuente: Mapas de Fallas y Pliegues de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes. E: 1:1 250 000. 2003

## 2.5. Registro sísmico instrumental.

El monitoreo de la sismicidad mediante métodos instrumentales en el Ecuador se realiza utilizando la Red Nacional de Sismógrafos (RENSIG) y Acelerógrafos, conformada por 42 estaciones sísmicas telemétricas de uno y de tres componentes de período corto y mediante 10 acelerógrafos. De la red se obtuvieron datos a partir de la década de los setenta con un monitoreo sísmico permanente de 24 horas al día a lo largo de todo el año. Esta red, también registra eventos sísmicos de origen tectónico y volcánico.

La distribución de los sismos en la sierra central es caótica y no marcan una tendencia clara en el espacio, probablemente estén asociados a estructuras tectónicas regionales y a sus bifurcaciones. Los eventos sísmicos registrados por la red RENSIG, incluye sismos con magnitudes variables, siendo los mayores originados en la placa oceánica.

La sismicidad cortical que afecta al bloque por efectos de la subducción son los más abundantes, aunque no en cuanto a magnitud. En general presentan magnitudes menores a 5 grados y solamente pocos sismos muestran magnitudes que superan este valor máximo

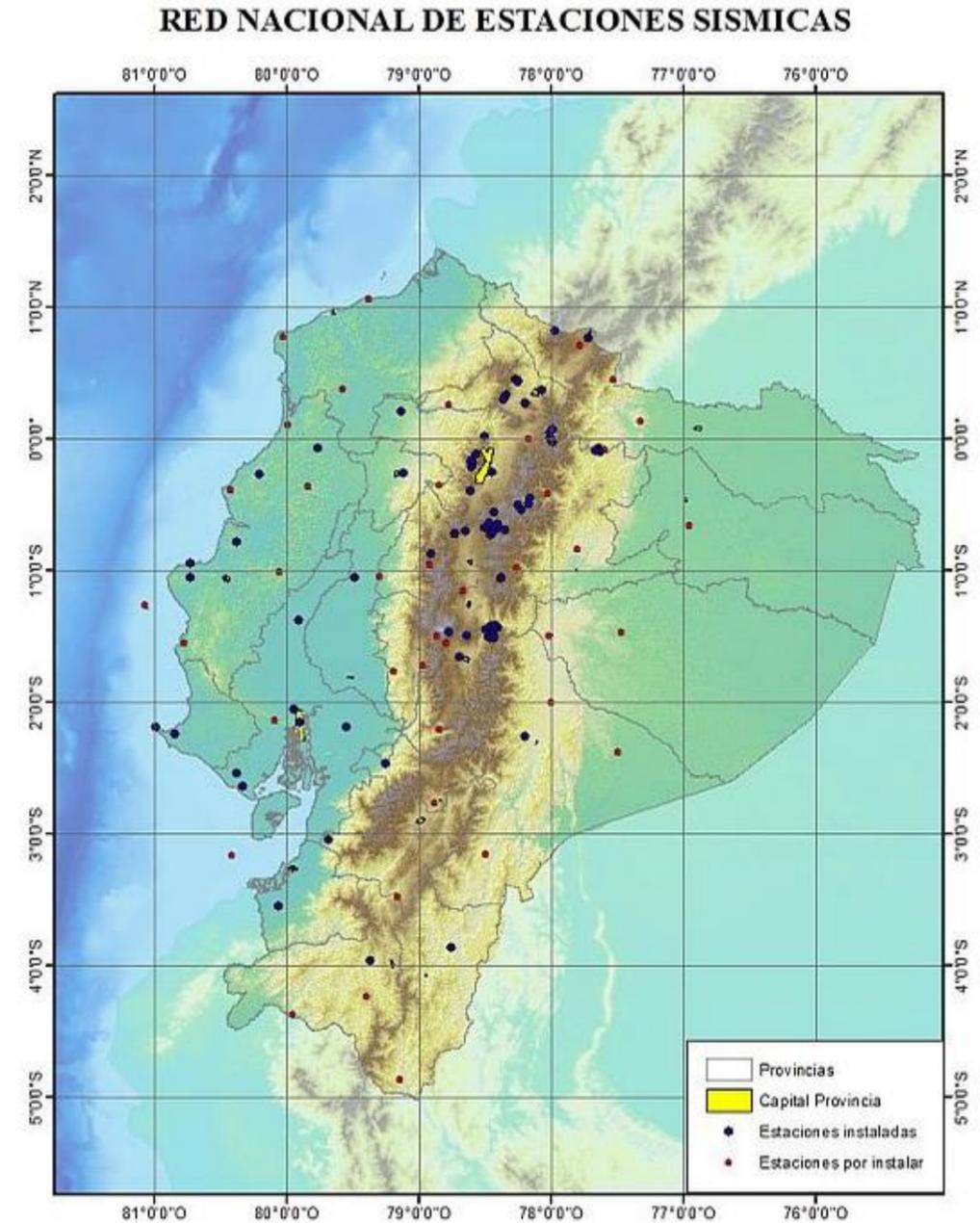


Figura 5. Mapa de distribución de las estaciones que conforman la RENSIG. Fuente: <http://igepe.edu.ec/sisms/red-nacional-de-sismografos-rensig.html> .

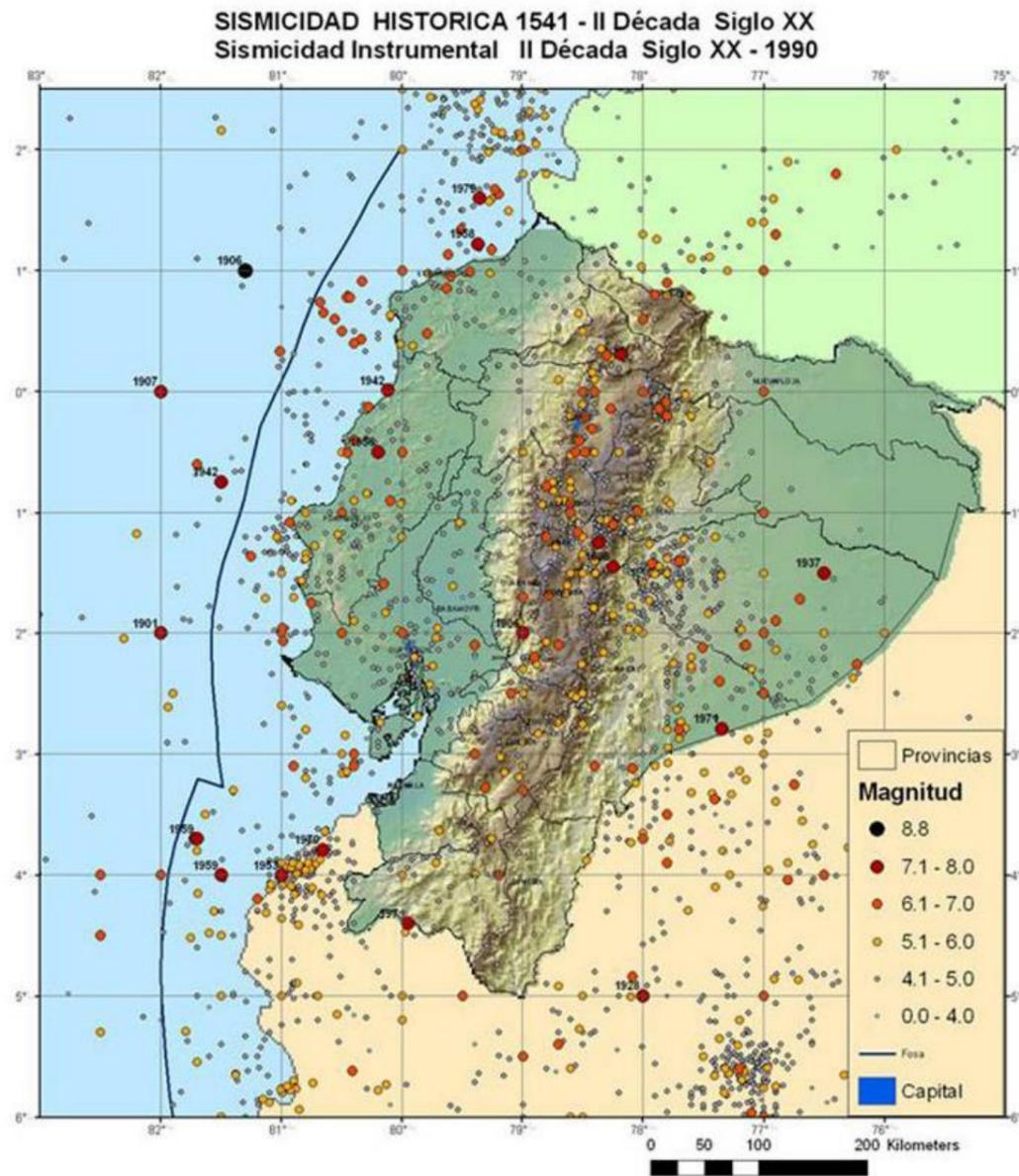


Figura 6. Mapa de sismicidad histórica e instrumental en el Ecuador. Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/historica.html>.

A continuación, se presentan los mapas con epicentros sísmicos ocurridos entre 1990 y 2013 en el entorno de la zona de trabajo.

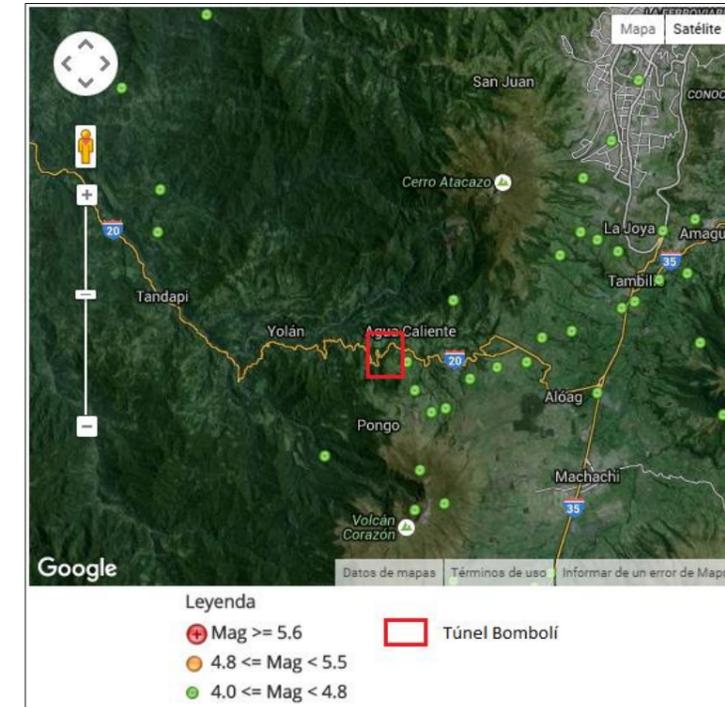


Figura 7. Mapa de sismicidad desde 1990 a 2009, próxima a la zona de estudio. En recuadro rojo la zona de estudio. Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/historica.html>.

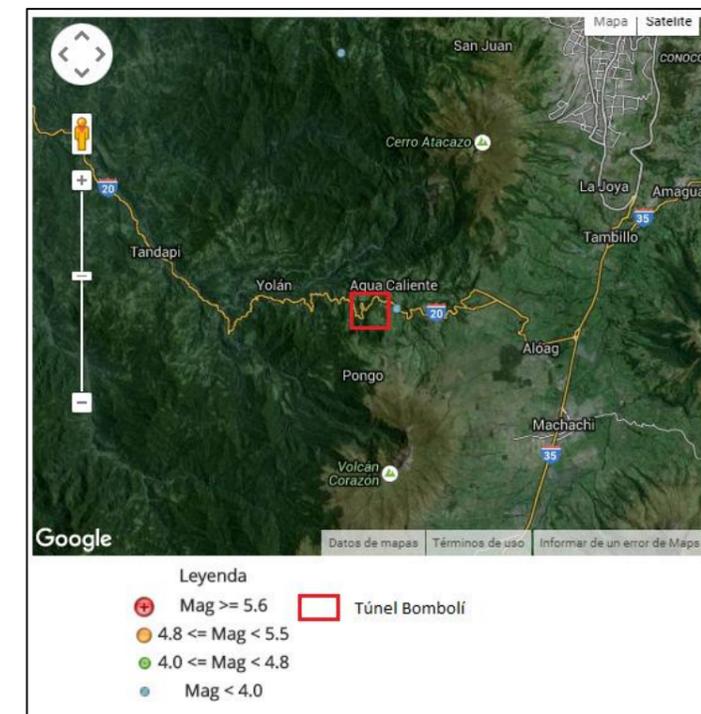


Figura 8. Mapa de sismicidad, año 2011, próxima a la zona de estudio. Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/historica.html>.

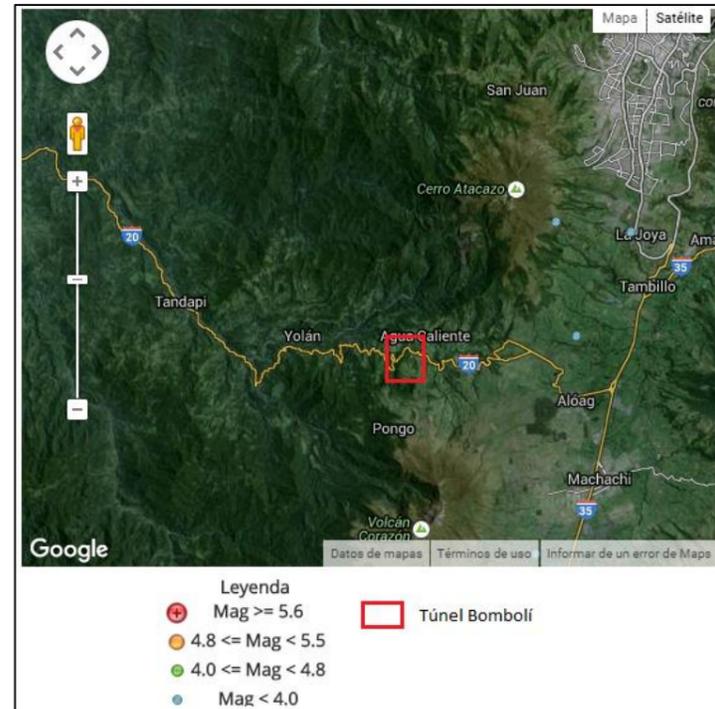


Figura 9. Mapa de sismicidad, año 2012, próxima a la zona de estudio. En recuadro la zona de estudio. Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/historica.html>

En los años 2010 y 2013, no se generaron sismos en el área de estudio. Entre 1990 y 2009 se desarrollaron sismos corticales con magnitudes comprendidas entre 4 y 4.8 en la escala de Richter. En el 2011 y 2012 se generaron sismos con magnitudes menores a 4.

### 3. Normativa sismorresistente en Ecuador.

#### 3.1. Generalidades.

Los criterios aplicados en el diseño del mapa sísmico que se acompaña son los eventos sísmicos del Ecuador registrados por RENSIG, tanto corticales como de subducción, junto con los mecanismos focales y la evaluación de los principales eventos históricos, reconociendo el hecho de que la subducción es la principal fuente generadora de energía. El mismo se presenta en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en el capítulo 2 del Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente. Código NEC-SE-DS, 2014

En el Ecuador se han determinado seis zonas sísmicas caracterizadas por el factor de valor Z. El valor Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño y expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, tal y como se hace en la normativa española, NCSE-02 (Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación) con la aceleración sísmica básica, definida en el punto 2.1 de la misma norma. El mapa que se presenta a continuación sería el equivalente al presentado en la NCSE-02 capítulo 2.2. Aceleración sísmica de cálculo.

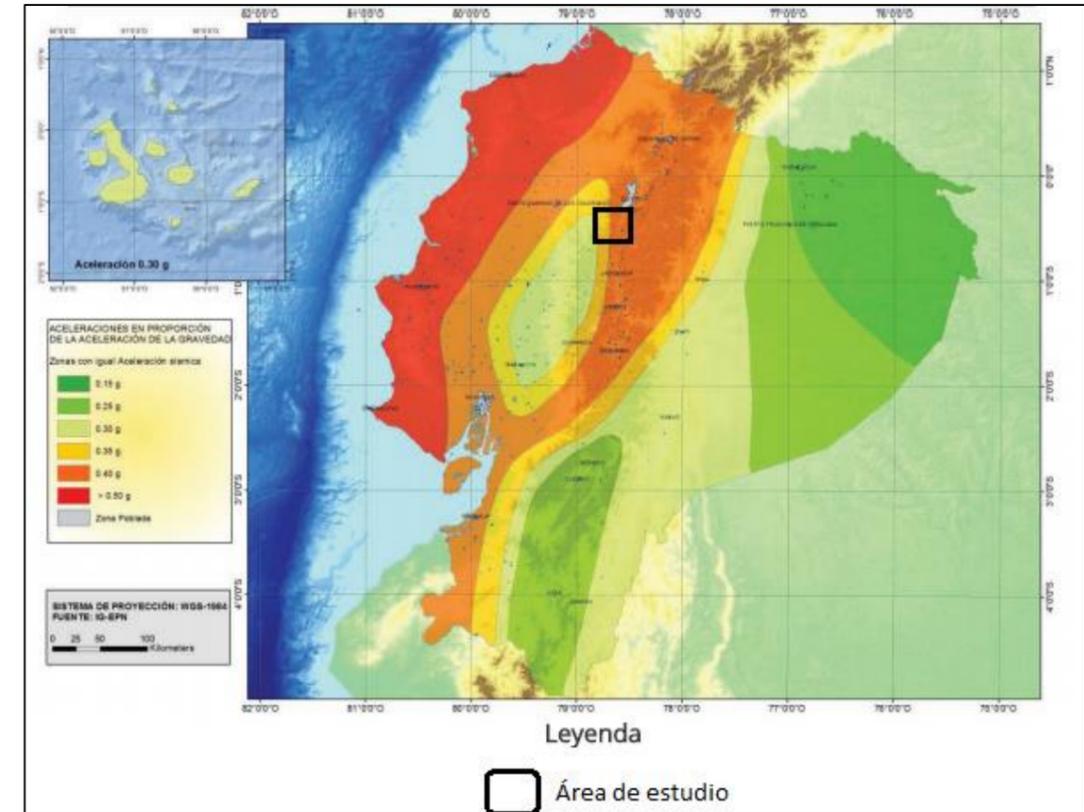


Figura 10. Mapa de zonificación del factor Z. Fuente: Norma NEC-14, Capítulo 2. Peligro sísmico y requisitos de diseño sísmicos resistentes. Norma ecuatoriana de la construcción, 2014.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 4. Valores del factor Z.

Para la zona estudiada, el valor de aceleración o factor Z corresponde a la Zona V, con un valor Z= 0.4g. Sin embargo, Aguiar Falconí (2008), considera que esta aceleración es excesivamente conservadora y que eleva, como mínimo, 0.05g la esperada para la zona V. Conociendo este dato, para obras de carácter general y no especial, o de alta ocupación, se recomienda en muchas publicaciones el empleo de 0.35g como referencia para esta zona.

### 3.2. Valoración de la intensidad sísmica con la profundidad.

Es un hecho que la intensidad sísmica disminuye conforme se alcanza mayor profundidad, si demostración experimental radica en el sismo que costó la vida de 242 000 personas en China, año 1976.

Su epicentro se situó en una zona minera, mientras se desarrollaba su temblor, se encontraban trabajando 10 000 mineros. Se había contrastado que los accidentes graves en el interior eran poco frecuentes comparados con los que se producían en el exterior. El descenso de la intensidad con la profundidad de dicho sismo pudo ser evaluado mediante una encuesta a los trabajadores.

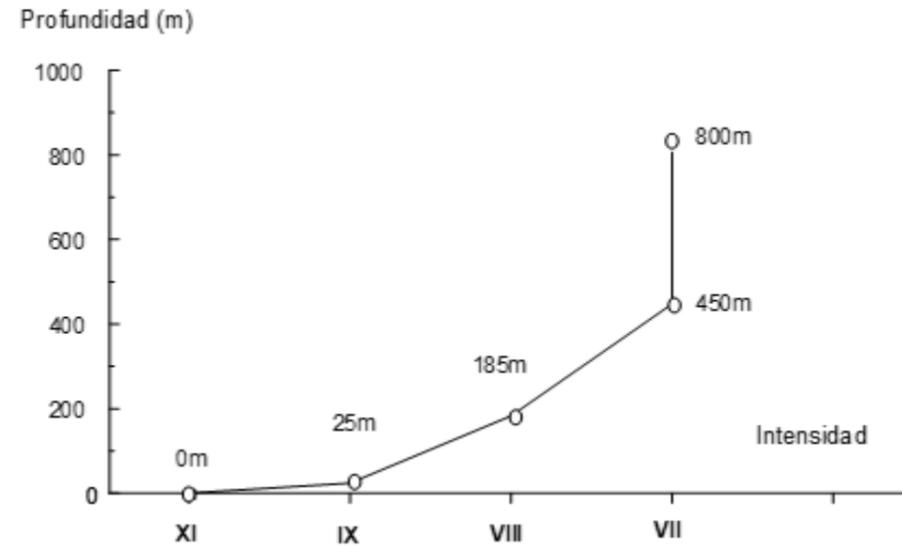


Figura 11. Gráfica intensidad sísmica-profundidad en el terremoto de 1976 con epicentro en la mina de Tangsham (China). Fuente: Lee,1987.

De la figura anterior se puede obtener que, a partir de los 450 metros de profundidad, no se incrementó la intensidad sísmica, y que la variación entre esta profundidad a la superficie sigue una ley no lineal. Los incrementos locales de intensidad en el interior se relacionaron con la proximidad de fallas.

Así pues, en el túnel objeto de este Proyecto, la disminución de la intensidad sería de aproximadamente dos valores. Es decir, como la máxima intensidad Mercalli Modificada es de IX, en el interior del túnel podría llegar a ser de VII.

### 3.3. Curvas de peligro sísmico.

Para definir los niveles de aceleración sísmica esperada en roca, se adjunta la curva de peligro sísmico para Quito, a diferentes periodos estructurales, donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica del terreno (PGA), con un nivel de probabilidad anual de excedencia.

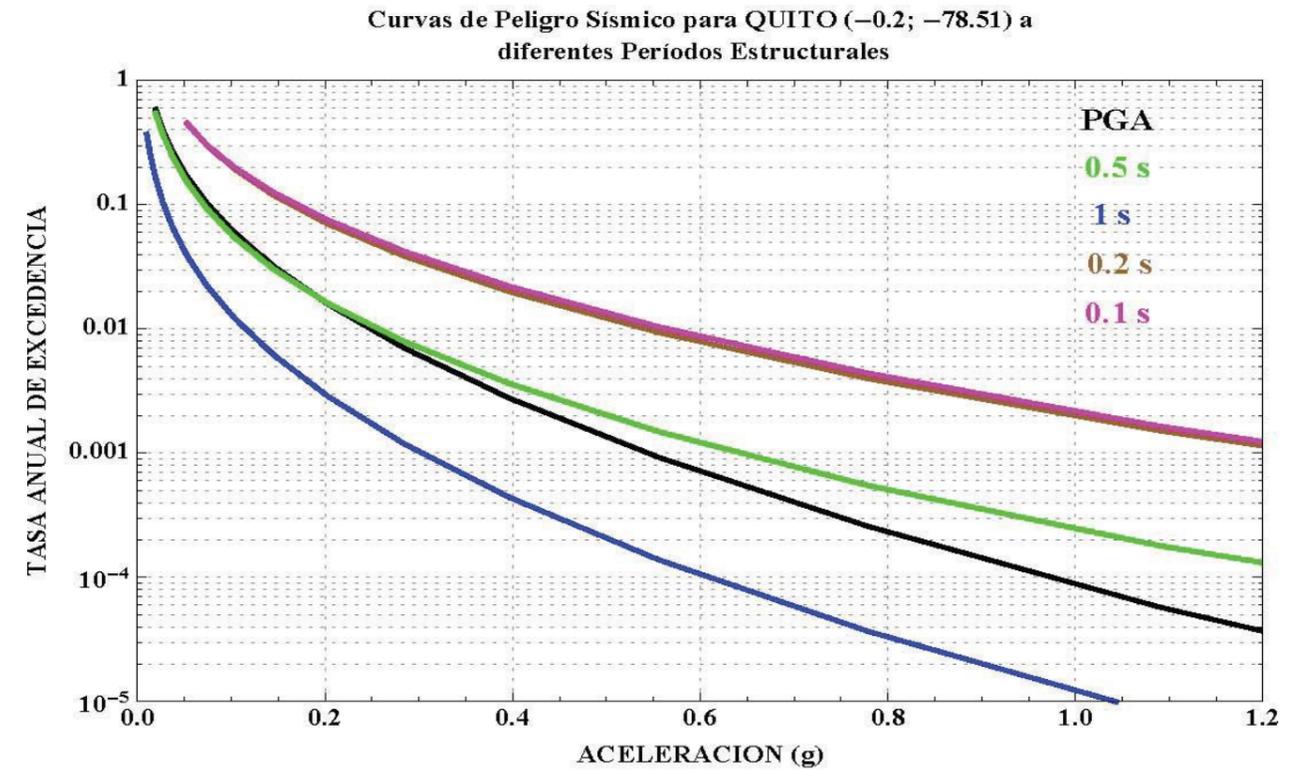


Figura 12. Curvas de peligro sísmico para Quito. Fuente: NEC, Capítulo 10.4. Curvas de peligro sísmico. Norma Ecuatoriana de la construcción

### 3.4. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

Para la elección de los parámetros utilizados en función de la tipología del suelo se ha realizado gracias a la consideración de los seis tipos de perfil de suelos definidos en el capítulo 3.2., del NEC (2014).

PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ ; $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ ; $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ ; $w \geq 40\%$ ; $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo Requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Tabla 5. Clasificación de los perfiles del suelo. Fuente: NEC (2014). Capítulo 3.2. Geología Local.

### 3.5. Coeficientes del perfil del suelo.

Los factores de sitio  $F_a$  y  $F_d$ , son dependientes de la tipología del suelo, mientras que el factor  $F_s$ , tiene en cuenta el comportamiento no lineal del suelo. A continuación, se adjuntan extractos de los factores descritos en la NEC-2014.

- Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto ( $F_a$ ): “Amplifica las zonas ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para el diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio”. Sus valores se adjuntan en la siguiente tabla.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a> En NEC 2014					

Tabla 6. Tipología de suelo y factores de sitio  $F_a$ . Fuente: NEC-2014. Capítulo 3.2. Geología Local.

- Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca ( $F_d$ ): “Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio”. Sus valores se presentan en la siguiente tabla.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a> En NEC 2014					

Tabla 7. Tipología de suelo y factores de sitio  $F_d$ . Fuente: NEC-2014. Capítulo 3.2. Geología Local.

➤ Comportamiento no lineal de los suelos (Fs): “Consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos”.

Sus valores se adjuntan en la siguiente tabla:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 En NEC 2014					

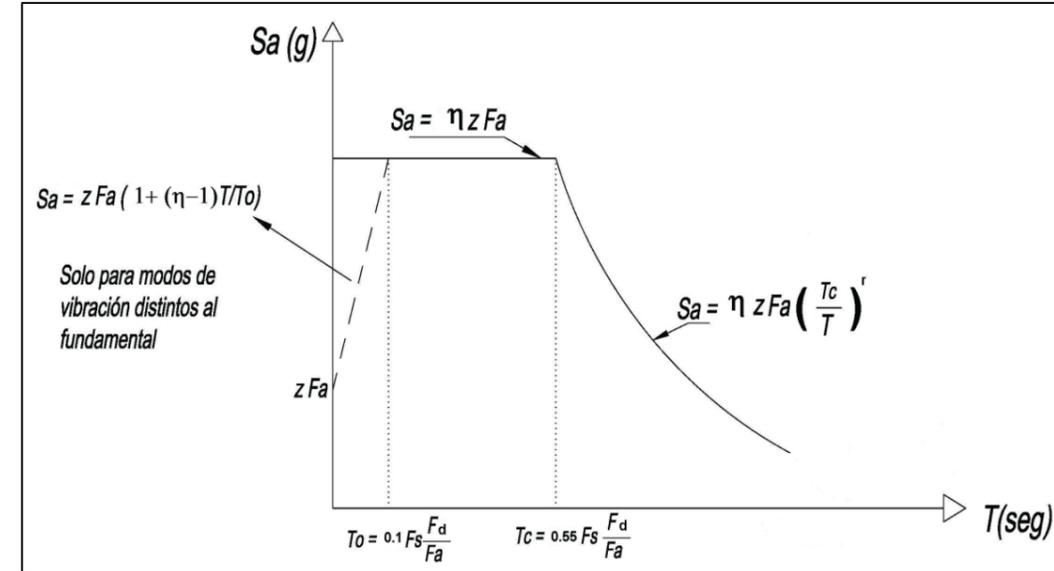


Figura 13. Espectro de diseño elástico de aceleraciones. Fuente: Cap. 3. Peligro sísmico de Ecuador y efectos sísmicos locales. Norma Ecuatoriana de la construcción, 2014.

Tabla 8. Tipología de suelo y factores de comportamiento inelástico del suelo Fs. Fuente: NEC-2014. Capítulo 3.2. Geología Local.

$$S_a(g) = z F_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right) \quad T < T_0$$

$$S_a(g) = \eta z F_a \quad T_0 < T < T_c$$

$$S_a(g) = \eta z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad T > T_c$$

## 4. Espectros elásticos de diseño.

### 4.1. Introducción.

Del NEC 2014, numeral 3.3.1. y 3.3.2., se recogen los espectros elásticos de diseño, incluidos en los apartados a continuación.

### 4.2. Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad para el nivel del sismo de diseño. La forma del espectro de diseño para aceleraciones obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%. Para ello se diferencian dos rangos para los periodos de vibración estructural T.

Dónde:

- $S_a(g)$ : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (aceleración del suelo como una fracción de la gravedad),
- Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño (factor de zona sísmica),
- $F_a$ : Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto (factor de sitio dependiente del tipo de suelo),
- $F_d$ : Coeficiente de ampliación del suelo (factor de sitio dependiente del tipo de suelo),
- $F_s$ : Factor que toma en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, ante sismos severos,
- $T_0$ : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño,
- $T_c$ : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- $\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1s$ ) y el PGA (valor de la aceleración sísmica máxima del terreno, *Peak Ground Acceleration*) para el periodo de retorno seleccionado.
- r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.  $r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E, donde  $r = 1.5$  E.

Los periodos límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_0 = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Para el análisis de las ordenadas espectrales de peligro uniforme en roca para periodo de retorno de 475 años y, al normalizarlos, para la aceleración máxima del suelo z, se encontró que:

$$\eta = F_s * \frac{S_a}{z}$$

Dependiendo de la región, se recomiendan los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente.

En nuestro caso, nos encontramos con un valor de 2.60.

### 4.3. Espectro elástico de diseño en desplazamientos.

Para la definición del espectro de desplazamientos, se ha utilizado la Norma Ecuatoriana para la Construcción (NEC), 2014. Utilizando el espectro elástico de desplazamientos Sd (en metros), definido a partir del espectro de aceleraciones, de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad 0 < T \leq T_0$$

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 \quad T_0 < T \leq T_c$$

$$S_d = 0.38 Z F_d T \quad T_c < T \leq T_l$$

$$S_d = 0.38 Z F_d T_l \quad T > T_l$$

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad T_l = 2.4 F_d$$

Donde  $T_0$  y  $T_c$  son los mismos anteriormente definidos para el espectro elástico de aceleraciones mientras que  $T_l$  se define a partir de:

$$T_l = 2.4 * F_d$$

Donde  $T_l$  es el periodo límite de vibración utilizado para la definición del espectro de respuesta en desplazamientos. Los valores  $T_l$  para los perfiles de suelo tipo D y E, se limitarán a un valor máximo de 4 segundos en los espectros de desplazamiento. La distribución del espectro elástico de diseño de desplazamientos se muestra a continuación.

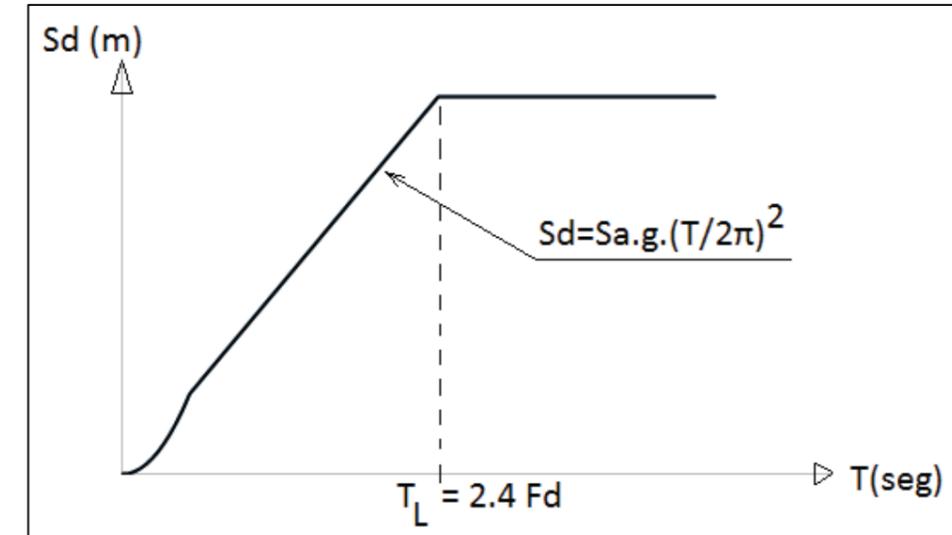


Figura 14. Espectro elástico de diseño de desplazamientos. Fuente: Cap. 3. Peligro sísmico de Ecuador y efectos sísmicos locales. Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014.

### 4.4. Combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales y dirección de aplicación.

#### 4.4.1. Combinación de las componentes horizontal

En la normativa NEC-2014, se indica que "Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura", dando como alternativa para el cálculo de los efectos ortogonales la fórmula:

$$E_h = \pm \sqrt{E_x^2 + E_y^2}$$

Dónde:

- E: Efectos del sismo.
- $E_h$ : Componente horizontal de la fuerza sísmica
- $E_x$ : Componente horizontal de la fuerza sísmica según el eje x
- $E_y$ : Componente horizontal de la fuerza sísmica según el eje y, perpendicular al eje x
- 

#### 4.4.2. Combinación de las componentes horizontales y vertical.

La NEC-2014, incluye respecto a la combinación de las componentes horizontales y vertical que: "Se combinarán las cargas sísmicas horizontales y verticales, cuando existan en volados o en el caso de edificaciones esencial o de ocupación especial, ubicadas en el campo cercano a una falla geológica. Los efectos E del sismo serán representados por la combinación de los 3 componentes de la fuerza sísmica tal como expuesto a seguir."

Incluyendo una fórmula donde se ve que los efectos del sismo serán iguales al sumatorio de las fuerzas horizontales y verticales.

#### 4.4.3. Coeficiente de importancia.

El diseño del túnel carretero estará sujeto al cumplimiento con lo establecido en la Norma NEC-2014, en la categorización de edificio y coeficiente de importancia (I), con un valor de 1.0. A continuación se muestra la clasificación establecida, donde por descarte se obtiene este coeficiente.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura 15. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: NEC-2014.

## 5. Investigaciones realizadas.

### 5.1. Aspectos previos.

El objetivo perseguido con esta investigación geofísica es determina el comportamiento del material geológico existente en la zona atravesada por el túnel ante la situación que éste se vea afectado por un movimiento sísmico de cualquier intensidad.

Se ha aplicado la técnica HVSR o medida de la variación de transmisión de la onda en varias direcciones, por medio de geófonos que miden las vibraciones en las 3 dimensiones. Esta técnica permite evaluar la vibración natural del terreno y la estimación de la  $VS_{30}$  del lugar. En este caso, no se puede determinar una relación directa entre el  $VS_{30}$  con la obra, debido a que el espesor del recubrimiento es mayor a 300 metros de media, a lo largo del todo el trazado, por lo que el análisis de la velocidad de la onda de cizallamiento no se ha implementado en el informe.

Las hipótesis de partida de esta técnica son:

- Concentración del contenido de frecuencia localizada, principalmente en aquellas de bajo valor absoluto (típicamente por debajo de los 20 Hz).

- Ausencia de fuentes de periodos y/o contenidos de altas frecuencias (las cuales deben ser descartadas en las mediciones o evitadas).
- Las fuentes de ruido se distribuyen alrededor y uniformemente del punto o de la estación de medida.

Estas premisas se pueden tomar como ciertas en nuestra casuística, debido a que la zona de estudio está completamente aislada, estimándose valores de frecuencia similares a los comentados. Con esto, será posible la clasificación del terreno y el establecimiento de los perfiles del suelo.

Una vez establecidos los parámetros, será posible la interpretación de los mismo mediante programas informáticos, como el SESAME, centrado en la investigación sísmológica de los registros superficiales de ruido. Se descartarán valores anómalos, debido a zonas de ruido extremos, frecuencias altas o rumos no deseado por contaminación ambiental. Se definen las ventanas de medida que van a ser analizadas, las cuales, tendrán una duración determinada y un solape entre ellas a determinar, según se observen los oscilogramas obtenidos para cada componente. Estos "periodos largos" deben ser de unos 20 segundos de duración estimada, aunque pueden ser menores o mayores, según conveniencia de la interpretación y los datos. Con estas ventanas largas, se hace una sincronización entre las pistas grabadas, para un análisis conjunto de las mismas. Posteriormente, estas ventanas son filtradas con los criterios que nos permitan detectar la posible presencia de transitorios, es decir, alteraciones temporales o fenómenos de saturación. Para cada una de las ventanas consideradas válidas, se evalúa el espectro de Fourier, el cual, es sometido a un suavizado o afinado de acuerdo a las técnicas Nakamura ya mencionadas.

Como resumen de los resultados, tanto gráficos como numéricos, se presentan las siguientes tablas. En el anexo correspondiente se disponen los gráficos de datos de campo, las transformadas y los valores de frecuencias obtenidos en la interpretación de los datos, así como las curvas y valores de medidas aplicados en dicha interpretación.

FRECUENCIAS DE SITIO Y PERIODOS DE VIBRACIÓN DEL TERRENO

UBICACIÓN	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)
S.R.R.-1	11,45	0,09
S.R.R.-2	12,80	0,08
S.R.R.-3	6,90	0,14
S.R.R.-4	5,45	0,18
S.R.R.-5	5,75	0,17
S.R.R.-6	6,28	0,16

Tabla 9: Frecuencias de sitio y periodos de vibración del terreno. Fuente: NEC-2014

Según la Norma NCE-11, los resultados obtenidos se clasifican como perfiles del terreno B y C, pese a encontrarse zonas del tipo D, correspondientes a un ensayo sobre una zona de falla.

VALORES DE LA  $V_{30}$  Y CLASIFICACION DEL TERRENO EN FUNCIÓN DE LA NEC-11

UBICACIÓN	$V_{30}$	CLASIFICACION	VALOR DE g
S.R.R.-1	825 m/s	B	0,40
S.R.R.-2	389 m/s	C	0,40
S.R.R.-3	595 m/s	C	0,40
S.R.R.-4	254 m/s	D	0,40
S.R.R.-5	552 m/s	C	0,40
S.R.R.-6	442 m/s	C	0,40

Tabla 10. Valores de la  $V_{s30}$  y clasificación de la NEC-11. Fuente: NEC-2014.

La clasificación de los resultados obtenidos es, en su mayoría, correspondientes a Suelos C, formados por suelos muy densos y compactos o perfiles de roca blanda en los que los valores de la  $V_{S30}$  no superan los 760 m/s, siendo estos valores en torno a los 500 m/s. En el caso del ensayo S.R.R.-4 el valor de la  $V_{S30}$  es de 360 m/s, lo que equivaldría a un suelo del tipo D, esto se relaciona con una zona de cizalla y fallas con rotura intensa de los materiales de la zona. En el punto S.R.1, zona cercana al emboquille, se ha observado un suelo del tipo B.

La zona en la que se ubica el proyecto corresponde, según la NEC-14, a la zona V, de riesgo sísmico e intensidad alta, con un valor de aceleración de la gravedad ante un sismo de 0.4g. No obstante, y de acuerdo con varios autores, se considera que estos valores están sobredimensionados, siendo en las zonas de la sierra, valores menores del orden de 0.35 g como máximo.

### 5.3. Espectro elástico de diseño en desplazamientos.

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos realizados, se ha construido el espectro sismoelástico de aceleraciones que obedecería a un sismo de diseño en la zona, para una amortiguación respecto del crítico de un 5%, tal y como recomienda la NEC en su capítulo 2.

Aguiar Falconí (2003), propone de forma opcional la consideración de la recta inicial como un factor constante para periodos menores a  $T_0$  o no considerarla en los cálculos. Estos valores y gráficos se muestran a continuación.

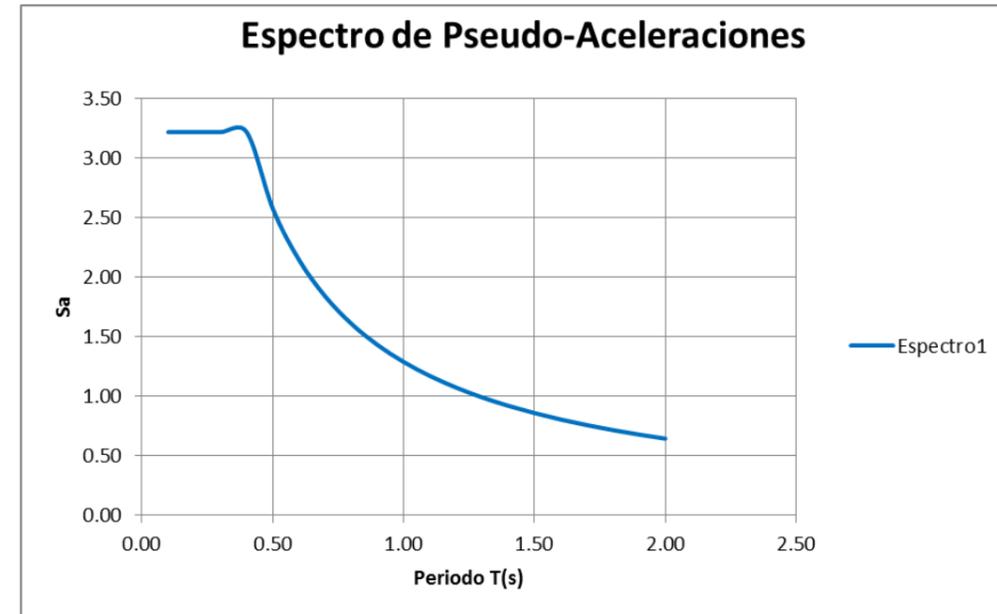


Figura 16. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa al sismo de diseño para el suelo tipo B en la zona V. (NEC-2011).

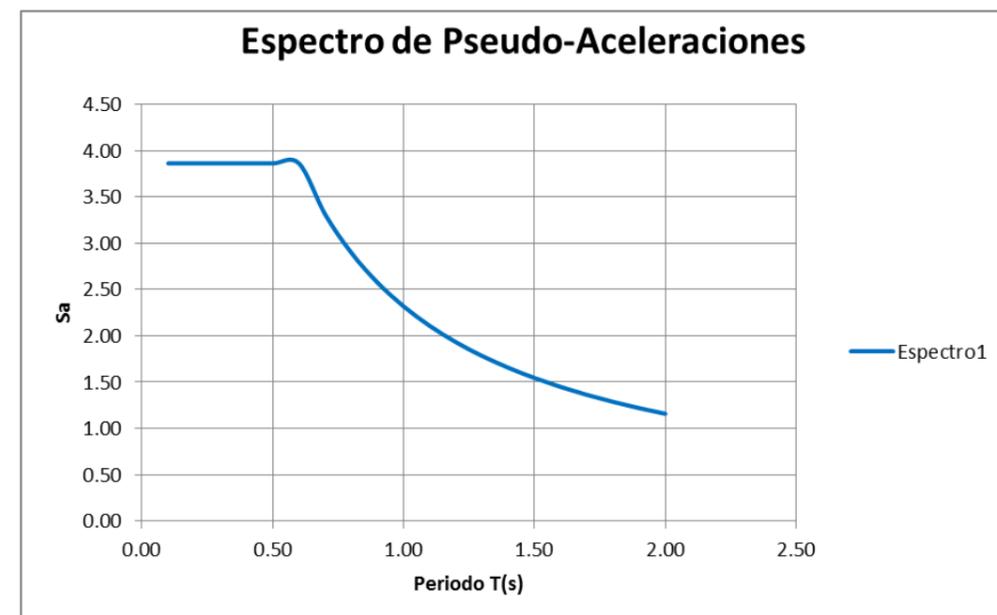


Figura 17. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa al sismo de diseño para el suelo tipo C en la zona V. (NEC-2011)

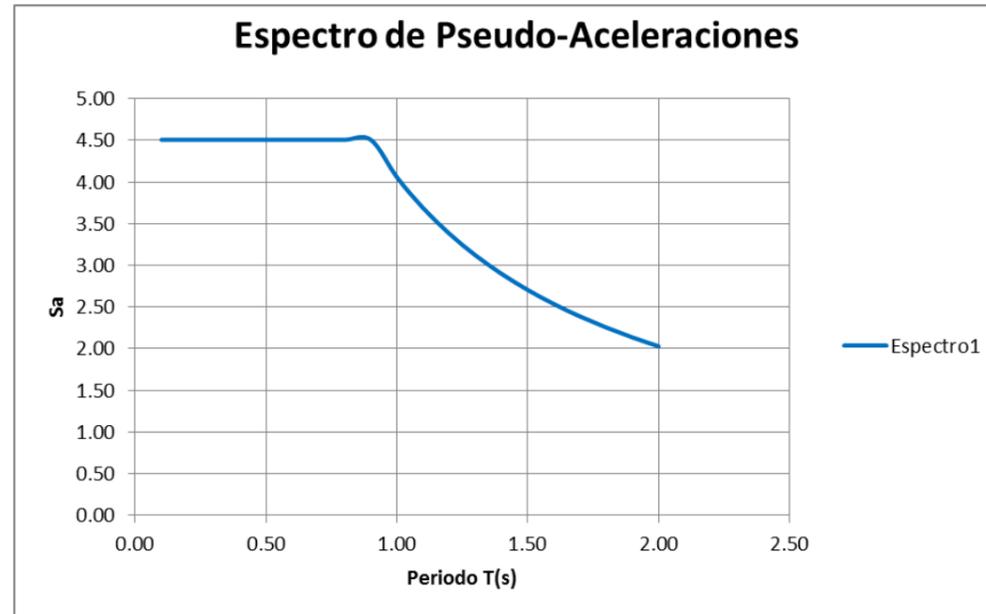


Figura 18. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa al sismo de diseño para el suelo tipo D en la zona V (NEC-2011).

## 6. Conclusiones y recomendaciones.

Los epicentros registrados en proximidades al área del proyecto presentan magnitudes entre 4.0 y 4.8 obtenidas de los datos registrados desde 1990 a 2009, mientras que desde el 2010 al 2013 los sismos presentan magnitudes menores a 4.

La zona estudiada se ubica en un sector con un régimen compresivo transcurrente dextral, con el desarrollo de fallas sinestrales (Falla El Cinto y Falla Tandapi).

De lo expuesto en este anejo, se puede concluir que la dirección preferente de las fallas en el área del proyecto es aproximadamente NW-SE, y que teóricamente son transversales y oblicuas al eje del túnel. El régimen compresivo de estas estructuras no ha podido ser establecido, sin embargo, sus tendencias son similares a las fallas sinestrales de El Cinto y Tandapi.

Desde el punto de vista hidráulico, la dirección de los sistemas de fallas es la más favorable para efectuar el drenaje del macizo, o lo que es equivalente, a la más peligrosa en el momento de atravesar fracturas cuya dirección sea paralela a aquella y que tengan carga de agua.

## Resumen de figuras.

Figura 1. Mapa estructural del noroeste de América del Sur. En recuadro rojo, la zona de estudio. Fuente: Obi Egbue, James Kellogg. 2010. Pleistocene to Present North Andean "escape". Tectonophysis. ELSEVIER. ....	4
Figura 2. Mecanismos focales de terremotos. En recuadro rojo zona de estudio, Fuente: Obi Egbue, James Kellogg. 2010. Pleistocene to Present North Andean "escape". Teconophysis. ELSEVIER. ....	4
Figura 3. Mapa sismotectónico de Ecuador. Área de Proyecto. Fuente: Dirección Nacional de Defensa Civil. 1991. Mapa sismotectónico del Ecuador. E: 1:1 000 000. Escuela Politécnica del Ejército. Quito, Ecuador. ....	7
Figura 4. Fallas cuaternarias próximas al área de investigación. Fuente: Mapas de Fallas y Pliegues de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes. E: 1:1 250 000. 2003. ....	8
Figura 5. Mapa de distribución de las estaciones que conforman la RENSIG. Fuente: <a href="http://igepn.edu.ec/sisms/red-nacional-de-sismografos-rensig.html">http://igepn.edu.ec/sisms/red-nacional-de-sismografos-rensig.html</a> . ....	8
Figura 6. Mapa de sismicidad histórica e instrumental en el Ecuador. Fuente: <a href="http://www.igepn.edu.ec/historica.html">http://www.igepn.edu.ec/historica.html</a> . ....	9
Figura 7. Mapa de sismicidad desde 1990 a 2009, próxima a la zona de estudio. En recuadro rojo la zona de estudio. Fuente: <a href="http://www.igepn.edu.ec/historica.html">http://www.igepn.edu.ec/historica.html</a> . ....	9
Figura 8. Mapa de sismicidad, año 2011, próxima a la zona de estudio. En recuadro rojo la zona de estudio. Fuente: <a href="http://www.igepn.edu.ec/historica.html">http://www.igepn.edu.ec/historica.html</a> . ....	9
Figura 9. Mapa de sismicidad, año 2012, próxima a la zona de estudio. En recuadro la zona de estudio. Fuente: <a href="http://www.igepn.edu.ec/historica.html">http://www.igepn.edu.ec/historica.html</a> . ....	10
Figura 10. Mapa de zonificación del factor Z. Fuente: Norma NEC-14, Capítulo 2. Peligro sísmico y requisitos de diseño sísmicos resistentes. Norma ecuatoriana de la construcción, 2014. ....	10
Figura 11. Gráfica intensidad sísmica-profundidad en el terremoto de 1976 con epicentro en la mina de Tangsham (China). Fuente: Lee, 1987. ....	11
Figura 12. Curvas de peligro sísmico para Quito. Fuente: NEC, Capítulo 10.4. Curvas de peligro sísmico. Norma Ecuatoriana de la construcción. ....	11
Figura 13. Espectro de diseño elástico de aceleraciones. Fuente: Cap. 3. Peligro sísmico de Ecuador y efectos sísmicos locales. Norma Ecuatoriana de la construcción, 2014. ....	13
Figura 14. Espectro elástico de diseño de desplazamientos. Fuente: Cap. 3. Peligro sísmico de Ecuador y efectos sísmicos locales. Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014. ....	14
Figura 15. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: NEC-2014. ....	15
Figura 16. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa al sismo de diseño para el suelo tipo B en la zona V. (NEC-2011). ....	16
Figura 17. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa al sismo de diseño para el suelo tipo C en la zona V. (NEC-2011). ....	16
Figura 18. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa al sismo de diseño para el suelo tipo D en la zona V (NEC-2011). ....	17

## Resumen de tablas.

Tabla 1 Información macrosísmica. Crónicas de Egred, 1988. Fuente: <a href="http://www.igepn.edu.ec/recursos/linea-de-tiempo.html">http://www.igepn.edu.ec/recursos/linea-de-tiempo.html</a> . Egred, 1988.....	5
Tabla 2 Información macrosísmica. Crónicas de Egred, 1988. Fuente: <a href="http://www.igepn.edu.ec/recursos/linea-de-tiempo.html">http://www.igepn.edu.ec/recursos/linea-de-tiempo.html</a> . Egred, 1988.....	6
Tabla 3 Información macrosísmica. Crónicas de Egred, 1988. Fuente: <a href="http://www.igepn.edu.ec/recursos/linea-de-tiempo.html">http://www.igepn.edu.ec/recursos/linea-de-tiempo.html</a> . Egred, 1988.....	6
Tabla 4. Valores del factor Z. ....	10
Tabla 5. Clasificación de los perfiles del suelo. Fuente: NEC (2014). Capítulo 3.2. Geología Local. ....	12
Tabla 6. Tipología de suelo y factores de sitio Fa. Fuente: NEC-2014. Capítulo 3.2. Geología Local. ....	12
Tabla 7. Tipología de suelo y factores de sitio Fd. Fuente: NEC-2014. Capítulo 3.2. Geología Local. ....	12
Tabla 8. Tipología de suelo y factores de comportamiento inelástico del suelo Fs. Fuente: NEC-2014. Capítulo 3.2. Geología Local. ....	13
Tabla 9: Frecuencias de sitio y periodos de vibración del terreno. Fuente: NEC-2014 .....	15
Tabla 10. Valores de la Vs30 y clasificación de la NEC-11. Fuente: NEC-2014. ....	16

#### 4. Anejo geotécnico.

## Índice

<b>1. Introducción.</b>	<b>3</b>
<b>2. Objetivos.</b>	<b>3</b>
<b>3. Alcance.</b>	<b>3</b>
<b>4. Metodología.</b>	<b>3</b>
<b>5. Tipología de reconocimiento geotécnico del túnel.</b>	<b>3</b>
<b>6. Reconocimiento geotécnico del proyecto.</b>	<b>4</b>
6.1. Definición de la longitud total de los sondeos.	4
6.2. Características de los sondeos realizados a lo largo del túnel.	5
6.3. Alcance de la campaña en las boquillas del túnel.	5
6.4. Ensayos a realizar.	6
<b>7. Campaña geotécnica realizada.</b>	<b>7</b>
7.1. Introducción.	7
7.2. Perforaciones a rotación.	7
7.3. Investigación geofísica realizada.	8
7.4. Resultados de los ensayos de laboratorio realizados.	10
7.5. Resultados de investigaciones de estudios geotécnicos anteriores.	11
<b>8. Reseña geológica.</b>	<b>12</b>
<b>9. Caracterización geotécnica de los materiales.</b>	<b>14</b>
9.1. Generalidades.	14
9.2. Andesitas.	15
9.2.1. Introducción.	15
9.2.2. Caracterización litológica.	15
9.2.3. Caracterización tenso-deformacional de la roca intacta.	15
9.2.4. Caracterización geomecánica y propiedades del macizo rocoso.	15
9.3. Tobas brechosas.	17
9.3.1. Introducción.	17
9.3.2. Caracterización litológica.	17
9.3.3. Caracterización tenso-deformacional de la roca intacta.	17
9.3.4. Caracterización geomecánica y propiedades del macizo rocoso.	18
9.3.5. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso.	19
9.4. Andesitas fracturadas.	19
9.4.1. Caracterización tenso-deformacional de la roca intacta.	19
9.4.2. Caracterización geomecánica y propiedades del macizo rocoso.	19
9.4.3. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso.	20
<b>9.5. Areniscas, tobas y limolitas.</b>	<b>20</b>
9.5.1. Introducción.	20
9.5.2. Caracterización litológica.	20
9.5.3. Caracterización tenso-deformacional de la roca intacta.	21
9.5.4. Caracterización geomecánica y propiedades del macizo rocoso.	21
9.5.5. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso.	22
<b>9.6. Aglomerados, flujos piroclásticos y lahares.</b>	<b>22</b>
9.6.1. Introducción.	22
9.6.2. Caracterización litológica.	22
9.6.3. Caracterización geotécnica.	23
9.6.4. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso.	24
<b>9.7. Zonas de fallas.</b>	<b>24</b>
9.7.1. Caracterización litológica.	24
9.7.2. Caracterización geotécnica.	25
9.7.3. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso.	25
<b>10. Implicaciones constructivas y recomendaciones.</b>	<b>25</b>

## 1. Introducción.

El presente anejo contempla la realización y el diseño de la campaña geológica/geotécnica, así como los criterios para la elección de los diferentes ensayos y densidad de puntos analizados.

A partir de diversas recopilaciones bibliográficas, se definen los ensayos realizados a los diferentes estratos que aparecen, así como las longitudes de los sondeos.

## 2. Objetivos.

El objetivo del presente anejo es la definición de la campaña geológica-geotécnica, así como la obtención de los diferentes parámetros característicos del terreno de la zona donde se ubicará el futuro túnel Bombolí. Para ello se requiere definir unos objetivos específicos:

- Definición de la densidad de puntos del análisis.
- Definición de los diferentes ensayos realizados para la caracterización del terreno.
- Delimitación de las longitudes de los sondeos realizados, así como la tipología de estos.
- Obtención de los parámetros geotécnicos del macizo.
- Obtención de las diferentes discontinuidades que presenta el macizo.
- Caracterización de los diferentes estratos que componen el macizo, así como la caracterización del macizo.

## 3. Alcance.

El alcance del estudio comprende:

- Definición de la densidad de puntos de análisis: en función de la importancia de la obra y de los datos previos de la zona de estudio, seleccionar los diferentes puntos en el plano de campo, así como la composición del análisis en cada uno de ellos.
- Determinación de los ensayos de laboratorio e in situ necesarios para la caracterización del terreno.
- En función de la información obtenida y de la importancia de la obra, determinar las longitudes de cada uno de los sondeos realizados, así como la longitud total de los mismos.
- Realización de un resumen/esquema que contemple todos los parámetros característicos de los estratos. Así como la obtención del RMR/RQD de los estratos atravesados por el túnel y los adyacentes. Detallar este resumen/esquema de manera apropiada y suficientemente extensa de tal forma que no se pierda ningún dato obtenido de los estratos principales del macizo.

## 4. Metodología.

El proceso seguido para la investigación geológica/geotécnica de la zona afectada por la obra ha sido el siguiente:

1. Recopilación bibliográfica.

2. Validación de la información de la bibliografía recabada.
3. Análisis de la zona de estudio y de la obra implicada.
4. Estudio del área de estudio y determinación de los diferentes puntos analizados.
5. Realización mediante comparativa con proyectos similares y tipología de obra, un estudio de los parámetros necesarios del terreno.
6. Registro de datos de campo.
7. Análisis de los parámetros obtenidos, comprobación de éstos y descarte en caso de tomarse como no válidos.
8. Definición de las características geotécnicas del macizo y los estratos que lo componen.

## 5. Tipología de reconocimiento geotécnico del túnel.

Habitualmente se consideran tres tipos de reconocimientos geotécnicos: reconocimiento ligero, normal e intenso. En función de la importancia de la obra, del entorno y de las condiciones se seleccionará la tipología del mismo.

Reconocimiento	Importancia de la obra	Entorno	Condiciones
Ligero	Poco importante	Conocido	Fáciles
Normal	Media	Conocido	Normales
Intenso	Muy importantes y con afecciones	Desconocido	Difíciles

Tabla 1. Tabla resumen de la tipología del reconocimiento.

Para el reconocimiento ligero, se pueden considerar las siguientes casuísticas:

- Túneles de escasa longitud ( $L < 200$  m).
- Poca cobertura por encima de la coronación de la obra.
- Por encima del nivel freático.
- La geología está bien definida, está determinada y es conocida.
- Las condiciones de ejecución se pueden considerar como fáciles.
- Ejemplos: desdoblamiento de una carretera para autovía, rectificación de un trazado de carretera.

Para un reconocimiento normal, se pueden considerar los siguientes supuestos:

- Túneles de longitud normal ( $200 \text{ m} < L < 1\,500 \text{ m}$ )
- Con coberturas que se puedan considerar como medias, menores a 150 m.
- El nivel freático no está por encima del túnel permanentemente, si no que aparece por encima en ciertos tramos.
- La geología es conocida.
- En general, se puede considerar cuando alguna de las condiciones del reconocimiento ligero no se cumple.

Para contemplar un reconocimiento intenso, se debe dar alguna de las siguientes condiciones.

- Túneles de gran longitud ( $L > 1\,500 \text{ m}$ )
- Con una cobertura por encima de la coronación de la obra alta ( $H > 150 \text{ m}$ )
- El nivel freático permanece permanentemente por encima de la obra.
- El macizo presenta una estructura geológica complicada.
- El macizo presenta una complejidad tectónica que complica la obra de una manera considerable.
- Existen afecciones a edificios adyacentes.
- En general se requiere de un reconocimiento intenso a cualquier obra que le falta alguna de las condiciones de reconocimiento normal.

La distancia en línea recta en un plano horizontal entre los dos puntos a unir del proyecto es de 1 800 m, este condicionante es suficiente para una campaña que asegure un reconocimiento intenso. La determinación de la cuantía de cobertura que encontraremos por encima del túnel es difícil de predecir sin un trazado, ya que el estado de alineaciones verticales del mismo, podrá afectar a la magnitud de la cobertura, no obstante, uniendo ambos puntos en línea recta y conociendo el perfil cartográfico en superficie, podemos obtener una aproximación de este valor. En la Figura 2. Perfil longitudinal entre los puntos de entrada y salida del túnel. se puede observar esta magnitud.



Figura 1. Posible trazado del túnel para la obtención de la cobertura máxima esperable.

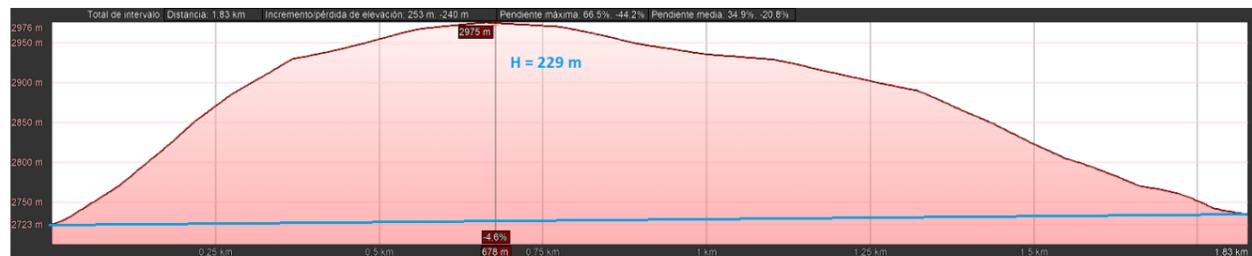


Figura 2. Perfil longitudinal entre los puntos de entrada y salida del túnel.

Podemos indicar que, si supusiéramos que durante los casi 1.83 km de longitud del túnel, no contempláramos ningún acuerdo parabólico en alzado, la altura entre la solera inferior y el punto más alto del macizo atravesado es de 229 m, evidentemente superior a límite establecido de 150 m para la realización de un reconocimiento normal, es por ello por lo que, de nuevo, corroboramos que se debe realizar un reconocimiento intenso.

No se observa niveles freáticos a la altura del túnel, ni se espera que aparezca en los estratos inferiores, esta condición resulta irrelevante para la elección de un reconocimiento intenso, pudiendo escogerse un reconocimiento ligero si los demás condicionantes se dieran. No obstante, hay que indicar que no hay que menospreciar la capacidad drenante que presentará la obra, debido al alto estado de meteorización que tiene el macizo, y en general, a la alta permeabilidad y facilidad que presenta éste para permitir el flujo de agua a través de sus discontinuidades.

La estructura geológica del macizo se ha visto en el anejo geológico, evidentemente resulta imposible realizar un estudio geológico en detalle sin la realización de una campaña con sondeos, no obstante, en base a lo

observado en otros proyectos y a la bibliografía existente, se puede indicar que no se encuentra una geología especialmente complicada, formada por tobas con flujo de lava andesítica piroxénica en el portal de entrada, siendo un compuesto entre roca muy blanda y suelo duro. El portal de salida está formado por areniscas tobáceas y tobas con compacidad media de mala calidad y un lahar con pésimas calidades geomecánicas. A lo largo de la traza del túnel se espera topar con flujos lávicos de RMR de III aproximadamente, flujos piroclásticos, lahares, areniscas, escorias y andesitas escoriáceas. Con todo esto, podemos indicar que el túnel discurrirá a través de estratos que se comportarán como sedimentos y por otros que lo harán como suelos duros o rocas blandas.

La alta sismicidad de la zona complica cuantitativamente la obra, así como su cálculo, es por ello que la complejidad tectónica se puede considerar como medio-alta estando entre la necesidad de un reconocimiento intenso y uno normal.

El proyecto discurre por un paraje natural afectado por algunas superficies con menor frondosidad de flora, la única infraestructura o estructura antropológica resulta la poca carretera que se aleja de la zona de emplazamiento del túnel, volviendo a conectarse nuevamente. Es por ello por lo que las afecciones sobre los edificios adyacentes son nulas.

Con todo lo expuesto anteriormente, se recapitula comentando que, por los condicionantes geológicos, geotécnicos e hídricos existentes en la obra, así como por la tipología de obra y sus dimensiones, es necesario la realización de un reconocimiento intenso.

## 6. Reconocimiento geotécnico del proyecto.

### 6.1. Definición de la longitud total de los sondeos.

Resulta imprescindible un buen reconocimiento geotécnico para la realización de un buen trazado de la obra, aprovechando aquellos estratos de mejor calidad, y tratando de evitar aquellos que no lo hagan o que puedan presentar problemática, así como discontinuidades que pudieran afectar de manera negativa a la obra, encareciéndola. Es por ello por lo que se proponen una serie de ensayos y sondeos mínimos a realizar, para ello se ha hecho uso de las *Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la Dirección General de Carreteras (2012)*, por su parte las *Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM) 0.5-05*, también comenta una serie de recomendaciones sobre la campaña geotécnica a realizar, no obstante, por afinidad a las circunstancias del proyecto se ha hecho uso de las primeras recomendaciones, dejando las segundas como material de apoyo.

Primeramente, nos disponemos a hablar de los sondeos a realizar, su cuantía y la longitud total de éstos. Para el cálculo del criterio de valoración, se puede hacer uso del parámetro:  $\alpha = \frac{L_s}{L_t}$ , donde  $L_s$  es la longitud total de los sondeos y  $L_t$  es la longitud del túnel. Se recomiendan valores mínimos de  $\alpha$  de 0.4, estando en valores de riesgo, y valores deseables de entre 0.6 a 1. Al requerir de un reconocimiento intenso, se ha escogido un valor de entre 0.85 a 0.95, es decir, al final se deberá tener una longitud total de sondeos equivalente al entre el 85% al 95% de la longitud total que presenta el túnel. En la siguiente figura, mostramos los resultados obtenidos por Evert Hoek y Alessandro Palmeiri en su publicación *Geotechnical risks on large civil engineering projects (1984)*, basados en 84 túneles con datos obtenidos por el Comité Internacional Nacional de Estados Unidos de la Tecnología de Túneles (USNCTT de sus siglas en inglés).

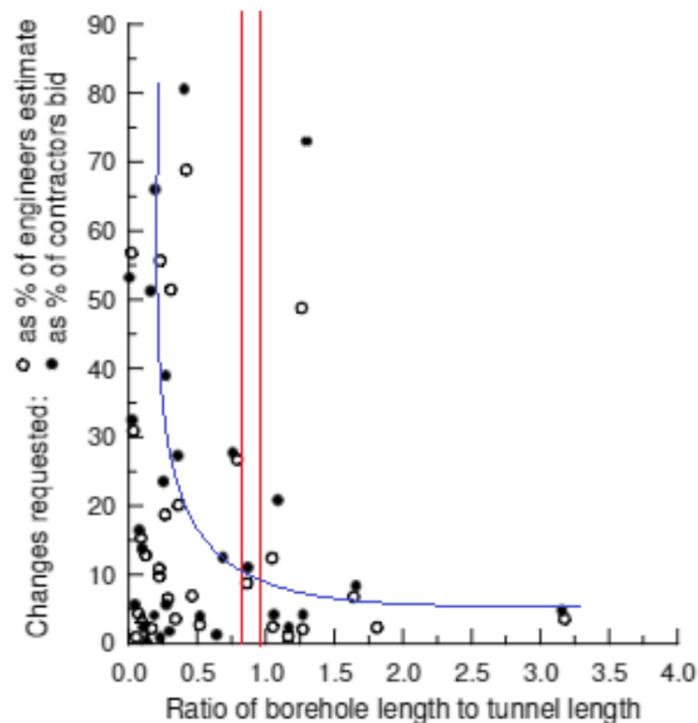


Figura 3. Relación entre la longitud relativa de sondeos y la desviación del presupuesto observada. Fuente: "Geotechnical risks on large civil engineering projects". Evert Hoek and Alessandro Palmieri. 1998 (con datos anteriores de USA, 1984)

Se ha alterado la gráfica presentada por los autores para poder señalar varios aspectos que se consideran relevantes. El primero de ellos es poder ver claramente la tendencia decreciente de la diferencia entre presupuesto esperable y el real conforme aumentamos el parámetro  $\alpha$ , decreciendo de una manera drástica conforme nos acercamos a un valor de 0.7 y aproximándose a una asíntota horizontal a partir de este punto. Por otro lado, resulta interesante observar la relación entre el presupuesto estimado y el coste final de la obra nos encontramos con las relaciones entre la longitud relativa de los sondeos escogidas, estando en valores entorno al 11%.

Como la longitud de la obra analizada es desconocida a priori, ya que estará condicionado a los resultados de los ensayos realizados, anteriormente se hizo la suposición de la inexistencia de acuerdos verticales, hipótesis completamente falsa, ya que, como mínimo, existirá una pendiente, aunque fuese para el correcto drenaje de la infraestructura, es por ello por lo que se tomará un valor de 1.8 km de longitud del túnel. Según los valores comentados anteriormente, la longitud total de los sondeos deberá estar comprendida entre 1 593 m y los 1 710 m, hay que tener en consideración que estos valores no contemplan el número de sondeos que se realizarán, esto se verá más adelante.

Comentar brevemente, que el coste de 1 metro de sondeo es el equivalente a entre un 1% y un 0.5% del coste de ejecución de un metro de túnel, aportando una cantidad de información especialmente relevante para la ejecución tanto en fase de diseño y de ejecución, es por ello que se recomienda, dentro de lo posible, la realización de una cantidad de sondeos suficiente para la obtención de los suficientes parámetros para el diseño, sin llegar al punto que nuevos sondeos no aporten mayor información.

## 6.2. Características de los sondeos realizados a lo largo del túnel.

La campaña requerirá de la ejecución de reconocimientos basados en sondeos, independientemente de los realizados en las boquillas. Además, se complementará con reconocimientos geofísicos.

En el caso que se encontrasen unidades geológicas-geotécnicas no horizontales, con un buzamiento significativo o fallas, será necesario intensificar la campaña en la zona, reduciendo la separación entre las prospecciones o inclinando los sondeos. Los sondeos se realizarán siguiendo el eje del túnel, tratando que no estén alineados los unos con los otros, aumentando la información obtenida del terreno.

Como la obra a ejecutar se trata de una obra a cielo abierto (entorno no urbano), se establecerán criterios de la frecuencia de los sondeos, con un espaciamiento  $L_s^{TCA}$  entre ellos. EL número mínimo de sondeos será de:

$$S_i^{TCA} = \frac{L_i^{TCA}}{L_s^{TCA}}$$

Donde:

- $S_i^{TCA}$ : Número mínimo de sondeos a realizar.
- $L_i^{TCA}$ : Longitud del túnel.
- $L_s^{TCA}$ : Separación, con carácter general, entre sondeos.

Para el valor de  $L_s^{TCA}$ , la normativa recomienda el uso de un valor de 250 m o menor, en nuestro caso, escogeremos una separación mínima de 200 m. La longitud del túnel escogida, a falta de una mayor cantidad de datos ha sido de 1 800 m, por lo que el número de sondeos mínimo a realizar es de 9, independientemente de los sondeos realizados en las boquillas de entrada y salida.

Se extraerán testigos continuos en 1 de cada 3 reconocimientos realizados, haciendo un total de, como mínimo, 3 sondeos continuos independientemente de la longitud. En aquellos testigos no continuos, se deberá obtener un testigo de longitud equivalente a  $2D_i$  por encima y por debajo del tubo.

## 6.3. Alcance de la campaña en las boquillas del túnel.

La caracterización deberá tomar especial relevancia en las boquillas de entrada y de salida, al tratarse de zonas críticas y especialmente inestables.

Para la definición de las distancias y profundidades de los sondeos se utilizará el parámetro del diámetro del túnel  $D_i$ , correspondiente a la magnitud de la línea vertical o inclinada en caso de existir peralte, que une el eje de la rasante con la clave.

Como mínimo, se realizarán los siguientes reconocimientos en cada uno de los emboquilles:

- Un sondeo vertical, situado a una vez el diámetro ( $D_i$ ) de la intersección teórica de la clave del túnel con la superficie del terreno natural (Figura 4. Prospección en boquilla del túnel. punto A. Este punto de intersección se le ha denominado Punto B, se puede observar en la misma Figura 4. Prospección en boquilla del túnel.) alcanzando una profundidad mínima de  $z_s^{BT}$ , por debajo de la subrasante de, como mínimo una vez el diámetro del túnel, estableciendo este valor  $D_i = 8 m$ .
- Perfiles geofísicos, según la proyección vertical del eje, con un ancho mínimo equivalente a la proyección de los límites establecidos por las calzadas, en el terreno natural. La longitud mínima  $L_R^{BT}$ , se dividirá en forma de cruz, estableciendo uno de los ejes en el sentido de avance del túnel, y el otro eje de manera

ortogonal a este, estableciendo el punto de intersección el punto B comentado anteriormente, esta longitud será mayor o igual a 500 metros. Para este perfil geofísico se realizará la técnica de prospección geofísica, recomendada por la normativa utilizada, *“Salvo justificación contraria, se empleará la sísmica de refracción como técnica de prospección geofísica”*.

- Será necesario, como mínimo 2 calicatas por boquilla para el reconocimiento visual del terreno natural.
- Se realiza, además, una campaña fotográfica para la caracterización en superficie, analizando las diferentes inestabilidades existentes, así como el material que lo forma.

Todos los materiales extraídos de los reconocimientos de las boquillas serán analizados con los diferentes ensayos y caracterizaciones comentadas posteriormente, salvo justificación previa.

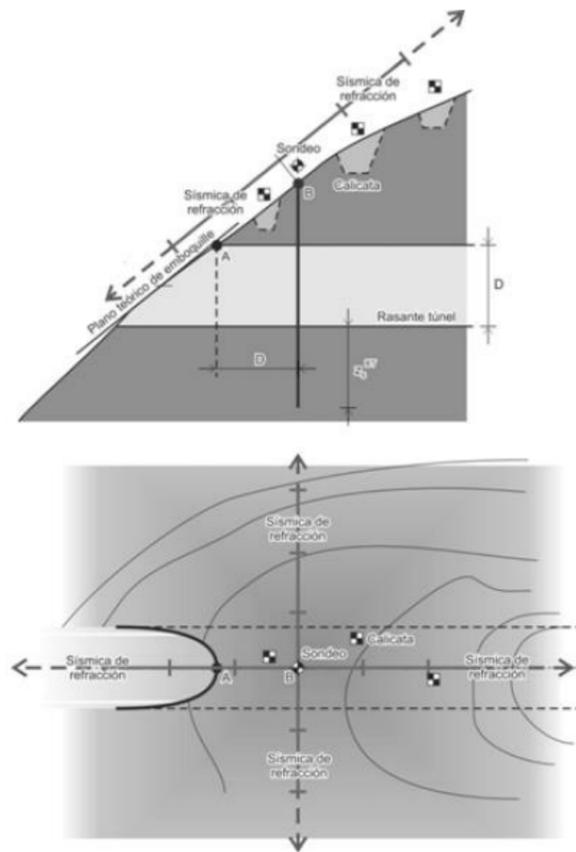


Figura 4. Prospección en boquilla del túnel.

#### 6.4. Ensayos a realizar.

En primer lugar, cabe diferenciar dos tipos de materiales que nos podemos encontrar a lo largo de la obra, suelos y rocas. Cada uno de estos requerirá de unos ensayos específicos a realizar para su parametrización. A su vez, habrá que diferenciar entre las muestras alteradas, aquellas que han sufrido una alteración de su estado original en el terreno significativo, de las inalteradas, aquellas que la alteración ha sido mínima, utilizando tomamuestras Shelby o baterías dobles o triples, incluso mediante talla de un bloque del terreno.

En terrenos del tipo suelo, como puede ser los materiales tobáceos que se encuentran en el emboquille de entrada, se obtendrá como mínimo la resistencia al corte a partir de las muestras inalteradas, cogiendo este valor cada 3 metros de profundidad si no se apreciase un cambio de material, y en cada uno de los estratos o materiales que encontremos en la prospección. Obteniendo el modelo de Mohr-Coulomb correspondiente al esqueleto del suelo mediante el uso de los ensayos correspondientes. Además, se caracterizará al terreno con la nomenclatura propia, añadiendo los valores de humedad, densidad, etc. con al menos, 3 propiedades índice que nos permitan el cálculo de las otras mediante cálculos sencillos.

En el caso de terrenos rocosos, se obtendrá la resistencia a compresión simple (RCS), tomando al menos una muestra cada 5 metros de profundidad y siempre que la naturaleza del terreno cambie. En nuestra casuística, se dan rocas muy débiles, casi suelos, es por ello que, siempre que el RCS sea inferior a 1 MPa, que la roca esté fuertemente diaclasada (RQD < 10%) o que esté bastante o muy meteorizada (grado de meteorización igual o superior a IV según la ISRM), se considerará la roca como un suelo, realizándose los ensayos propios, obteniendo la resistencia de la roca alterada mediante, por ejemplo, el ensayo de corte directo o triaxial.

En los afloramientos rocosos se realizarán estaciones geomecánicas que nos permita la obtención de los parámetros geomecánicos del macizo.

En el hipotético caso que de encontrarse suelos granulares (sin cohesión) se llevará a cabo ensayos del tipo SPT o ensayos de penetración dinámica para la obtención de la resistencia. Se realizará al menos, un ensayo de penetración estándar (SPT) cada 2 metros de profundidad de la prospección, y siempre que se cambie la naturaleza del terreno.

Como se ha obtenido a partir de la geología local, existen rellenos que requerirán, a parte de los ensayos in-situ habituales, se deberán realizar ensayos de penetración (dinámica, estándar, molinete, etc.) a los sondeos para el estudio de la estabilidad y consolidación de estos.

Complementariamente se ha realizado ensayos de técnicas de prospección geofísica, en concreto ensayos sísmicos de refracción y sondeos eléctricos verticales (SEV). La sísmica de refracción permite conocer la velocidad de propagación de las ondas P y en algunas ocasiones, ondas S, determinando el espesor de los estratos que cubren una formación rocosa, o las condiciones de escalabilidad; por el contrario, presenta el inconveniente que las velocidades de propagación de las ondas a través del terreno tienen que ser creciente con la profundidad, cuando esta circunstancia no se da, se tiene que recurrir a los SEV.

Tipo de material	Velocidad $V_p$ (m/s)
Escavable	< 1 000
Ripable	1 000 – 1 800
Escavable mediante voladura	1 800

Tabla 2. Condiciones de escalabilidad de los materiales según la velocidad  $V_p$  (m/s).

Se realizará, cuando la anterior prospección no sea posible, así como cuando se considere adecuado, sondeos eléctricos verticales. Adicionalmente se realizaron tomografía eléctrica para poder localizar las fallas, así como su dirección y buzamiento, cavidades y posibles rellenos cársticos.

Las muestras tomadas en los reconocimientos se prepararán y se enviarán al laboratorio, según lo dispuesto en las normas ASTM D5079 y ASTM D4220-95. A continuación realizamos un listado de los ensayos de laboratorio realizados:

Para la identificación y clasificación de los suelos se realizó:

- Clasificación SUCS.
- Límite líquido y plástico.
- Índice de plasticidad.
- Granulometría por tamizado.
- Láminas delgadas.

Se realizaron los siguientes ensayos para la obtención de las propiedades índice:

- Humedad natural (W).
- Densidad natural ( $\gamma_d$ ).
- Peso específico ( $\gamma$ ).

Para la obtención de la resistencia del material extraído se realizó:

- Ensayo de corte directo sin drenaje (UU).
- Ensayo de compresión simple.
- Ensayo de compresión simple con medidas de módulos.
- Ensayo de tracción indirecta.
- Ensayo de carga puntual.

## 7. Campaña geotécnica realizada.

### 7.1. Introducción.

En el presente capítulo se pretende realizar una recapitulación de los ensayos de campo realizados, con una breve descripción, realizando una serie de tablas propias con la fácil detección de los puntos y la realización de un plano de la zona que muestre los ensayos realizados, con la finalidad de poder localizar los diferentes puntos fácilmente.

### 7.2. Perforaciones a rotación.

Se realizaron un total 9 sondeos a rotación con recuperación continua de los testigos de roca y suelo (denominados como PTB-X donde X corresponde al número de sondeo para la identificación del mismo), a lo largo de la traza del túnel.

Se obtuvo de cada sondeo un registro detallado de la litología, testimonios fotográficos de las cajas portatestigos, una breve descripción geomecánica y los reportes de los avances diarios. Toda esta información se añade al correspondiente anexo.

En la presente tabla se muestra la ubicación y alcance de los sondeos ejecutados:

Ubicación de los sondeos ejecutados									
SONDEO	COORDENADAS		COTA (msnm)	PROF. T. (m)	ABSCISA	SENTIDO	INCLINACIÓN	UBICACIÓN	OBSERVACIONES
	E	N				(AZIMUT)	GRADOS		
PTB-1	757836	9949989	2605	148	21+960	88,42	Horizontal	Portal de entrada trazado definitivo	Abcisado corresponde a trazado preliminar
PTB-2	758108	9950062	2932,18	127,7	21+668.5	-	Vertical	Eje trazado definitivo	Abcisado corresponde a trazado preliminar

Ubicación de los sondeos ejecutados									
SONDEO	COORDENADAS		COTA (msnm)	PROF. T. (m)	ABSCISA	SENTIDO	INCLINACIÓN	UBICACIÓN	OBSERVACIONES
	E	N				(AZIMUT)	GRADOS		
PTB-3A	758629	9950470	2932,2	25	21+005	-	Vertical	Eje trazado preliminar	Abcisado corresponde a trazado preliminar
PTB-3	758427	9950298	2977,25	70	21+270.5	-	Vertical	Eje trazado preliminar	Abcisado corresponde a trazado preliminar
PTB-4	759205	9950998	2724	79	20+220	218	-.4º	Portal salida trazado preliminar	Abcisado corresponde a trazado preliminar
PTB-5	759121	9950966	2718	110	20+310	263	Horizontal	Portal salida trazado definitivo	Abcisado corresponde a trazado definitivo
PTB-6	758706	9950536	2930	83	20+940	-	Vertical	Eje trazado preliminar	Abcisado corresponde a trazado definitivo
PTB-7	758176	9950095	2936	302	21+610	-	Vertical	Eje trazado definitivo	Abcisado corresponde a trazado definitivo
PTB-8	758644	9950587	2923,3	162.5	20+932.9	-	Vertical	Eje trazado definitivo	Abcisado corresponde a trazado definitivo
PTB-9	758785	9950747	2885,3	206	20+719.7	-	Vertical	Eje trazado definitivo	Abcisado corresponde a trazado definitivo

**Tabla 3. Ubicación de los sondeos ejecutados en la traza del túnel. Coordenadas proyectadas en el sistema de referencia WGS-84., Zona 17-S.**

Se puede observar que la longitud total de los sondeos es de 976.2 metros, alejado de los 1 593 mínimos recomendados, llegando a los 1 313.2 m en el caso de incluir los sondeos en las boquillas del túnel. Desgraciadamente no se tiene la posibilidad de aumentar este valor, por lo que será obligatorio trabajar con una relación entre longitud total de los sondeos y túnel de 0.73, equivalente según la investigación empírica de Hoek y Palmieri a una discrepancia del valor del presupuesto entre el esperable y el real del 13%, aumentando un 2% respecto al deseable.

En la siguiente figura se muestra la localización exacta de cada uno de los sondeos realizados geolocalizados a partir de la herramienta informática GoogleEarth, a partir de las coordenadas facilitadas.



Figura 5. Fotografía satélite con la ubicación de los sondeos realizados.

### 7.3. Investigación geofísica realizada.

La investigación geofísica, como se ha comentado en capítulos anteriores, se trata del conjunto de tomografías eléctricas, así como de los SEV y la sísmica de refracción.

El resultado de la tomografía eléctrica resulta en un perfil resistivo que permite discriminar las unidades estratigráficas, estructuras y alteraciones que se contempla más adelante. A continuación, mostramos una tabla con la ubicación del recorrido seguido con la tomografía.

Tomografía eléctrica. Eje definitivo del túnel									
Punto	Coordenadas		Cota	Abscisa	Punto	Coordenadas		Cota	Abscisa
	E	N				E	N		
P-1	759006	9950937	2793,43	20+425	P-26	758562	9950503	2924,09	21+050
P-2	758983	9950927	2807,59	20+450	P-27	758545	9950485	2929,3	21+075
P-3	758961	9950915	2820	20+475	P-28	758528	9950466	2933,31	21+100
P-4	758940	9950902	2828,82	20+500	P-29	758511	9950448	2939,24	21+125
P-5	758920	9950887	2839,17	20+525	P-30	758494	9950429	2945,4	21+150
P-6	758900	9950871	2852,63	20+550	P-31	758478	9950411	2953,92	21+175
P-7	758881	9950855	2860,56	20+575	P-32	758461	9950392	2964,92	21+200

Tomografía eléctrica. Eje definitivo del túnel									
Punto	Coordenadas		Cota	Abscisa	Punto	Coordenadas		Cota	Abscisa
	E	N				E	N		
P-8	758864	9950836	2867,84	20+600	P-33	758444	9950374	2971,19	21+225
P-9	758848	9950818	2872,04	20+625	P-34	758427	9950355	2971,92	21+250
P-10	758831	9950799	2875,56	20+650	P-35	758411	9950337	2969,3	21+275
P-11	758814	9950781	2879	20+675	P-36	758394	9950318	2972,18	21+300
P-12	758797	9950762	2882,45	20+700	P-37	758377	9950300	2973,13	21+325
P-13	758780	9950744	2885,9	20+725	P-38	758360	9950281	2974,09	21+350
P-14	758764	9950725	2889,34	20+750	P-39	758343	9950263	2976,35	21+375
P-15	758747	9950707	2892,78	20+775	P-40	758326	9950244	2976,71	21+400
P-16	758730	9950688	2896,23	20+800	P-41	758310	9950226	2973,39	21+425
P-17	758713	9950670	2904,97	20+825	P-42	758293	9950207	2971,98	21+450
P-18	758696	9950651	2912,02	20+850	P-43	758276	9950189	2965,75	21+475
P-19	758680	9950633	2918,51	20+875	P-44	758259	995017	2958,53	21+500
P-20	758663	9950614	2921,81	20+900	P-45	758242	9950152	2952,54	21+525
P-21	758646	9950596	2922,89	20+925	P-46	758225	9950144	2946,3	21+550
P-22	758629	9950577	2924,5	20+950	P-47	758207	9950116	2939,65	21+575
P-23	758612	9950559	2929,43	20+975	P-48	758188	9950100	2938,55	21+600
P-24	758595	9950540	2924	21+000	P-49	758168	9950085	2934,93	21+625
P-25	758579	9950522	2924,3	21+025					

Tabla 4. Ubicación de la línea tomográfica eléctrica.

En la siguiente figura se ha ubicado los puntos seguidos para la obtención de la línea tomográfica eléctrica, geolocalizados a partir de la herramienta informática GoogleEarth, a partir de los datos facilitados.



Figura 6. Fotografía satélite con la ubicación de la línea seguida en la tomografía eléctrica.

Se realizaron SEV en las áreas de mayor incertidumbre a lo largo de la traza del proyecto, para poder completar la información obtenida por la tomografía eléctrica. La ubicación y profundidad de alcance de los SEV ejecutados se expone en la siguiente tabla.

SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES			
S.E.V.	PUNTOS		PROFUNDIDAD (m)
	E	N	
1	758199	9950109	340
2	758433	9950362	350
3	758646	9950596	280
4	758673	9950626	270
5	758765	9950726	270
6	758763	9950726	240
7	758877	9950849	200

Tabla 5. Ubicación de los SEV.

En la Figura 7. Fotografía satélite con la ubicación de los puntos donde se realizaron SEV. podemos observar los diferentes sondeos eléctricos verticales realizados para la campaña, geolocalizados a partir de las coordenadas facilitadas y de la herramienta informática GoogleEarth.



Figura 7. Fotografía satélite con la ubicación de los puntos donde se realizaron SEV.

Se aplicaron técnicas activas (de refracción) y pasivas (sismo resistente), que registran las vibraciones inducidas y naturales en el terreno, lo que permite determinar la configuración del sustrato y su definición sísmo tectónica. En las siguientes tablas se pueden observar las localizaciones de los diferentes puntos.

Sísmica de refracción					
PERFIL	A		B		LONGITUD (m)
	E	N	E	N	
1	759103	9950865	759190	9950961	120
2	759208	9950905	759078	9950894	120
3	759248	9950973	759121	9950943	120
4	759123	9949986	759104	9949110	120
5	759198	9949105	759088	9949035	120
6	759222	9949049	759174	9949150	120
7	759030	9950883	759057	9951010	120
8	759056	9950879	759092	9951002	120

Tabla 6. Ubicación de las líneas de la sísmica de refracción.

ENSAYOS SISMORRESISTENTES		
S.S.R.	PUNTOS	
	E	N
1	758095	9950034
2	758315	9950234
3	758416	9950342
4	758652	9950597
5	758871	9950845

Tabla 7. Ubicación de los puntos donde se realizaron ensayos sismorresistentes.

Finalmente, se adjunta una figura donde encontramos los puntos georreferenciados de los diferentes ensayos sismorresistentes realizados, apoyados por la misma herramienta informática y los datos facilitados por TERRAHYDRO S.A.



Figura 8. Ubicación de los puntos donde se realizaron ensayos sismorresistentes.

#### 7.4. Resultados de los ensayos de laboratorio realizados.

A continuación, se adjunta un resumen de los resultados de los diferentes ensayos realizados a las muestras obtenidas de los sondeos realizados. En laboratorio se realizó 2 ensayos a corte directo, 13 identificaciones del suelo según su granulometría, índice de plasticidad, así como la obtención de su humedad natural; 32 ensayos de resistencia de diversa índole y 19 ensayos de estado.

RESUMEN DE RESULTADOS DE LABORATORIO																									
Sondeo	Muestra No	Tramo (m)		ENSAYOS DE ESTADO						ENSAYOS DE RESISTENCIA							CLAIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN						CORTE DIRECTO		
				Densidad Natural (KN/m3)	Peso unitario (KN/m <sup>3</sup> )	Resistencia comp. (MPa)	Esfuerzo tracción (Mpa)	Módulo elástico tangente (Gpa)	Módulo elástico secante (Gpa)	Relación de Poisson tang. (Mpa)	Is (Mpa)	Is50 (Mpa)	Relación de Poisson secan. (Mpa)	Humedad natural (%)	Limite liquido (%)	Limite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	SUCS	AASHTO	IG	Cohesión Kg/cm <sup>2</sup>	Ángulo de fricción °
PTB-1	MPTB-1.1	5,59	5,69	18,23	1,36							7,2			0,0	46,0	54,0	ML	A-4	0,0					
	MPTB-1.2	8,20	8,83	16,5	16,26	1,57						5,1			14,1	55,5	30,4	SM	A-2-4	0,0	0,7	37			
	MPTB-1.3	23,50	24,00	24,67	39,54		34,95	38,30	0,111			0,113													
	MPTB-1.3.1	25,20	25,55	24	24,38	5,55																			
	MPTB-1.4	35,00	35,80	22,94	23,49		17,17	19,25	0,108			0,106													
	MPTB-1.5	47,50	48,00	23,2	25,38	67,86		50,66	55,87	0,120		0,118													
	MPTB-1.5.1	53,00	53,30	22,18	45,48																				
	MPTB-1.5.2	57,70	58,00	21,80	24,65																				
	MPTB-1.6	65,00	65,80	25,27	97,81		74,02	68,02	0,118			0,128													
	MPTB-1.7	80,30	81,00	22,46	36,64																				
	MPTB-1.9	125,00	126,00	24,3	24,84	48,65		38,82	42,64	0,103		0,114													
	MPTB-1.3-1A	25,20	25,55				7,7																		
	MPTB-1.3-1B	25,20	25,55				6,6																		
	MPTB-1.5A	47,50	48,00				7,4																		
	MPTB-1.5B	47,50	48,00				8																		
	MPTB-1.6A	65,00	65,80				6,2																		
	MPTB-1.6B	65,00	65,80				6,6																		
	MPTB-1.7A	80,30	81,00				9,1																		
	MPTB-1.7B	80,30	81,00				11,6																		
	MPTB-1.9A	125,00	126,00				5,9																		
	MPTB-1.9B	125,00	126,00				5,3																		
PTB-4.1	MPTB-4.1	3,62	3,80									31,84	38,00	35,9	2,1	15,0	53,0	32,0	SM	A-2-4	0,0				
PTB-4.2	MPTB-4.2	15,00	15,28									24,88	35,80	33,8	2,0	6,0	45,0	49,0	SM	A-4	0,0				

RESUMEN DE RESULTADOS DE LABORATORIO																									
Sondeo	Muestra No	Tramo (m)		ENSAYOS DE ESTADO						ENSAYOS DE RESISTENCIA							CLAIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN						CORTE DIRECTO		
				Densidad Natural (KN/m3)	Peso unitario (KN/m <sup>3</sup> )	Resistencia comp. (MPa)	Esfuerzo tracción (Mpa)	Módulo elástico tangente (Gpa)	Módulo elástico secante (Gpa)	Relación de Poisson tang. (Mpa)	Is (Mpa)	Is50 (Mpa)	Relación de Poisson secan. (Mpa)	Humedad natural (%)	Limite liquido (%)	Limite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	SUCS	AASHTO	IG	Cohesión Kg/cm <sup>2</sup>	Ángulo de fricción °
PTB-5	MPTB-4.3	15,38	15,69									21,28	29,00	26,0	3,0	0,0	17,0	83,0	ML	A-4	2,0				
	MPTB-4.4	23,64	24,00			0,7						14,84				0,0	41,0	59,0	ML	A-4	0,0				
	MPTB-4.5	33,00	33,28									51,40	55,00	49,2	5,8	0,0	22,0	78,0	MH	A-5	9,0				
	MPTB-4.6	37,67	38,00									21,77	31,00	29,9	1,1	0,0	15,0	85,0	ML	A-4	2,0				
	MPTB-4.7	39,40	39,68			0,7						24,61	24,70	20,7	4,0	0,0	55,0	45,0	SC-SM	A-4	0,0				
	MPTB-4.8	41,00	41,42									22,91	28,20	24,4	3,8	0,0	35,0	65,0	ML	A-4	1,0				
	MPTB-4.9	49,00	49,51									16,41	54,71	47,3	7,4	0,0	65,0	35,0	SM	A-5	0,0				
	MPTB-4.10	55,22	55,21			1,3						15,84	40,10	32,0	8,1	28,0	39,0	33,0	SM	A-2-5	0,0				
	MPTB-4.11	56,00	56,33									8,17	41,10	33,1	8,0	14,0	41,0	45,0	SM	A-5	1,0				
	MPTB5-1	7,20	7,64	22,3	47,5		27,4	30,1	0,13			0,126													
	MPTB5-2	22,00	22,40	25,1	86,3		54,7	59,5	0,13			0,135													
	MPTB5-3	33,30	33,67	21,3	23,0	5,8	17,4	19,5	0,1			0,101													
	MPTB5-4	90,00	90,42	25,7	115,2	10,4	80,8	82,4	0,1			0,132													
	MSS-1	35,00	35,17	21,6	20,7																				
	MSS-2	43,90	44,00																						
	MSS-3	45,10	45,25	21,5	26,3							1,6	1,7												
	MSS-4	45,40	45,50									1,3	1,5												
	MSS-5	50,50	50,62	21,9	23,8																				
	MSS-6	52,30	52,41									3,4	3,4												
	MSS-7	54,00	54,10	20,7	4,7																				
	MSS-8	57,90	58,00									3,1	3,1												



Sondeo	Muestra No	Tramo (m)		Humedad (%)	Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )	Cohesión (Mpa)	Ángulo fricción (phi)	Tipo de material
		Desde	hasta					
	MBM-13	12,61	12,82	60	16,207	3,95	26,1	Toba
STBH-2	MBM-21	3,7	3,77	60	19,228	1,9	44,42	Toba
	MBM-22	8,45	8,62	60	15,704	1,1	16,7	Toba

Tabla 11. Ensayos triaxiales realizados a los sondeos del anteproyecto

Sondeo	Muestra No	Tramo (m)		peso específico (gr/cm <sup>3</sup> )	peso específico s.s. s (gr/cm <sup>3</sup> )	peso específico aparente (gr/cm <sup>3</sup> )	Absorción agua (%)	Porosidad (%)	Tipo de material
		Desde	hasta						
STBV-1	MB-G1	266,85	267	2,749	2,787	2,857	1,38	10,84	Lava maciza blanquecina
	MB-G2	269,6	269,72	2,697	2,726	2,779	1,1	8,22	Volcánicos grisáceos, planos
	MB-G3	225,89	260	2,323	2,389	2,486	2,82	16,28	Volcánico poroso con hoyos
	MB-M1	269,4	269,42	2,753	2,779	2,825	0,93	7,21	Volcánicos
	MB-M2	267,17	267,61	2,763	2,789	2,838	0,96	7,5	Volcánicos
	MB-M3	262,49	262,48	2,581	2,638	2,736	2,19	15,44	Volcánicos
	MB-M5	265	265,42	2,779	2,806	2,855	0,97	7,66	Volcánicos
	MB-M6	265	265,42	2,782	2,805	2,848	0,82	6,51	Volcánicos
STBH-1	MBG-11	9,4	9,48	1,772	2,064	2,503	16,48	73,11	Tobas brechosa
	MBG-12	26,16	26,27	2,534	2,584	2,667	1,98	13,35	Andesita
	MBM-11	8,75	8,95	1,722	2,022	2,461	17,44	73,88	Toba
	MBM-12	10	10,18	1,711	2,035	2,532	18,94	82,03	Toba
	MBM-13	12,61	12,82	1,534	1,87	2,309	21,87	77,47	Toba
	MBM-14	12,1	12,27	1,548	1,875	2,01	21,15	75,33	Toba brechosa
	MBM-15	24,76	24,95	2,679	2,701	2,739	0,81	5,95	Lava
	MBM-16	25,79	26	2,625	2,657	2,712	1,22	8,67	Lava
MBM-17	28,25	28,48	2,372	2,434	2,529	2,62	15,7	Lava	
STBH-2	MBM-21	6,26	6,42	1,527	1,92	2,516	25,74	98,91	Toba
	MBM-22	8,46	8,62	1,489	1,901	2,533	27,2	104,46	Toba
	MBM-23	8,62	8,77	1,448	1,881	2,553	19,91	110,52	Toba
	MBM-24	20,3	0,47	1,41	1,823	2,401	29,3	99,16	Toba
	MBM-25	24,14	24,37	1,495	1,909	2,553	27,7	105,72	Toba

MBG-21	3,7	3,77	1,421	1,845	2,467	29,82	104,54	Toba
MBG-22	22,36	22,47	1,511	1,905	2,494	26,07	98,24	Toba

Tabla 12. Peso específico y absorción de los sondeos realizados en el anteproyecto.

Sondeo	Muestra No	Tramo (m)		Peso específico (gr/cm <sup>3</sup> )	Resistencia compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo de material
		Desde	hasta			
STBV-1	MB-M5	265	265,42	2,76	1158,18	Volcánicos
	MB-M6	265	265,42	2,74	1207,85	Volcánicos
STBH-1	MBM-15	24,76	24,95	2,72	1081,77	Lava
	MBM-16	25,79	26	2,67	1094,35	Lava
	MBM-17	28,25	28,48	2,42	1090,15	Lava
STBH-2	MBM-24	20,28	20,47	1,34	12,68	Toba
	MBM-25	24,14	24,37	1,66	9,44	Toba

Tabla 13. Resistencia a compresión simple realizados a los sondeos del anteproyecto.

## 8. Reseña geológica.

En el presente capítulo del anexo se pretende realizar una breve reseña de los aspectos geológicos que se han encontrado en la zona de estudio, para más información se deberá acudir al anexo geológico. El sitio de investigación es en el flanco oeste de la cordillera Occidental

La zona de investigación se ubica en el flanco oeste de la cordillera Occidental y norte del complejo volcánico de el Corazón, con un predominio de materiales volcánicos depositados sobre tobas, areniscas y brechas. Los materiales atravesados por el túnel corresponden a flujos lávicos, depósitos piroclásticos, flujos de lodos y areniscas. A continuación, se detalla brevemente con mayor detalle.

- Areniscas tobáceas y tobas: ubicadas en el portal de salida al oeste de la Hacienda La Florida, en la ruta Alóag-Santo Domingo (759211E/9951006N), se haya expuesta en cortes verticales. Comprende una secuencia sedimentaria conformada por areniscas tobáceas y tobas de composición andesítica. En la base presenta una toba con matriz arcillo-limosa, color café verdosa, con plasticidad baja a media, consistencia dura, lenta dilatación, cubierta por una secuencia sedimentaria de areniscas tobáceas y tobas de grano fino a grueso, con fragmentos de cuarzo, rocas y plagioclasas, con baja porosidad y, por ende, baja permeabilidad. Presenta un contenido limo-arcilloso entre el 10 al 40%. En el sondeo PTB-4, en el tramo de los 41.40 m y 653.40 m, se presenta una brecha tobácea, con matriz (70%) marrón anaranjada, limo arenosa con bajo contenido en arcilla, compacidad densa y baja permeabilidad, que envuelve cantos volcánicos con ligera meteorización y fragmentos rocosos meteorizados; aproximadamente el contenido c'iplástico es el siguiente: 10% gravas finas, 10% gravas gruesas, 5% guijos y 5% cantos; en general la roca presenta una resistencia de roca muy blanda a suelo duro.

- **Tobas brechosas:** se expone en el portal de entrada del túnel Bombolí, en la abscisa 23+700 de la carretera Alóag-Santo Domingo. Presenta un contacto discordante en su tope con un flujo de lava andesítica piroxénica. Los taludes son estables, sub-verticales y escarpados, masivos, con fracturas con espaciamentos métricos y superficies onduladas rugosas. Presenta una matriz limosa (70%) con bajo contenido de arcilla, de color verde amarillenta, con plasticidad baja, compacidad muy densa, dilatancia media que envuelve a gránulos de rocas volcánicas y de pómez de varias tonalidades entre blanco, rojo, negro y gris, con formas sub-angulosas, gravas finas con formas sub-angulosas a angulosas de andesitas de varias coloraciones con resistencias de rocas muy duras y de pómez suaves.
- **Lahar:** hallados en el portal de salida del túnel Bombolí y a lo largo de su traza, comprenden depósitos con matriz limo-arenosa, entre un 70% a 90% aproximadamente, de color gris oscuro, suelta, con humedad alta, que envuelven clastos volcánicos grises y rojizos, con diámetros entre bloques decimétricos a gravas finas, dispuestos caóticamente, de composición volcánica, forma angulosa y resistencia de los clastos equivalente a rocas duras.
- **Lavas andesíticas piroxénicas:** En el área del proyecto se determinó flujos lávicos de composición similar, pero con un contenido en fenocristales y tamaños variables, que se consideraron como criterios de clasificación para cada tipo.
  - **Andesitas piroxénicas de grano medio:** Se presentan bloques métricos angulosos en la ladera ubicada al NW de la quebrada La Florida [759011E/9950906N]. Estos bloques presentan un predominio plagioclasas y piroxénos. La roca aflorante presenta tonalidad gris claro, masiva, con fracturas con superficies ondulada rugosa y resistencia de roca muy dura. Su textura es porfirítica, hipocristalina, con una matriz afanítica gris, vítrea, en un 40%, con un 60% de fenocristales.
  - **Andesita piroxénica de grano medio a grueso:** Aflora lo largo de la quebrada ubicada al este de la Hacienda Viracruz [757897E/9950520N]. Esta roca es de composición andesítica piroxénica, con tonalidades gris claro, con fracturas con superficie ondulada irregular, y resistencia de roca muy dura. La superficie exhibida presenta meteorización ligera con una leve decoloración gris oscura y oxidación de coloración anaranjada de su matriz. Su textura es porfirítica, hipocristalina, con una matriz afanítica gris clara, vítrea, en un 58%, con un 42% de fenocristales.
  - **Andesita piroxénica de grano grueso:** Aflora en la vía Alóag – Santo Domingo en la abscisa 20+432.36 [759137E/9950965N], presenta tonalidades grises claro, y zonas masivas y fracturadas (clasto lavas), las fracturas presenta superficie irregular rugosa, con resistencia de roca muy dura. La roca en superficie fresca presenta meteorización ligera con una decoloración gris oscuro de su matriz, de textura porfirítica. Su matriz es afanítica (60%), grisácea, vítrea y con un 40% de fenocristales, con un predominio de plagioclasas con tamaños hasta 4mm.
- **Lavas andesíticas hornbléndicas:** Afloran a lo largo del margen derecho de la quebrada La Florida, al oeste de la Hacienda del mismo nombre [759137E/9950965N] y [759125E/9950947N]. La roca aflorante presenta tonalidades grises a marrón, masiva, con fracturas con superficies onduladas irregulares y resistencia de roca dura y muy dura. Su textura es porfirítica, hipocristalina, con una matriz afanítica gris claro, vítrea, en un 50%, y con un 50% de fenocristales. Presenta microestructuras paralelas entre sí, cerradas sin relleno. La roca trata de una andesita hornbléndica.
- **Aglomerados:** Se expone afloramientos en el borde del talud a lo largo de la vía Alóag – Santo Domingo, en proximidad al portal de salida se exponen buenos afloramientos. En la margen izquierda de la quebrada La Florida, portal de salida del Túnel Bombolí, se exhibe un aglomerado clasto soportado, soldada, con una matriz (en un 35%) limo arcillosa con arena, con tonalidad grisáceas, el contenido

clástico (65%), comprende gravas finas a cantos, hasta bloques con diámetro de 1.15m, de andesitas, presentan formas angulosas a sub-angulosas, con resistencias de rocas muy duras. El contenido clástico está asociado a flujos de lava del Volcán Atacazo que fueron expulsados durante eventos eruptivos precedentes.

- **Flujos piroclásticos:** Se exponen en afloramientos con laderas sub-verticales a escarpadas, estables, con superficies irregulares con tonalidades gris claras (en seco), masivos, expuestos entre los kilómetros 21 y 23 de la vía Aloag - Santo Domingo. Litológicamente presenta una matriz limo arenosa, bien empaquetada, con compacidades densas, que envuelven cantos con tamaños predominantes de 15cm, bloques de hasta 1,10m, gravas y guijos. La matriz se presenta en un 70% y clastos del 30%, predominando andesitas piroxénicas, hornbléndicas, grises, con resistencias de rocas muy duras y formas angulosas, además se presentan fragmentos de pómez.
- **Brechas tobáceas:** Bajo estos depósitos se presenta una brecha tobácea que en superficie se muestra completamente meteorizada. Exhibe una coloración amarillenta cremosa y marrón, con evidencias de fracturas con superficies irregulares rugosas, con persistencias menores a un metro, en ciertos sitios presentan una estratificación en capas centimétricas. La roca se expone masiva, matriz soportada, con permeabilidad y porosidad baja, comprende un 60% de matriz y 40% de líticos de rocas volcánicas y de pómez. Se comporta como un suelo con matriz limo arcillosa de coloración gris-marrón, con plasticidad baja, compacidad densa, dilatancia baja a media, que envuelve gránulos de rocas volcánicas de tonalidad gris oscuro, pómez y fragmentos de minerales (anfíbol y biotita de forma angulosa a sub-angulosa), gravas gruesas esporádicas de pómez con formas sub-angulosas.
- **Depósitos volcanoclásticos:** Estos depósitos comprenden una secuencia representada por un nivel de lapilli de pómez en la parte superior, entremezclados con depósitos de ladera que cubren a brechas tobáceas.

Litología	Abscisas		Litología	Abscisas	
	Desde	Hasta		Desde	Hasta
Tobas brechosas cremas rojizas	20+312,38	20+318,14	Lahares	21+049,82	21+080,27
	20+512,57	20+661,21		21+089,69	21+161,65
	21+966,67	21+974,78	Flujos piroclásticos	20+456,04	20+502,98
	21+976,36	21+978,61		21+341,09	21+381,04
Tobas cizalladas	21+393,8	21+518,58	Andesitas piroxénicas con niveles de escoria altamente fracturadas	20+372,76	20+456,04
Escorias	20+318,14	20+372,76	Andesitas escoriáceas hornbléndicas	20+305,7	20+323,78
	20+661,21	20+702,35	Fallas y zonas cizalladas	20+502,98	20+512,57
	21+523,02	21+531,75		20+751,16	20+776,03
	21+920,62	21+948,19		20+951,53	20+958,02
	21+957,98	21+966,67		21+080,27	21+089,69

Litología	Abscisas		Litología	Abscisas	
	Desde	Hasta		Desde	Hasta
Andesitas piroxénicas gris verdosas	20+318,14	20+372,76		21+161,65	21+181,35
	20+661,21	20+702,35		21+381,04	21+393,8
	21+523,02	21+531,75		21+518,58	21+523,02
	21+920,62	21+948,19		21+587,68	21+596,89
	21+957,98	21+966,67		21+679,94	21+689,73
	21+531,75	21+587,68		21+829,42	21+842,2
	21+596,89	21+679,94		21+915,62	21+920,62
	21+689,73	21+829,42		21+948,19	21+957,98
	21+842,2	21+916,62		21+974,78	21+976,36

Tabla 14. Litología por abscisas a lo largo de la traza del túnel Bombolí.

Por último, cabe mencionar que a lo largo de las fallas se puede encontrar brechas tectónicas, milonitas con espesores probables de hasta 40 m.

## 9. Caracterización geotécnica de los materiales.

### 9.1. Generalidades.

En este apartado se asocia cada material atravesado en el tramo del túnel estudiado, con los valores de los diferentes parámetros geotécnicos, obtenidos a partir de los ensayos realizados, así como de modelos geomecánicos empíricos.

Las fotografías de los materiales, siempre que se ha podido, se ha seleccionado aquellas que presentan mejor aspecto, ya que debido al bajo RQD, o al elevado grado de fracturación que, en general, presentan los materiales, ha incapacitado en muchos casos su reconocimiento en fotografía. Adicionalmente, se han analizado materiales que en un principio no se han observado en la traza del túnel, no obstante, se ha estudiado como así fuera, para poder tomar decisiones de sostenimiento y excavación en el caso de su aparición.

Cuando las características lo han permitido, se ha clasificado el macizo según los índices de calidad de Bieniawski (1979 y 1989) y Barton et. al. (1974). A partir de dichos índices y del índice GSI (Hoek, 1994; Hoek et. al. 1992 y 1995), se ha obtenido la curva de resistencia intrínseca aplicando el criterio generalizado de rotura de Hoek y Brown (1980 a y b, 1988), según lo sugerido por Hoek et. al. (2002).

Una vez obtenidos los parámetros de Hoek y Brown, se puede clasificar los valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno del macizo, ya que existe una relación para un determinado nivel de presión de confinamiento, la curva de resistencia intrínseca envolvente de los estados tensionales últimos definidos por el criterio de rotura, puede sustituirse por una recta definida por el ángulo de rozamiento efectivo ( $\phi'$ ) y su cohesión ( $c'$ ), según la propuesta de Serrano y Olalla (1994 a y b) y Hoek et.al. (2002). Para la caracterización de estas estimaciones se ha utilizado el programa RocLab. Versión 1.033 de la compañía Rocscience Inc.

Además del ajuste que sigue la tangente de la curva de rotura, es posible efectuar el ajuste para un intervalo de presión de confinamiento mediante una recta de Mohr-Coulomb, secante a la curva de rotura de Hoek

y Brown. Este segundo ajuste es más conservador que el presentado por Hoek (1983, 1994); Hoek et.al. (2002) proponen el siguiente criterio generalizado de resistencia intrínseca para macizos rocosos.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} * (m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s)^a$$

Siendo:

- $m_b$ : valor reducido del parámetro de resistencia intrínseca de la roca intacta  $m_i$ .
- $\sigma'_1$ : tensión efectiva principal mayor.
- $\sigma'_3$ : tensión efectiva principal menor.
- $\sigma_{ci}$ : resistencia a compresión simple de la roca intacta.
- $a$  y  $s$ : parámetros de resistencia intrínseca del macizo rocoso.

La estimación de  $m_b$ ,  $a$  y  $s$ , puede realizarse a partir de las propuestas de Hoek (1994) y Hoek et. al (1992, 1995 y 2002) basadas en las de Priest y Brown (1983), en base al "Geological Strength Index" (GSI).

$$m_b = m_i * e^{\frac{GSI-100}{28-14*D}}$$

$$a = \frac{1}{2} + \left(\frac{1}{6}\right) * (e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}})$$

$$s = e^{\frac{-GSI-100}{9-3D}}$$

Donde:

- $m_i$ : parámetro de resistencia intrínseca de la roca intacta deducido de ensayos triaxiales o de referencias bibliográficas publicadas por Hoek (1983, 1995 y 2000).
- $D$ : factor que depende del grado de distorsión que está sufriendo el macizo durante su excavación.

El módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_m$ ) viene dado según la expresión de Hoek y Dieterich, (2006).

$$E_m (GPa) = E_i * (0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}})$$

Donde:

- $E_i$ : módulo de deformación de la roca intacta.

Además, se ha valorado el comportamiento de los materiales utilizando la "línea Mogi". Esta línea define la relación entre las tensiones principales efectivas mayor y menor, para la cual se produce la transmisión de  $\sigma$  de la rotura frágil a la rotura dúctil. Esta línea se define sencillamente como  $\sigma_1/\sigma_3=3.4$ . Si la envolvente de tensiones principales queda sobre la línea Mogi, indica un grado de rotura frágil, mientras que, si queda por debajo, indica un modo de rotura dúctil (para valores bajos de GSI).

## 9.2. Andesitas.

### 9.2.1. Introducción

Dentro de estos materiales agrupamos, desde el punto de vista geotécnico a las siguientes litofacies:

- Andesitas escoriáceas hornbléndicas.
- Andesitas piroxénicas:
  - Andesitas piroxénicas con niveles de escorias,
  - Andesitas escoriáceas / andesitas piroxénicas grises,
  - Andesitas piroxénicas gris verdosas.
  -

Estas litofacies están definidas y caracterizadas en el estudio geológico.

### 9.2.2. Caracterización litológica.

Dentro de este apartado vamos a diferenciar los siguientes sub-litotipos:

Andesita piroxénica: La roca presenta tonalidad gris clara, textura porfirítica, con una matriz afanítica gris, entre un 40% y 60 % de fenocristales de plagioclasas, piroxénos, anfíboles y cuarzo entre 60 y 40%, con bajo contenido de accesorios, con tamaños que varían entre 1 y 4mm. En afloramientos presentan zonas masivas y fracturadas, con superficies onduladas e irregulares rugosas, con pátinas de óxidos, meteorización moderada y resistencia de roca muy dura. Las fracturas abiertas en los sondeos se presentan limpias y con un limo tenue y en otras son cerradas. En general la roca presenta moderada silificación, grado de alteración bajo y sus facies presentan diferencias poco notorias en el tamaño de grano. Los niveles escoriáceos presentan tonalidades gris rojizas, vesículas, alto fracturamiento y resistencia de la roca menor.

A continuación enlistamos las características de los sistemas de juntas de los afloramientos y de los sondeos.

*Afloramientos:*

- Espaciamientos entre fracturas: 0,6 a 0,20cm.
- Rugosidad: Ondulada rugosa.
- Continuidad: < 1m y entre 1 y 3m.
- Rellenos: Limos y arcillas.
- Meteorización de las juntas: Moderada.

*Sondeos:*

- Espaciamientos entre fracturas: 0,2 a 2.6m.
- Rugosidad: Planas rugosas a onduladas rugosas.
- Rellenos: Sin relleno y rellenos blandos.
- Meteorización de las juntas: Ligera a moderada.

Existen dos tipos de andesitas piroxénicas claramente diferenciadas, denominadas como andesitas piroxénicas grises y andesitas piroxénicas verdes, de estas se obtuvieron los parámetros físicos y mecánicos del macizo.



Figura 11. Vista de la andesita piroxénica procedente de la campaña de reconocimiento. Portal de entrada. Sondeo PTB-01, tramo 122.00 – 127.00m. (757836E; 9949989N)

### 9.2.3. Caracterización tenso-deformacional de la roca intacta.

Los parámetros medios que se tienen para la roca intacta son los siguientes:

- RQD = 70 %.
- Juntas rugosas.
- Goteo (pequeños rezumes y flujos en zonas fracturadas).
- Densidad aparente media:  $\gamma = 2'5 \text{ t/m}^3$ .
- Resistencia media a compresión simple:  $\sigma_{ci} = 177 \text{ MPa}$ .
- Resistencia a tracción:  $\sigma_T = 9 \text{ MPa}$ .
- Módulo de deformación elástico:  $E_i = 71000 \text{ MPa}$ .
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,11$ .

### 9.2.4. Caracterización geomecánica y propiedades del macizo rocoso.

Con estos condicionantes resulta un valor del RMR corregido de Bienawski de 60 (Clase III o Media; Bieniawski, 1989), un GSI de 55 (Hoek et al., 2002) y una Q de Barton de 7 (Barton et al., 1974).

Además, una vez obtenido el índice GSI se puede calcular la curva de resistencia intrínseca característica de este material, según el criterio de rotura de Hoek y Brown, previo cálculo de los índices "a", "m<sub>b</sub>" y "s" para la roca intacta y para el macizo rocoso.

Para andesitas Hoek (1995 y 2000) y Hoek et al. (2002) proponen tomar para la roca intacta  $m_i = 25$ , con lo que se obtiene, considerando una excavación bien controlada y con poco daño a las rocas circundantes del túnel ( $D = 0$ ) y un espesor de cobertera de 319 m, un valor de  $m_b$  de 5'011. Por su parte, el parámetro s vale 0'0067 y a = 0'504.

La obtención de los parámetros anteriores para el macizo rocoso es función de la calidad del mismo. Para un macizo rocoso descomprimido estos valores vienen dados por las expresiones de Hoek y Brown (1980 y 1988) y, por tanto, resulta la curva de resistencia intrínseca para este material reflejada en la siguiente figura.

El parámetro tensional K es 0,7, lo que nos indica un estado tensional bajo, con una tensión horizontal máxima  $\sigma_{3max}$  de 4,9 MPa.

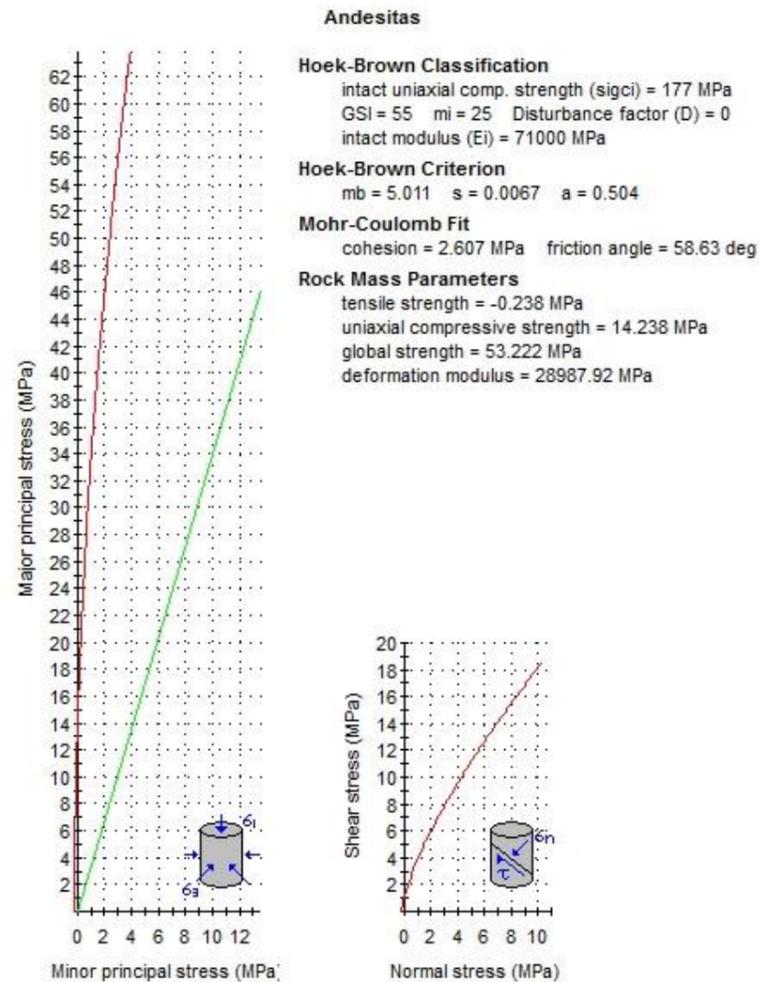


Figura 12.. Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por los materiales andesíticos. La envolvente de tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033".

Como puede verse en la Figura No. 12, el comportamiento resistente del material es del tipo frágil, ya que la envolvente de tensiones principales queda sobre la línea Mogi.

Así, los parámetros tenso-deformacionales del macizo rocoso que se obtienen son los siguientes:

- Resistencia a tracción del macizo rocoso:  $\sigma_T = -0,24 \text{ MPa}$
- Resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso:  $\sigma_c = 14,24 \text{ MPa}$
- Resistencia a compresión global del macizo rocoso:  $\sigma_{cm} = 53,22 \text{ MPa}$

- Módulo de deformación del macizo rocoso:  $E_m = 29000 \text{ MPa}$ .

Pudiendo tomarse como parámetros de resistencia al corte para el macizo rocoso (**iError! No se encuentra el origen de la referencia.**):

- Cohesión efectiva:  $c' = 2,6 \text{ MPa}$ .
- Ángulo de rozamiento interno efectivo:  $\phi' = 59^\circ$ .

La deformación por cizallamiento de elementos estructural estará en función de la deformación de la parte superior o cobertura definida:

- $G_2^T = E/[2(1+\nu)] = 1.31E^7 \text{ kPa}$ .

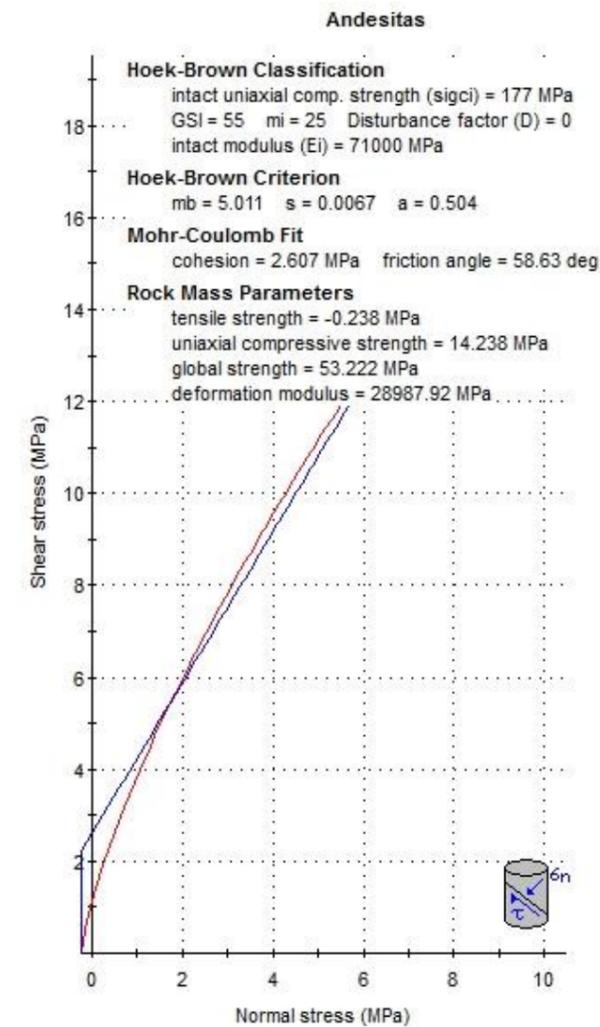


Figura 13. Obtención de los parámetros de resistencia del macizo de andesitas según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (reflejado con la línea azul), a partir del criterio de Hoek-Brown (reflejado con la línea roja).

Esta formación presenta un coeficiente de permeabilidad entre  $10E-04$  y  $10E-05$  cm/s, lo que implica una permeabilidad que varía de permeable medianamente. La porosidad de estos materiales es secundaria, y es originada por la fracturación en la etapa de enfriamiento de los flujos lávicos y por las estructuras originadas por el tectonismo regional.

### 9.3. Tobas brechosas.

#### 9.3.1. Introducción.

Dentro de estos materiales agrupamos, desde el punto de vista geotécnico, las brechas tobáceas marrón rojizas, las brechas tobáceas cremas amarillentas y las andesitas fracturadas, definidas y caracterizadas en el estudio geológico.

#### 9.3.2. Caracterización litológica.

En esta clasificación vamos a diferenciar tres litotipos.

Brechas tobáceas marrón rojizas: Próximo al portal de salida, el sondeo PTB-4, en su tramo de 51.40 y 63.40m presenta una brecha tobácea, con matriz (70%) marrón anaranjada, limo arenosa con bajo contenido de arcilla, con compacidad muy densa, baja permeabilidad, que envuelven cantos volcánicos con ligera meteorización y fragmentos rocosos meteorizados, con un contenido clástico siguiente: gravas finas 10%, gravas gruesas 10%, guijos 5% y cantos 5%; en general la roca presenta una resistencia de roca muy blanda a suelo duro.



Figura 14. Vista de la brecha tobácea marrón rojiza, procedente de la campaña de reconocimiento. Portal de salida. Sondeo PTB-04, tramo 56.00 – 60.00m. Coordenadas: 758632E, 9950473N.

Tobas brechosa: La toba brechosa se expone en el portal de entrada del Túnel Bombolí. Presenta una matriz limosa (70%) con bajo contenido de arcilla, de color verde amarillenta, con plasticidad baja, compacidad muy densa, dilatancia media, que envuelve a: gránulos de rocas volcánicas y de pómez de varias tonalidades entre blanco, rojo, negro y gris, con formas sub-angulosas, gravas finas con formas sub-angulosas a angulosas de andesitas de varias coloraciones con resistencias de rocas muy duras y de pómez suaves.



Figura 15. Brechas tobáceas bajo lavas. Portal de entrada del túnel.

Andesita fracturada: Incluye a las andesitas piroxénicas fracturadas gris claras y a tramos fracturadas de las andesitas piroxénicas gris verdosas. La roca en general presenta tonalidad gris clara a gris verdosa, textura porfírica, con una matriz afanítica con fenocristales de plagioclasas, piroxénos, anfíboles y cuarzo.



Figura 16. Vista de la andesita piroxénica fracturada. Portal de salida. Sondeo PTB-05, tramo 103.00 – 108.00m. Coordenadas: 759121E, 9950966N.

#### 9.3.3. Caracterización tenso-deformacional de la roca intacta.

Los parámetros medios que se tienen para la roca intacta son los siguientes:

- Juntas onduladas rugosas
- Goteo (pequeños rezumes)
- Densidad aparente media:  $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$
- Resistencia media a compresión simple:  $\sigma_{ci} = 5 \text{ MPa}^*$
- Módulo de deformación elástico:  $E_i = 1490 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,17$

\*Valores inferiores a los esperados por ruptura frágil por expansión. Valores obtenidos a partir del módulo de deformación.

### 9.3.4. Caracterización geomecánica y propiedades del macizo rocoso.

Con estos condicionantes resulta un valor del RMR corregido de Bienawski de 35 (Clase IV o Mala; Bieniawski, 1989), un GSI de 30 (Hoek et al., 2002) y una Q de Barton de 1 (Barton et al., 1974).

Además, una vez obtenido el índice GSI se puede calcular la curva de resistencia intrínseca característica de este material, según el criterio de rotura de Hoek y Brown, previo cálculo de los índices "a", "m<sub>b</sub>" y "s" para la roca intacta y para el macizo rocoso.

Para tobas brechosas Hoek (1995 y 2000) y Hoek et al. (2002) proponen tomar para la roca intacta  $m_i = 19$ , con lo que se obtiene, considerando una excavación mecánica o a mano (sin voladura), en un macizo rocoso de pobre calidad, una deformación mínima de la roca circundante al túnel ( $D = 0$ ) y un espesor de cobertera de 338 m, un valor de  $m_b$  de 1'560. Por su parte, el parámetro s vale 0'0004 y  $a = 0'522$ .

La obtención de los parámetros anteriores para el macizo rocoso es función de la calidad del mismo. Para un macizo rocoso descomprimido estos valores vienen dados por las expresiones de Hoek y Brown (1980 y 1988) y, por tanto, resulta la curva de resistencia intrínseca para este material reflejada en la Figura No. 3.

El parámetro tensional K es 0'7, lo que nos indica un estado tensional bajo, con una tensión horizontal máxima  $\sigma_{3max}$  de 4'4 MPa.

#### Tobas brechosas

##### Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength ( $\sigma_{ci}$ ) = 5 MPa  
GSI = 30  $m_i = 19$  Disturbance factor (D) = 0  
intact modulus (E<sub>i</sub>) = 1490 MPa

##### Hoek-Brown Criterion

$m_b = 1.560$   $s = 0.0004$   $a = 0.522$

##### Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.365 MPa friction angle = 24.23 deg

##### Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.001 MPa  
uniaxial compressive strength = 0.086 MPa  
global strength = 0.764 MPa  
deformation modulus = 121.26 MPa

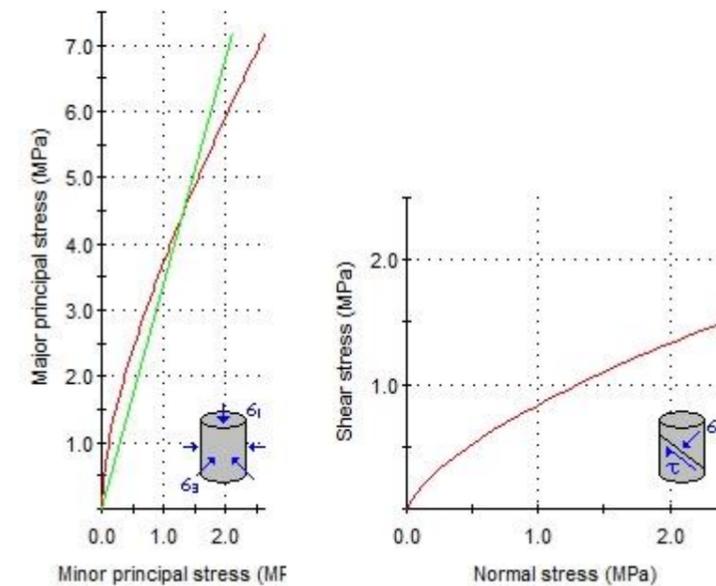


Figura 17. Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por las tobas brechosas. La envolvente de tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033".

Como puede verse en la Figura 17. Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por las tobas brechosas. La envolvente de tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033", el comportamiento resistente del material es del tipo frágil que progresa a dúctil a tensiones principales mayores a 4.5 MPa.

Así, los parámetros tenso-deformacionales del macizo rocoso que se obtienen son los siguientes:

- Resistencia a tracción del macizo rocoso:  $\sigma_T = -0,001$  MPa.
- Resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso:  $\sigma_c = 0,09$  MPa.
- Resistencia a compresión global del macizo rocoso:  $\sigma_{cm} = 0,76$  MPa.
- Módulo de deformación del macizo rocoso:  $E_m = 120$  MPa.

Pudiendo tomarse como parámetros de resistencia al corte para el macizo rocoso Figura No. 4.

- Cohesión efectiva:  $c' = 0,37$  MPa.
- Ángulo de rozamiento interno efectivo:  $\phi' = 24^\circ$ .

La deformación por cizallamiento de elementos estructural estará en función de la deformación de la parte superior o cobertura definida:

➤  $G_2^T = E/[2(1+\nu)] = 5.13E^4 \text{ kPa}$ .

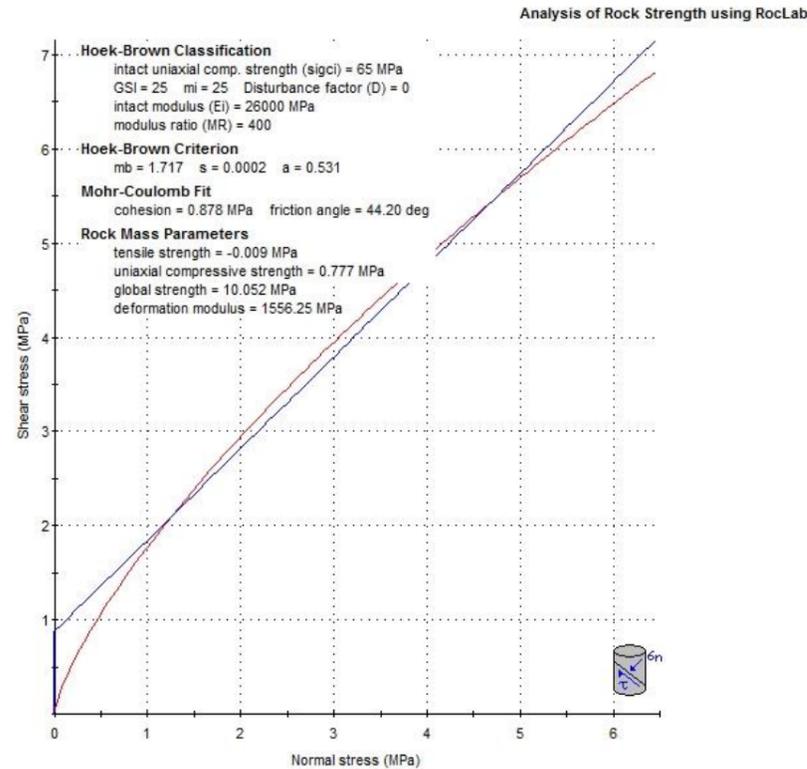


Figura 18. Obtención de los parámetros de resistencia del macizo de tobas brechosas según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (reflejado con la línea azul), a partir del criterio de Hoek-Brown (reflejado con la línea roja). Obtenido con el programa "RocLab v. 1.03"

**9.3.5. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso.**

Esta formación presenta un coeficiente de permeabilidad entre  $10E-04$  y  $10E-06 \text{ cm/s}$ , lo que implica una permeabilidad que varía de medianamente permeable a impermeable. La porosidad de estos materiales es primaria, debido a su contenido granular.

**9.4. Andesitas fracturadas.**

**9.4.1. Caracterización tenso-deformacional de la roca intacta.**

Los parámetros medios que se tienen para la roca intacta son los siguientes:

- RQD = 30 %
- Juntas rugosas
- Goteo (pequeños rezumes y flujos en zonas fracturadas)
- Densidad aparente media:  $\gamma = 2'4 \text{ t/m}^3$
- Resistencia media a compresión simple:  $\sigma_{ci} = 65 \text{ MPa}$
- Resistencia a tracción:  $\sigma_T = 8 \text{ MPa}$
- Módulo de deformación elástico:  $E_i = 24000^* \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,11$

\*Valores obtenidos a partir de la resistencia a la compresión simple.

**9.4.2. Caracterización geomecánica y propiedades del macizo rocoso.**

Con estos condicionantes resulta un valor del RMR corregido de Bienawski de 30 (Clase IV o Mala; Bieniawski, 1989), un GSI de 25 (Hoek et al., 2002) y una Q de Barton de 1 (Barton et al., 1974).

Además, una vez obtenido el índice GSI se puede calcular la curva de resistencia intrínseca característica de este material, según el criterio de rotura de Hoek y Brown, previo cálculo de los índices "a", "m<sub>b</sub>" y "s" para la roca intacta y para el macizo rocoso.

Para andesitas fracturadas Hoek (1995 y 2000) y Hoek et al. (2002) proponen tomar para la roca intacta  $m_i = 25$ , con lo que se obtiene, considerando una excavación bien controlada y con poco daño a las rocas circundantes del túnel ( $D = 0$ ) y un espesor de cobertera de 330 m, un valor de  $m_b$  de 1'717. Por su parte, el parámetro s vale 0'0002 y  $a = 0'531$ .

La obtención de los parámetros anteriores para el macizo rocoso es función de la calidad del mismo. Para un macizo rocoso descomprimido estos valores vienen dados por las expresiones de Hoek y Brown (1980 y 1988) y, por tanto, resulta la curva de resistencia intrínseca para este material reflejada en la figura siguiente.

El parámetro tensional K es 0'7, lo que nos indica un estado tensional bajo, con una tensión horizontal máxima  $\sigma_{3max}$  de 4'3 MPa.

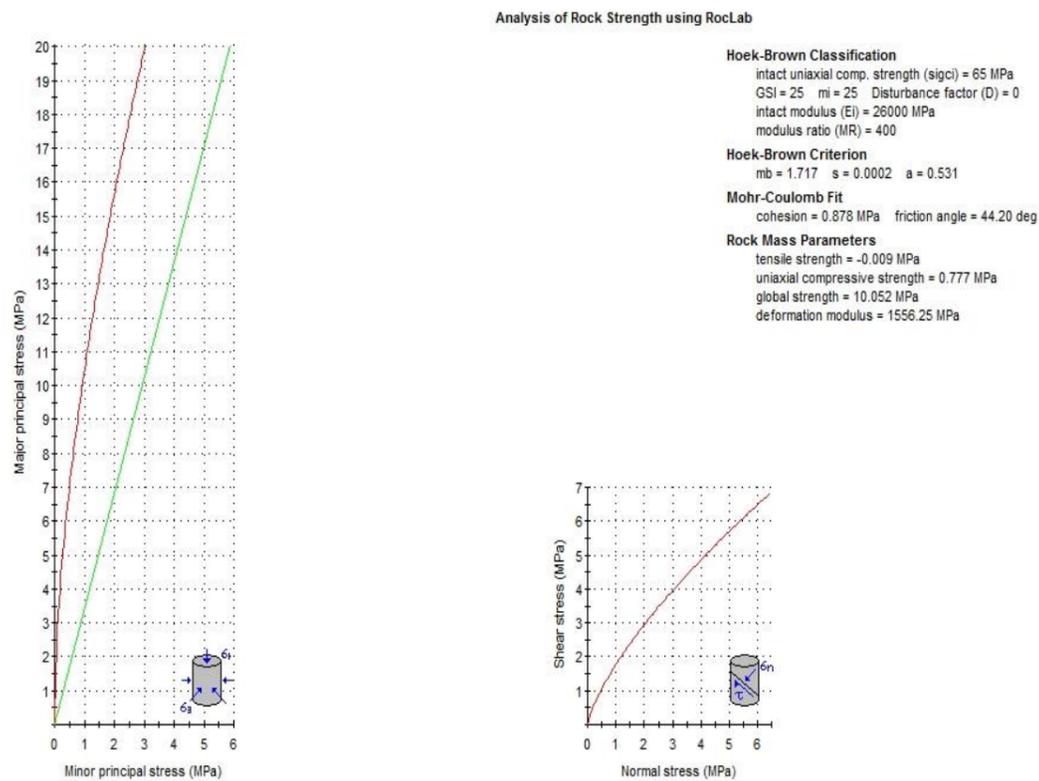


Figura 19. Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por las andesitas fracturadas. La envolvente de tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033".

Como puede verse en la figura anterior, el comportamiento resistente del material es del tipo frágil, ya que la envolvente de tensiones principales queda sobre la línea Mogi.

Así, los parámetros tenso-deformacionales del macizo rocoso que se obtienen son los siguientes:

- Resistencia a tracción del macizo rocoso:  $\sigma_T = -0,009 \text{ MPa}$ .
- Resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso:  $\sigma_c = 0,78 \text{ MPa}$ .
- Resistencia a compresión global del macizo rocoso:  $\sigma_{cm} = 10,05 \text{ MPa}$ .
- Módulo de deformación del macizo rocoso:  $E_m = 1550 \text{ MPa}$ .

Pudiendo tomarse como parámetros de resistencia al corte para el macizo rocoso (Figura No. 6):

- Cohesión efectiva:  $c' = 0,88 \text{ MPa}$ .
- Ángulo de rozamiento interno efectivo:  $\phi' = 44^\circ$ .

La deformación por cizallamiento de los elementos estructurales vendrá dada en función de la deformación de la parte superior o cobertura definida:

- $G_2^T = E/[2(1+\nu)] = 6.98E^5 \text{ kPa}$ .

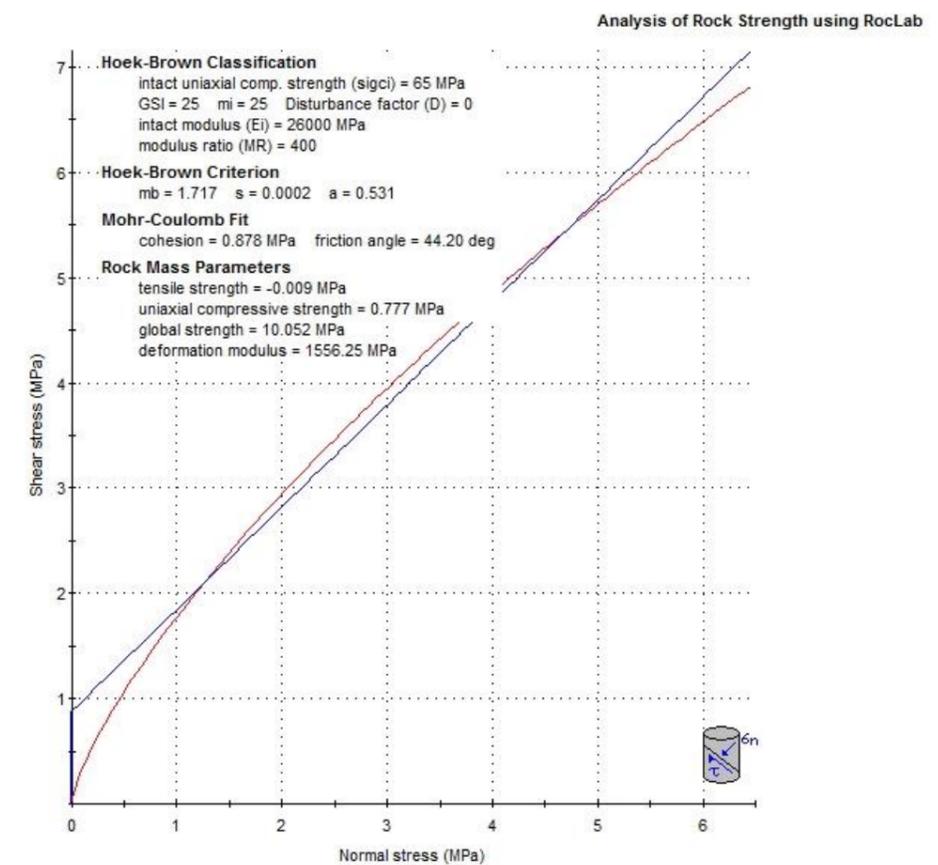


Figura 20. Obtención de los parámetros de resistencia del macizo para andesitas fracturadas según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (reflejado con la línea azul), a partir del criterio de Hoek-Brown (reflejado con la línea roja).

#### 9.4.3. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso.

Esta formación presenta un coeficiente de permeabilidad entre  $10E-04 \text{ cm/s}$ , permeable. La porosidad de estos materiales es secundaria y es originada por fracturas por enfriamiento y por el tectonismo regional.

### 9.5. Areniscas, tobas y limolitas.

#### 9.5.1. Introducción.

Dentro de estos materiales hemos se describen a las areniscas, tobas y limos definidas y caracterizadas en el estudio geológico.

#### 9.5.2. Caracterización litológica.

Areniscas tobáceas y tobas arenosas: Expuesta en el portal de salida comprende intercalaciones de tobas con matriz arcillo-limosa, color café verdosa, con plasticidad baja a media, consistencia muy dura, dilatancia lenta, con areniscas tobáceas y tobas de grano fino a grueso, con fragmentos de cuarzo, rocas y plagioclasas, con baja porosidad y permeabilidad, con un contenido de limo arcilloso entre el 10% y 40%. Conforman afloramientos

masivos con cambios de facies normales y graduales, humedad moderada; la resistencia es de rocas blandas a suelos duros, permitiendo cortes de taludes subverticales con alturas de hasta 5.00m, estables. Por para poder estar del lado de la seguridad, a estos materiales se aconseja tratarlos como suelos.



Figura 21. Tobs arenosas procedentes de la campaña de reconocimiento. Sondeo PTB-04, tramo 16.00 a 20.00m. Coordenadas: 758632E;9950473N.

### 9.5.3. Caracterización tenso-deformacional de la roca intacta.

Los parámetros medios que se tienen para la roca intacta son los siguientes:

- Goteo (pequeños rezumes)
- Densidad aparente media:  $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$
- Resistencia media a compresión simple:  $\sigma_{ci} = 17 \text{ MPa}^*$
- Módulo de deformación elástico:  $E_i = 5940 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,2$

\*Valores inferiores a los esperados por ruptura frágil por expansión. Valores obtenidos a partir del módulo de deformación.

### 9.5.4. Caracterización geomecánica y propiedades del macizo rocoso

Con estos condicionantes resulta un valor del RMR corregido de Bienawski de 32 (Clase IV o Mala; Bieniawski, 1989), un GSI de 27 (Hoek et al., 2002) y una Q de Barton de 0,7 (Barton et al., 1974).

Además, una vez obtenido el índice GSI se puede calcular la curva de resistencia intrínseca característica de este material, según el criterio de rotura de Hoek y Brown, previo cálculo de los índices "a", "m<sub>b</sub>" y "s" para la roca intacta y para el macizo rocoso.

Para la obtención de los valores de los parámetros, Hoek (1995 y 2000) y Hoek et al. (2002) proponen tomar para la roca intacta  $m_i = 18$ , con lo que se obtiene, considerando una excavación mecánica o a mano (sin voladura), en un macizo rocoso de pobre calidad, una deformación mínima de la roca circundante al túnel ( $D = 0$ ) y un espesor de cobertera de 137,1 m, un valor de  $m_b$  de 1.327. Por su parte, el parámetro s vale 0.0003 y  $a = 0.527$ .

La obtención de los parámetros anteriores para el macizo rocoso es función de la calidad del mismo. Para un macizo rocoso descomprimido estos valores vienen dados por las expresiones de Hoek y Brown (1980 y 1988) y, por tanto, resulta la curva de resistencia intrínseca para este material reflejada en la Figura 22. Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por areniscas, tobas y limos. La envolvente de

tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033".

El parámetro tensional K es 0.7, lo que nos indica un estado tensional bajo, con una tensión horizontal máxima  $\sigma_{3max}$  de 1.7 MPa.

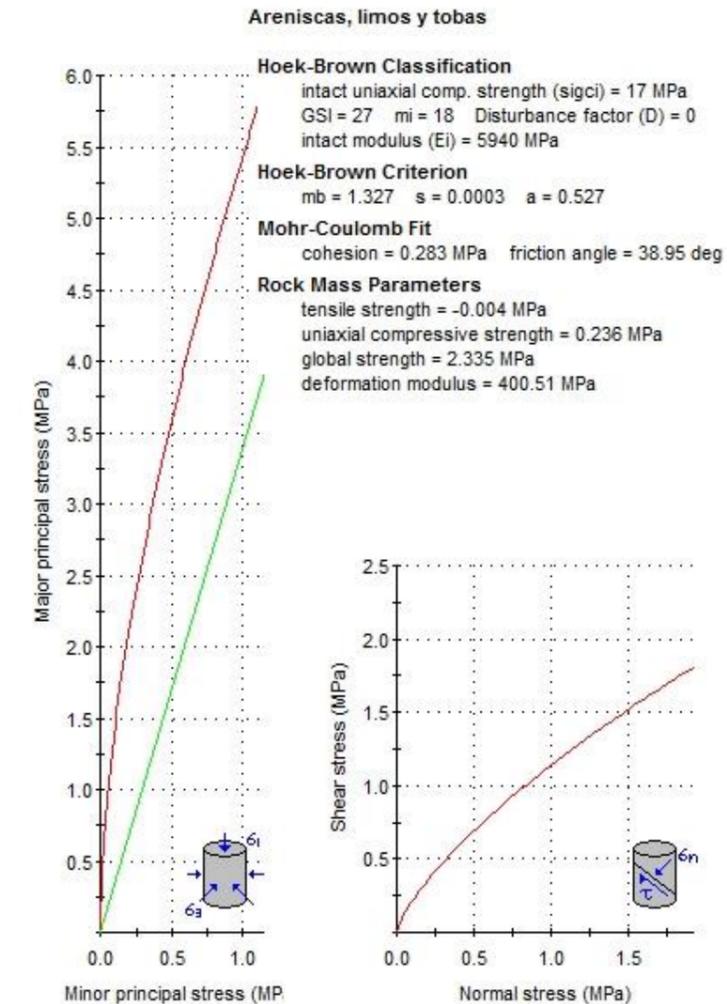


Figura 22. Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por areniscas, tobas y limos. La envolvente de tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033".

Como puede verse en la figura anterior, el comportamiento resistente del material es del tipo frágil, ya que la envolvente de tensiones principales queda sobre la línea Mogi.

Así, los parámetros tenso-deformacionales del macizo rocoso que se obtienen son los siguientes:

- Resistencia a tracción del macizo rocoso:  $\sigma_T = -0,004 \text{ MPa}$
- Resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso:  $\sigma_c = 0,24 \text{ MPa}$

- Resistencia a compresión global del macizo rocoso:  $\sigma_{cm} = 2,34 \text{ MPa}$
- Módulo de deformación del macizo rocoso:  $E_m = 400 \text{ MPa}$ .

Pudiendo tomarse como parámetros de resistencia al corte para el macizo rocoso:

- Cohesión efectiva:  $c' = 0,28 \text{ MPa}$
- Ángulo de rozamiento interno efectivo:  $\phi' = 39^\circ$

La deformación por cizallamiento de elementos estructural estará en función de la deformación de la parte superior o cobertura definida:

- $G_2^T = E/[2(1+\nu)] = 1.67E^4 \text{ kPa}$

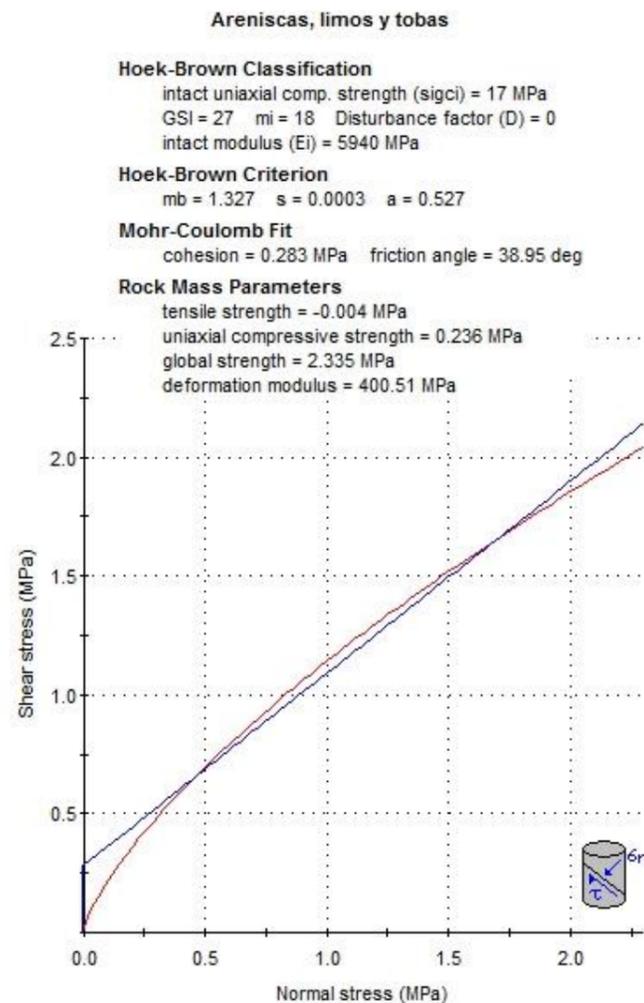


Figura 23. Obtención de los parámetros de resistencia del macizo de areniscas, tobas y limosa según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (reflejado con la línea azul), a partir del criterio de Hoek-Brown (reflejado con la línea roja). Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033".

### 9.5.5. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso

Esta formación presenta un coeficiente de permeabilidad entre  $10E-04$  y  $10E-05 \text{ cm/s}$ , lo que implica una permeabilidad que varía de semi-permeable a impermeable. La porosidad de estos materiales es primaria, y es originada por la porosidad intergranular del depósito.

## 9.6. Aglomerados, flujos piroclásticos y lahares.

### 9.6.1. Introducción.

Dentro de estos materiales hemos agrupado, desde el punto de vista geotécnico, a los aglomerados, escorias, andesitas escoriáceas horbléndicas, lahares y flujos piroclásticos, definidas y caracterizadas en el estudio geológico.

### 9.6.2. Caracterización litológica.

En esta clasificación vamos a diferenciar tres litotipos.

**Aglomerados volcánicos:** En la margen izquierda de la quebrada La florida, portal de salida del Túnel Bombolí, se exhibe un aglomerado clasto soportado, con una matriz (en un 35%) limo-arcillosa con arena, con tonalidad grisáceas, el contenido clástico (65%), comprende gravas finas a cantos, hasta bloques con diámetro de 1.15m, de andesitas. Superficialmente el depósito se presenta masivo, con una superficie irregular rugosa, moderadamente estable con probabilidad de caída de bloques.



Figura 24. Aglomerados volcánicos. Portal de salida del túnel Bombolí. Coordenadas: 759118E; 9950964N

**Lahares:** Estos materiales se presentan en el portal de salida del túnel Bombolí y a lo largo de su traza. Comprenden depósitos con matriz limo arenosa, entre un 70% y 90% aproximadamente, de color gris oscuro,

suelta, con humedad alta, que envuelven clastos volcánicos grises y rojizos, con diámetros entre bloques decimétricos a gravas finas, dispuestos caóticamente, de composición volcánica, sus formas son angulosas y la resistencia de los clastos es de rocas duras. Presentan características geotécnicas pobres y corresponde a un depósito no consolidado, con comportamiento de un suelo granular blando.



Figura 25. Lahar. Sondeo ejecutado por GEOCISA. tramo; m. Coordenadas: 75632E;9950473N.

Flujos piroclásticos: Se exponen en afloramientos con laderas sub-verticales a escarpadas, estables, con superficies irregulares con tonalidades gris claras (en seco), masivos, expuestos entre los kilómetros 21 y 23 de la vía Aloag - Santo Domingo. Litológicamente presenta una matriz limo arenosa, bien empaquetada, con compacidades densas, que envuelven cantos con tamaños predominantes de 15cm, bloques de hasta 1,10m, gravas y guijos. La matriz se presenta en un 70% y clastos del 30%, predominando andesitas piroxénicas, hornbléndicas, grises, con resistencias de rocas muy duras y formas angulosas, además se presentan fragmentos de pómez



Figura 26. Flujo piroclástico en contacto discordante con lavas andesíticas. Coordenadas: 758878E;9951149N.

Escorias: Entre los flujos lávicos se presentan niveles escoriáceos, donde las propiedades físicas y mecánicas de los flujos se ven reducidas por la acción del interperismo y de las condiciones de enfriamiento de la roca. Estos depósitos comprenden andesitas vesiculares, fracturadas de coloraciones rojizas y gris oscuras, con resistencias de rocas blandas y duras. Ciertos tramos se presentan completamente fracturados con rastros de cizallamiento y granulométricamente reducidos a bolos y gravas.



Figura 27. Escoria de composición andesítica, procedente de la campaña de reconocimiento. Portal de entrada. Sondeo PTB-01, tramo 36.00-40.00. Coordenadas: 757836E;9949989N.

### 9.6.3. Caracterización geotécnica.

Para el cálculo de los parámetros geotécnicos que caracterizan este material (densidad relativa, ángulo de rozamiento y módulo de deformación), consideramos un valor de  $N_{SPT} = 50$  golpes (establecido como valor representativo de este material por la experiencia existente), un valor de densidad  $\gamma = 2'1 \text{ t/m}^3$  y de densidad saturada  $\gamma_{SAT} = 2'2 \text{ t/m}^3$ .

➤ Densidad relativa.

La densidad relativa puede calcularse, según la fórmula:

$$D_r = 25 * N^{0.44} * P_{VM}^{-0.13}$$

(Torrijo (2006))

Siendo:

- $D_r$  : Densidad relativa
- N: valor del SPT
- $P_{VM}$ : presión vertical efectiva en el punto de ensayo, en KPa.

Con todo ello, y a las profundidades del túnel, se obtienen valores de densidad relativa superiores a  $D_r=45\%$ .

➤ Angulo de rozamiento interno.

Para calcularlo podemos utilizar varias correlaciones:

- Schmertmann (1977)  $\Phi' = 38 + 0.08 * D_r$  (1)
- Giuliani y Nicoll (1982)  $\tan(\Phi') = 0.575 + 0.361 * D_r^{0.866}$  (2)
- Muromachi (1974)  $\Phi' = 20 + 3.5 * \sqrt{N}$  (3)

Considerando un valor de  $D_r=45\%$  y de  $NSPT = 50$  golpes se obtienen los siguientes resultados:

- (1)  $\Phi' = 42^\circ$
- (2)  $\Phi' = 37^\circ$
- (3)  $\Phi' = 45^\circ$

Tomando el valor más conservador de los calculados, y reduciéndolo por la alta heterogeneidad del material y por la sobrevaloración del golpeo que pueden inducir los bloques de mayor tamaño, puede decirse que el ángulo de rozamiento interno característico del material aglomerático es de  $\Phi' = 37^\circ$ .

Desde el punto de vista de conservador se toma un valor de  $37^\circ$  y un valor equivalente de cohesión de 0.003 MPa con un coeficiente de Poisson de  $\nu=0,3$ .

➤ Módulo de deformación.

Para el cálculo de los módulos de deformación se pueden seguir las siguientes correlaciones:

- Wrech y Nowatzki (1986)  $E= 2,22 \cdot N_{SPT}^{0,888}$  (MPa)
- D'Appolonia *et al.* (1970)  $E= 7,56 \cdot N_{SPT} + 187,5$  (Kg/cm<sup>2</sup>)
- Bowles (1988)  $E= 7,5+0,5 \cdot N_{SPT}$  (KPa)

Por experiencia existente en este tipo de material y vista la formulación anterior se toma un valor medio del módulo de  $E= 100$  MPa.

**9.6.4. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso.**

Esta formación presenta un coeficiente de permeabilidad entre  $10E-03$  y  $10E-04$  cm/s, lo que implica una permeabilidad que varía de muy permeable a semi - permeable. La porosidad de estos materiales es primaria, y es originada por la porosidad intergranular del depósito.

**9.7. Zonas de fallas.**

**9.7.1. Caracterización litológica.**

Se incluye a las zonas de cizalla, alta fracturación que constituyen en los tramos más singulares de debilidad del macizo rocoso, a estos se los clasifica con un RMR menos a 20, y en el cálculo geotécnico se lo trata como materiales granulares sueltos.



**Figura 28. Vista de la zona de cizallamiento procedente de la campaña de reconocimiento. Sondeo PTB-1, tramo 24.00-32.00m.**

Así, a partir de los materiales testificados en los sondeos y de la experiencia existente sobre este tipo de materiales se reconoce un terreno constituido fundamentalmente roca andesítica altamente fracturada con resistencia de roca blanda y tramos cizallados representados con resistividades bajas.

Los tramos de andesita falladas se exhiben altamente fracturadas, con RQD menores a 20, RMR menor a 20, caracterizada como un macizo rocoso de muy baja calidad. Estos tramos se constituyen en vías por donde pueden circular importantes caudales de agua.

Los tramos cizallados engloban tobos y flujos piroclásticos, con una matriz limosa y arenos limosas, saturadas, con comportamiento de suelos blandos.

### 9.7.2. Caracterización geotécnica

Para el cálculo de los parámetros geotécnicos que caracterizan este material (densidad relativa, ángulo de rozamiento y módulo de deformación), consideramos un valor de  $N_{SPT} = 25$  golpes (establecido como valor representativo de este material por la experiencia existente) y un valor de densidad  $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ .

#### ➤ Densidad relativa

La densidad relativa puede calcularse, según la fórmula:

$$D_r = 25 * N^{0.44} * P_{VM}^{-0.13}$$

Torrijo (2006)

Siendo:

- $D_r$  : Densidad relativa
- N: valor del SPT
- PVM: presión vertical efectiva en el punto de ensayo, en KPa.

Con todo ello, y debido a las profundidades del túnel, se obtienen valores de densidad relativa superiores a  $D_r = 33\%$ .

#### ➤ Angulo de rozamiento interno

Para calcularlo podemos utilizar varias correlaciones:

- Schmertmann (1977)  $\Phi' = 38 + 0.08 * D_r$  (1)
- Giuliani y Nicoll (1982)  $\tan(\Phi') = 0.575 + 0.361 * D_r^{0.866}$  (2)
- Muromachi (1974)  $\Phi' = 20 + 3.5 * \sqrt{N}$  (3)

Considerando un valor de  $D_r = 60\%$  y de  $N_{SPT} = 60$  golpes se obtienen los siguientes resultados:

- (1)  $\Phi' = 40^\circ$ .
- (2)  $\Phi' = 35^\circ$ .
- (3)  $\Phi' = 38^\circ$ .

Tomando el valor más conservador de los calculados, y reduciéndolo por la alta heterogeneidad del material y por la sobrevaloración del golpeo que pueden inducir los bloques de mayor tamaño, puede decirse que el ángulo de rozamiento interno característico de este material es de  $\Phi' = 35^\circ$ .

Desde el punto de vista más conservador, se toma un valor de  $35^\circ$  como ángulo de rozamiento interno y un valor equivalente de cohesión de  $0.002 \text{ MPa}$ , con un coeficiente de Poisson de  $\nu = 0,3$ .

#### ➤ Módulo de deformación.

Para el cálculo de los módulos de deformación se pueden seguir las siguientes correlaciones:

- Wrech y Nowatzki (1986)  $E = 2,22 \cdot N_{SPT}^{0,888} \text{ (MPa)}$
- D'Appolonia *et al.* (1970)  $E = 7,56 \cdot N_{SPT} + 187,5 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
- Bowles (1988)  $E = 7,5 + 0,5 \cdot N_{SPT} \text{ (KPa)}$

Calculando un valor medio, el material se puede caracterizar por un módulo de  $E = 60 \text{ MPa}$ .

### 9.7.3. Caracterización de la permeabilidad del macizo rocoso

Esta formación presenta un coeficiente de permeabilidad entre  $10E-02$  y  $10E-03 \text{ cm/s}$ , lo que implica una permeabilidad que varía de permeable a semi-permeable. La porosidad de estos materiales es primaria, y es originada por la porosidad intergranular del depósito.

## 10. Implicaciones constructivas y recomendaciones.

En base a la caracterización geomecánica y geotécnica del terreno realizada y expuesta en los apartados anteriores, se ha contemplado la construcción en función del tipo de material atravesado, planteando diferentes tipos de sostenimiento y excavación como punto de partida, para, posteriormente, analizar su comportamiento previsible al introducirlos en el modelo de cálculo.

Los únicos materiales que se han considerado como rocas han sido la andesita y las tobas brechosas, obteniendo el sostenimiento a partir de las clasificaciones de Bieniawski (1989) y Barton (2000). Para el resto de materiales, aquellos sectores del túnel con terrenos muy meteorizados, zonas de fallas y materiales granulos, se ha deducido en base a criterios de suelos, contrastando los resultados con el sostenimiento que cabe deducir.

El sostenimiento, según la clasificación de Bieniawski (1989) es el siguiente; cabe destacar que es válido únicamente para túneles en sección de herradura, compatible con la finalidad de la obra en cuestión, con una anchura máxima de 10 metros y una tensión máxima de 25 MPa.

#### ➤ Terreno Clase II ( $61 < RMR < 80$ ):

- Sostenimiento: Formado por 5 centímetros de hormigón proyectado y eventualmente mallazo en clave. Bulones de longitud de 2 a 3 metros espaciados de 2 a 2,5 metros.
- Método constructivo: En avance. Sección completa. Avance de 1 a 1,5 metros. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de 1 año para 10 m.

#### ➤ Terreno Clase III ( $41 < RMR < 60$ ):

- Sostenimiento: Formado por 5 a 10 centímetros de hormigón proyectado con mallazo en clave, y 3 centímetros de hormigón proyectado en hastiales. Bulones de longitud entre 3 y 4 metros espaciados de 1,5 a 2 metros.
- Método constructivo: En avance y destroza. Avance de 1,5 a 3 metros, colocando el sostenimiento a medida que se avanza y finalizándolo a 20 metros del frente. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de semana para 5m.

#### ➤ Terreno Clase IV ( $21 < RMR < 40$ ):

- Sostenimiento: Formado por 10 a 15 centímetros de hormigón proyectado con mallazo en clave, y 10 centímetros de hormigón proyectado en hastiales. Bulones de longitud 4 a 5 metros espaciados de 1,0 a 1,5 metros. Cerchas ligeras a medias espaciadas 1,5 metros.
- Método constructivo: En avance y destroza. Avance de 1,0 a 1,5 metros, colocando el sostenimiento a medida que se avanza y finalizándolo a 10 metros del frente. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de 1 semana para 5 m. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de 10 horas para 2.5 m.

➤ Terreno Clase V (20<RMR):

- Sostenimiento: Formado por 15 a 20 centímetros de hormigón proyectado con mallazo en clave, y 15 centímetros de hormigón proyectado con mallazo en hastiales. Gunitar 5 centímetros en el frente. Bulones de longitud 5 a 6 metros espaciados de 1,0 a 1,5 metros en clave y hastiales. Bulonado de solera. Cerchas medias a pesadas espaciadas 0,75 metros con filas de chapas y en caso necesario piquetes. Se requiere de contrabóveda.
- Método constructivo: En múltiples fases, con pases de 0,5 a 1,5 metros en fase de avance. Colocar el sostenimiento a medida que se excava. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de 30 minutos para 1 m.

La clasificación de Bieniawski (1989) presenta diversas deficiencias mencionada a continuación. Originalmente fue diseñado para excavación por voladuras, no teniendo en cuenta la rotura frágil y sin experiencia previa para grandes tensiones tectónicas, dadas en profundidades superiores a los 400 m. Además, la clasificación resulta ser demasiado amplia para la caracterización del macizo rocoso, donde los valores de RMR de 50 y de 30 marcan una gran diferencia para las formas de sostenimiento de los túneles. En la actualidad, prácticamente todos los túneles carreteros destinados para autovías superan los 10 m de diámetro interno, ya que, a mínimo 3.5 m por carril más, mínimo 1.5 metros para arceles, resulta en 5 metros por calzada, multiplicado por las dos calzadas llega a los 10 metros de ancho, sin tener en cuenta el sobrecancho por la construcción, ni el gunitado. Es por ello por lo que el catedrático Manuel Romana Ruíz (2002), publicó en su artículo “Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas.” una serie de recomendaciones que han tenido una amplia aceptación en la ingeniería de túneles española, con sostenimientos más ajustados a la tecnología actual (incluye fibras metálicas) una clasificación más ajustada del macizo rocoso, dividiendo cada una de las 5 clases del macizo propuesto por Bieniawski (1989) en dos, resultando una clasificación de 10 subclases de macizos con intervalos de RMR de 10, e incluyendo ajustes del valor de RMR por el método de excavación. Por el contrario, los niveles tensionales de aplicación se ven reducidos, con niveles tensionales no muy altos (profundidades menores a 250 m) sin tensiones tectónicas significativas, estando en el límite previsible de nuestra obra.

La nueva clasificación del RMR según Romana (2002) se realiza denominando el numeral de Bieniawski (1989) seguido de la letra “a” en caso de ser la subclase superior o “b” en el caso de ser la inferior. Resultando la siguiente clasificación mostrada en la Tabla 15. Clasificación propuesta por Romana (2000) en base al RMR de Bieniawski. Fuente: Romana. 2002. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas.

RMR	MODIFICADO		BIENIAWSKI ORIGINAL	
	CLASE	DENOMINACIÓN	DENOMINACIÓN	CLASE
100	Ia	EXCELENTE	MUY BUENA	I
90	Ib	MUY BUENA		
80	II a	BUENA A MUY BUENA	BUENA	II
70	II b	BUENA A MEDIA		
60	III a	MEDIA A BUENA	MEDIA	III
50	III b	MEDIA A MALA		
40	IV a	MALA A MEDIA	MALA	IV
30	IV b	MALA A MUY MALA		
20	V a	MUY MALA	MUY MALA	V
10	V b	PÉSIMA		

Nota Las clases Ia (Excelente) y Vb (Pésima) no aparecen prácticamente nunca

Tabla 15. Clasificación propuesta por Romana (2000) en base al RMR de Bieniawski. Fuente: Romana. 2002. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas.

Esta nueva clasificación permite aplicarse a túneles de entre 10 hasta 14 metros de ancho, incluyendo un factor adicional según el método de excavación, sumándole o restándole al RMR en función de la metodología utilizada.

- Excavación con TBM: +10.
- Excavación mecánica: +5.
- Buena excavación por voladuras: 0.
- Mala excavación por voladuras -5 a -10.

En función de la siguiente figura presentada por Romana en el artículo mencionado, se puede discernir el sostenimiento y la metodología de excavación.

RMR	CLASE	LONGITUD DE PASE (m)		PARTICIÓN DE LA SECCIÓN	MÉTODO DE EXCAVACIÓN		
		MÁXIMA	RECOMENDADA				
100	I a		≥ 5	SECCIÓN COMPLETA CALOTA Y DESTROZA	TBM ABIERTO VOLADURAS ROZADORA		
90	I b		≥ 5				
80	II a	16.0	≥ 5				
70	II b	9.5	4/6				
60	III a	6.0	3/4			GALERÍA DE AVANCE GALERÍAS MÚLTIPLES CONTRABO VEDA	ESCUDO FRESADO ESCARIFICACIÓN/PALA
50	III b	4.0	2/3				
40	IV a	2.5	1/2				
30	IV b	1.75	1				
20	V a	1.0	0,5/0,75				
10	V b		0,5				
0							

Notas  
1 La unidad para el pase es el metro (m)  
2 El pase máximo es el límite teórico según BIENIAWSKI  
3 El pase recomendado se refiere a la excavación en calota/avance y en caso de que exista galería de avance a la excavación de ensanche (y no a la propia galería)  
4 Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente  
5 Las líneas de trazas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces

Figura 29. Recomendaciones para la excavación de túneles de 10-14 m de ancho. Fuente: Romana. 2002. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas.

Donde:

➤ Terreno de clase IIa (80<RMR<70):

- Sostenimiento: Bulonado ocasional con una relación entre 0.1 y 0.25 bulones por m<sup>2</sup> y una longitud por bulón de 3 m. El hormigón proyectado o gunitado se realizará de manera ocasional, en 1 capa de 5 cm de espesor. Es posible el uso de fibras como armadura y no será necesario el uso de cerchas.
- Método constructivo: sección completa o calota y destroza. Pudiendo realizarse con TBM abierta, voladuras o rozadora. Longitud de pase máxima de 16.0 m y recomendada superior a 5 m

➤ Terreno de clase IIb (70<RMR<60):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación de entre 2x2 y 1.5x1.5m, a una relación de entre 0.25 a 0.44 bulones por m<sup>2</sup> y una longitud de bulón de 3 m. Se recomienda el uso de hormigón proyectado en 1 ó 2 capas con un espesor entre 6 y 10 cm, con uso de fibras como armadura. No se recomienda el uso de cerchas.
- Método constructivo: Sección completa o calota y destroza. Pudiendo realizarse con TBM abierto, voladuras o rozadora. Longitud de pase máxima de 9.5 m y recomendada entre 4 y 6 m

➤ Terreno de clase IIIa (60<RMR<50):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación entre 1.5x1.5 a 1x1.5m, a una relación entre 0.44 a 0.66 bulones/m<sup>2</sup> y una longitud por bulón de entre 3 y 4 m. Se recomienda el uso de fibras, pudiendo utilizarse también mallazo sencillo de manera ocasional. El uso de cerchas será ocasional del tipo TH-21.
- Método constructivo: Calota y destroza pudiendo utilizarse la sección completa. Recomendado el uso de voladuras o rozadora, pudiendo utilizarse TBM abierto. Longitud de pase máxima de 6.0 m y recomendada entre 3 y 4 m.

➤ Terreno de clase IIIb (50<RMR<40):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación entre 1x1.5 y 1x1m, con una relación entre 0.66 a 1 bulón/m<sup>2</sup>, y una longitud de bulón de 4 m. Se recomienda el sellado con 2/3 capas de gunita y un espesor de entre 12 a 20 cm. Se recomienda el uso de fibras y el uso de mallazo sencillo de manera ocasional. Se recomienda el uso de cerchas con una separación de 1.5 m entre ellas, del tipo TH-21 preferentemente, o del tipo TH-29 si no se pudiera realizar con las anteriormente comentadas.
- Método constructivo: Calota y destroza, con uso de voladuras o rozador, pudiendo utilizarse fresado. Longitud de pase máxima de 4.0m siendo recomendable entre 2 y 3m.

➤ Terreno de clase IVa (40<RMR<30):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación entre 1x1.25 y 1x1m, con una relación entre 0.80 a 1 bulón/m<sup>2</sup>, y una longitud de bulón de 4 a 4.5 m. Se recomienda el sellado con 3 capas de gunita y un espesor de entre 16 a 24 cm. Se recomienda el uso de mallazo sencillo pudiendo utilizarse las fibras. Se recomienda el uso de cerchas con una separación de 1 m entre ellas, del tipo TH-29. Pudiendo utilizarse la metodología Bernold en el emboquille.
- Método constructivo: Partición de la sección en calota y destroza o galería de avance, con uso de rozadora o pudiendo utilizarse fresado. Longitud de pase máxima de 2.5 m, siendo recomendable entre 1 y 2 m.

➤ Terreno de clase IVb (30<RMR<20):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación de 1x1 m, con una relación de 1 bulón/m<sup>2</sup>, y una longitud de bulón de 4.5 a 5 m. Se recomienda el sellado con 3 capas de gunita y un espesor de entre 20 a 30 cm. Se recomienda el uso de mallazo doble pudiendo utilizarse las fibras. Se recomienda el uso de cerchas con una separación de entre 0.75 a 1 m entre ellas, del tipo TH-29 o HEB. Siendo recomendable el uso de paraguas o del uso de la metodología Bernold en el emboquille.

- Método constructivo: Galería de avance, galerías múltiples o contrabóveda, pudiendo utilizarse calota y destroza. Recomendado el uso de fresado, pudiendo utilizarse escudos o escarificación/pala. Longitud de pase máxima de 1.75 m, siendo recomendable 1 m.
- Terreno de clase Va (20<RMR<10):
- Sostenimiento: Se recomienda el sellado con 3 ó 4 capas de gunita y un espesor de entre 30 a 40 cm. Se recomienda el uso de mallazo doble pudiendo utilizarse las fibras. Se recomienda el uso de cerchas con una separación de entre 0.5 a 0.75 m entre ellas, del tipo HEB. Siendo recomendable el uso de paraguas o del uso de la metodología Bernold en el emboquille.
  - Método constructivo: Galería de avance, galerías múltiples o contrabóveda. Recomendado el uso de escudo, fresado o escarificación/pala. Longitud de pase máxima de 1 m, siendo recomendable entre 0.75 y 0.5.
- Terreno de clase Vb (10<RMR<0):
- Sostenimiento: Se requerirá de sistemas especiales.
  - Método constructivo: Galerías múltiples o contrabóveda. Recomendado el uso de fresado o escarificación/pala. Longitud de pase recomendada de 0.5 m.

El uso de fibras está recomendado por presentar ventajas de mecanización, rendimiento y una mayor ductilidad del hormigón a flexo-tracción, mientras que el mallazo presenta la ventaja de un menor espesor total del gunitado. Cuando no es necesario el uso de gunitado puede resultar conveniente el uso de mallazo ocasional como protección frente a caídas de cuñas.

La tipología de cercha depende de dos factores: de la calidad del macizo rocoso y del ancho del túnel. Se han considerado cerchas ligeras tipo TH-21 y como medias-pesadas las TH-29 y HEB, no obstante, e independientemente de la solución escogida, éstas deberán ir arriostradas entre sí mediante tresillones, evitando el uso de forros de entibación (mediante chapas continuas o pequeñas tablestacas) por mallazos cuando sea necesario (es decir, en macizos de calidad mala a muy mala).

Por su parte, Barton, realizó una clasificación a partir de la Q de Barton (1988) en su artículo "Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system", la cual presenta ventajas respecto a la clasificación original en función del RMR presentada anteriormente. En primer lugar presenta un mayor número de clases de calidad del macizo (9), contemplando los efectos tensionales que sufre el macizo, cosa que la clasificación en base al RMR no tiene en cuenta. Al ser una clasificación logarítmica, presenta un mejor ajuste en los casos extremos (rocas de muy mala calidad y de muy buena calidad). Por último, presenta una cuantía de sostenimiento gradual, sin intervalos como hace el resto de clasificaciones.

Los efectos tensionales que se han considerado en la clasificación de Barton son:

- Rock Burst (estadillo de roca): rotura frágil y violenta de rocas duras sometidas a grandes tensiones.
- Slabbing: rotura de las lajas superficiales debido a efectos tensionales.
- Hinchamiento.
- Bajas tensiones, juntas abiertas.

Q	Clase de roca
400-1 000	Excepcionalmente buena
100 – 400	Extremadamente buena

40 – 100	Muy buena
10 – 40	Buena
4 – 10	Normal
1 – 4	Mala
0.1 – 1	Muy mala
0.01 – 0.1	Extremadamente mala
0.001 - 0.01	Excepcionalmente mala

Tabla 16. Clasificación de la roca en función del valor Q de Barton Fuente: Barton (1988). Fuente: Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system.

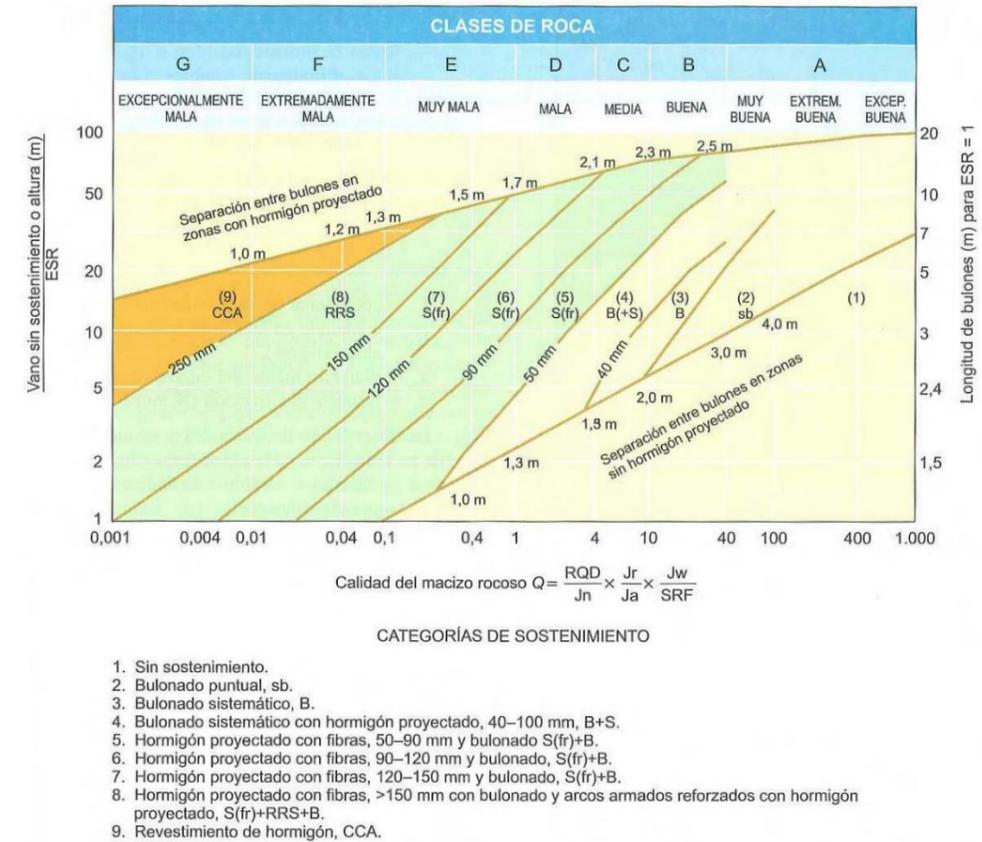


Figura 30. Tipología de sostenimiento según la Q de Barton.

En la elección del sostenimiento, Barton introduce un nuevo parámetro, denominado "luz virtual" que se define como la relación entre la luz (máxima dimensión) de la excavación entre el "Excavation support ratio" (equivalente a un factor de seguridad que depende de la importancia de la obra. Así pues:

$$Luz\ Virtual = \frac{L}{ESR}$$

Donde los valores de ESR vienen definidos a partir de la siguiente tabla:

Tipo de excavación		ESR
A	Excavaciones mineras provisionales	3 – 5
B	Excavaciones mineras permanentes, túneles hidráulicos (exceptos túneles en carga), galerías piloto, excavaciones parciales para grandes cavernas.	1.6

C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles de carretera o ferrocarril de poca importancia, túneles de descarga, túneles de acceso.	1.3
D	Centrales energéticas, túneles de carretera o ferrocarril de gran importancia, cámaras y refugios para defensa civil, bocas, intersecciones.	1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones ferroviarias, instalaciones públicas y deportivas, fábricas.	0.8
F	Túneles submarinos de gas o petróleo.	0.5

Tabla 17. Valores de ESR en función de la importancia de la obra. Fuente: Barton (1988). Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system.

Dadas la tipología de obra, un túnel carretero de relevante importancia se ha escogido un valor de ESR de 1, considerando la Luz Virtual como la luz de máxima dimensión del túnel. Así pues, las recomendaciones propuestas por Barton se resumen en los siguientes puntos:

- Terreno Extremadamente Malo ( $0,01 < Q < 0,1$ ):
  - Sostenimiento: Formado por hormigón proyectado con fibra, de espesor superior a 15 centímetros, y reforzado con cerchas y bulones de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 1 y 1,3 metros.
- Terreno Muy Malo ( $0,1 < Q < 1$ ):
  - Sostenimiento: Formado por 12 a 15 centímetros de hormigón proyectado con fibra y bulones de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 1,3 y 1,7 metros.
- Terreno Malo ( $1 < Q < 4$ ):
  - Sostenimiento: Formado por 5 a 9 centímetros de hormigón proyectado con fibra y bulones de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 1,7 y 2,1 metros.
- Terreno Medio ( $4 < Q < 10$ ):
  - Sostenimiento: Formado por 4 a 10 centímetros de hormigón y bulonado sistemático de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 2,1 y 2,3 metros.
- Terreno Bueno ( $10 < Q < 40$ ):
  - Sostenimiento: Bulonado sistemático de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 2,3 y 2,5 metros.

A partir de la Figura 32. Recomendaciones de sostenimiento de Barton según la calidad del macizo a partir de la Q de Barton. Fuente: Barton (1988). Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system., propuesta por el propio Barton, se puede observar cómo el sostenimiento existente varía de manera no lineal, no como se propone en otros métodos de clasificación. Además, se observa el gunitado esperado. La gráfica presenta, en función de la calidad del macizo (valor que se entra por la parte superior de la misma, o con el valor de la Q por la parte inferior) y en función del valor de la Luz Virtual, valor que se entra por la parte izquierda de la gráfica. En la parte derecha de la gráfica obtenemos la longitud en metros de los bulones para un ESR de uno, siendo nuestro caso. Si se utiliza hormigón proyectado se recurrirá a los valores superiores del espaciamiento entre bulones, mientras que si no se hace uso se utilizarán los valores inferiores; el hormigón utilizado tendrá una energía a compresión simple comprendida entre los valores que se muestran en la gráfica. En función de la zona que se necesite se requerirán unos valores mínimos que se definen en las aclaraciones de la gráfica. El método permite el uso de refuerzo mediante costillas de hormigón proyectado, que en la práctica viene a sustituir las tradicionales

cerchas metálicas tipo TH o HEB empleadas tradicionalmente en el sostenimiento de túneles, se explica con mayor detalle en Figura 31. Método alternativo mediante el uso de costillas de hormigón proyectado.

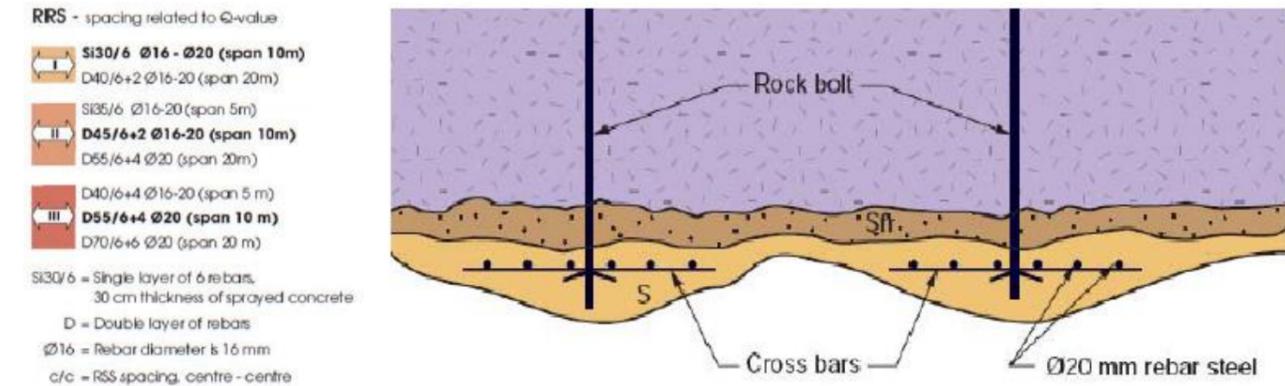
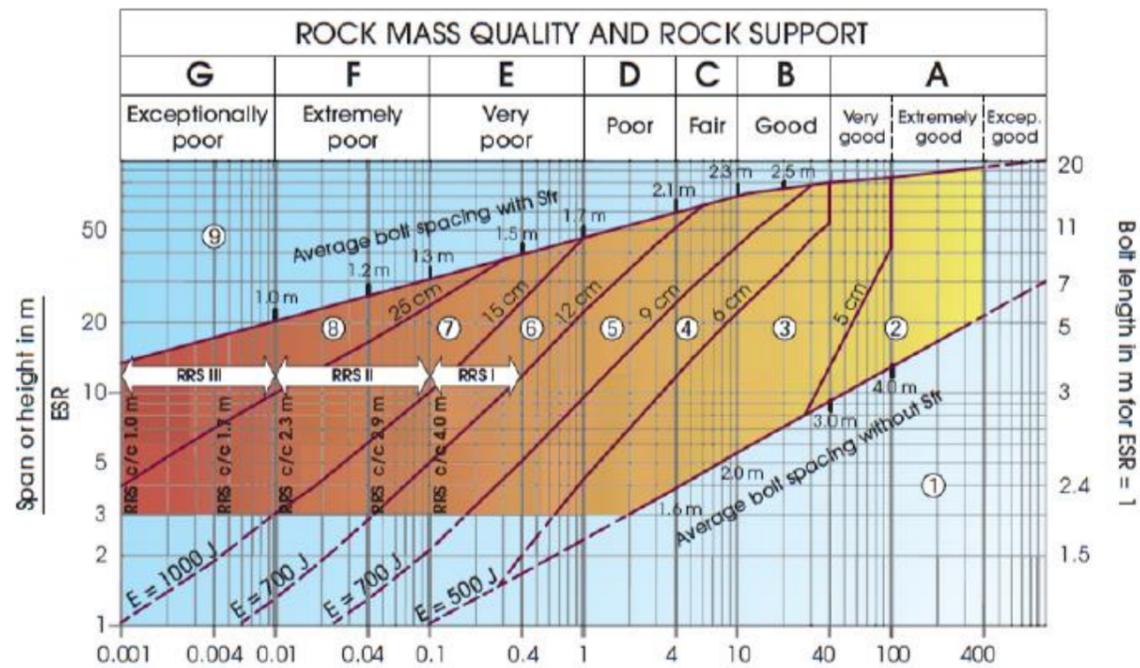


Figura 31. Método alternativo mediante el uso de costillas de hormigón proyectado.

Donde  $S(x)$  es simple mallazo y  $x$  es el espesor de la gunita (incluyendo la gunita de sostenimiento),  $D(x)$ , es doble mallazo, donde  $x$  representa lo anteriormente descrito y 6 ó  $6+x$  es el número de redondos de acero por costilla.



$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

**Support categories**

- ① Unsupported or spot bolting
- ② Spot bolting, **SB**
- ③ Systematic bolting, fibre reinforced sprayed concrete, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 12-15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E700)+RRS I+B**
- ⑦ Fibre reinforced sprayed concrete >15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Cast concrete lining, **CCA** or **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Special evaluation

Bolts spacing is mainly based on Ø20 mm  
 E = Energy absorption in fibre reinforced sprayed concrete  
 ESR = Excavation Support Ratio  
 Areas with dashed lines have no empirical data

**RRS - spacing related to Q-value**

- SI30/6 Ø16 - Ø20 (span 10m)
- D40/6+2 Ø16-20 (span 20m)
- SI35/6 Ø16-20 (span 5m)
- D45/6+2 Ø16-20 (span 10m)
- D55/6+4 Ø20 (span 20m)
- D40/6+4 Ø16-20 (span 5m)
- D55/6+4 Ø20 (span 10 m)
- D70/6+6 Ø20 (span 20 m)

SI30/6 = Single layer of 6 rebars, 30 cm thickness of sprayed concrete  
 D = Double layer of rebars  
 Ø16 = Rebar diameter is 16 mm  
 c/c = RSS spacing, centre - centre

Las características de las andesitas son favorables, variando el GSI entre 55 y 59; para las tobas brechosas y areniscas, tobas y limolitas son poco favorables con una variación del GSI entre 30 y 25; por último, en las zonas milonitizadas el GSI es aproximadamente 15.

Clase de terreno	Materiales	RMR	Q	GSI
A	Andesitas	60	7	55
B	Tobas brechosas, secuencias de areniscas, tobas, andesitas fracturadas	35-30	1	30-25
C	Flujos piroclásticos, aglomerados, lahares, escorias, andesitas escoriáceas hornbléndicas	≤ 20*	FC	FC
D	Fallas y zonas de cizalla	≤ 20*	FC	FC

Tabla 18. Clasificación por clase de terreno en base al tipo de material. \*RMR considerado en el predimensionamiento. FC: Fuera de Clase.

En función de los materiales existentes, y de los resultados que arrojan las clasificaciones geomecánicas, se resumen sus características principales en la Tabla 19. Cuadro resumen de los tipos de roca esperados y estimación de su sostenimiento preliminar. (\*) Estos materiales se consideran como F C (Fuera de Clase) ya que tienen básicamente un comportamiento de tipo suelo. (\*\*) 50 mm de hormigón proyectado en el frente de excavación., asignando para cada uno de ellos una cuantía de sostenimiento previa que posteriormente deberá ser comprobada con los cálculos tenso-deformacionales.

Figura 32. Recomendaciones de sostenimiento de Barton según la calidad del macizo a partir de la Q de Barton. Fuente: Barton (1988). Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system.

Seguidamente se presenta un resumen con los materiales que se esperan encontrar a lo largo de la traza del túnel y los sostenimientos recomendados por Barton (2000) y Bieniawski (1989) a partir de sus clasificaciones geomecánicas. Se puede observar que ambas clasificaciones presentan sostenimientos similares, además el valor del GSI de Hoek et. al (1995) coincide aproximadamente para la mayoría de los terrenos analizados, por lo que el macizo presenta una calidad más o menos homogénea.

Material	RMR (Clase)	Q (Clase)	GSI	Sostenimiento RMR				Sostenimiento Q				Excavación	
				Gunita (mm)	Bulones		Cerchas	Gunita (mm)	Bulones		Cerchas	Fases	Pases Avance (m)
					Clave Hastiales	Malla (m x m)			Longitud (m)	Tipo Espaciado (m)			
Andesita	60 (III/ IIIa)	7 (BUENA)	55	50 - 100 30	1,5 x 1,5 2,0 x 2,0	3 - 4	-	-	2,3 x 2,3 2,5 x 2,5	3,5 - 4,0	-	Avance/ Calota y destroza.	1,0 - 1,5
Tobas brechosas y andesitas fracturadas	35 (IV/IVa)	1 (MUY. MALA)	30	100-150 100	1,0 x 1,0 1,5 x 1,5	4 - 5	Ligeras - medias 1,5	120 - 150	1,3 x 1,3 1,7 x 1,7	3,5 - 4,0	-	Avance y destroza/ calota y destroza o galería de avance.	1,0 - 1,5
Areniscas, tobas y limolitas	32 (IV/IVa)	0,7 (MUY. MALA)	27	100-150 100	1,0 x 1,0 1,5 x 1,5	4 - 5	Ligeras - medias 1,5	120 - 150	1,3 x 1,3 1,7 x 1,7	3,5 - 4,0	-	Avance y destroza/ calota y destroza o galería de avance.	1,0 - 1,5
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares, escorias y andesitas alteradas(*)	≤20 (V/V a ó b)	≤0,09 (EXTR. MALA)	≤20	150-200 150(**)	-	-	Pesadas 0,75	>150	-	-	SI	Galerías múltiples o contrabóveda.	0,5 - 1,5
Milonitas (Fallas)(*)	≤20 (V/V a ó b)	≤0,09 (EXTR. MALA)	≤20	150-200 150(**)	1,0 x 1,0 1,5 x 1,5	5 - 6	Pesadas 0,75	>150	1,0 - 1,0 1,3 - 1,3	3,5 - 4,0	SI	Galerías múltiples o contrabóveda.	0,5 - 1,5

Tabla 19. Cuadro resumen de los tipos de roca esperados y estimación de su sostenimiento preliminar. (\*) Estos materiales se consideran como F C (Fuera de Clase) ya que tienen básicamente un comportamiento de tipo suelo. (\*\*) 50 mm de hormigón proyectado en el frente de excavación.

Para cada clase de terreno se ha previsto distintos sostenimientos, conforme se muestra a continuación:

Clase de terreno	Materiales	Sostenimiento
A	Andesitas	Tipo I
B	Tobas brechosas, secuencias de areniscas, tobas, andesitas fracturadas	Tipo II
C	Flujos piroclásticos, aglomerados, lahares, escorias, andesitas escoriáceas hornbléndicas	Tipo III
D	Fallas y zonas de cizalla	Tipo IV

Tabla 20. Tipo de sostenimiento por clase de terreno.

La excavación de los materiales va a poder realizarse mediante voladura o rozadora de tipo medio para los materiales rocosos (andesitas) y mediante pala excavadora y puntualmente martillo para aglomerados, lahares y flujos piroclásticos, tobas brechosas y limolitas.

En cuanto a la estabilidad de la excavación, la resistencia y fracturación de los materiales indican la posibilidad de excavación en avance y destroza, con las siguientes longitudes de pase:

- Sección tipo I (Andesita): longitud de pase del orden de 4 m (Figura No. 10).
- Sección tipo II (Toba brechosas, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas fracturadas): longitud de pase del orden de 1'0 m.
- Sección tipo III (Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares y andesitas alteradas): longitud de pase del orden de 0,75m.
- Sección tipo IV y V (Zonas de falla y emboquille): longitud de pase del orden de 0'75 m.

Una figura de la caracterización geomecánica a lo largo del túnel Bombolí se adjunta a continuación, el mismo se adjunta en el anexo cartográfico correspondiente.

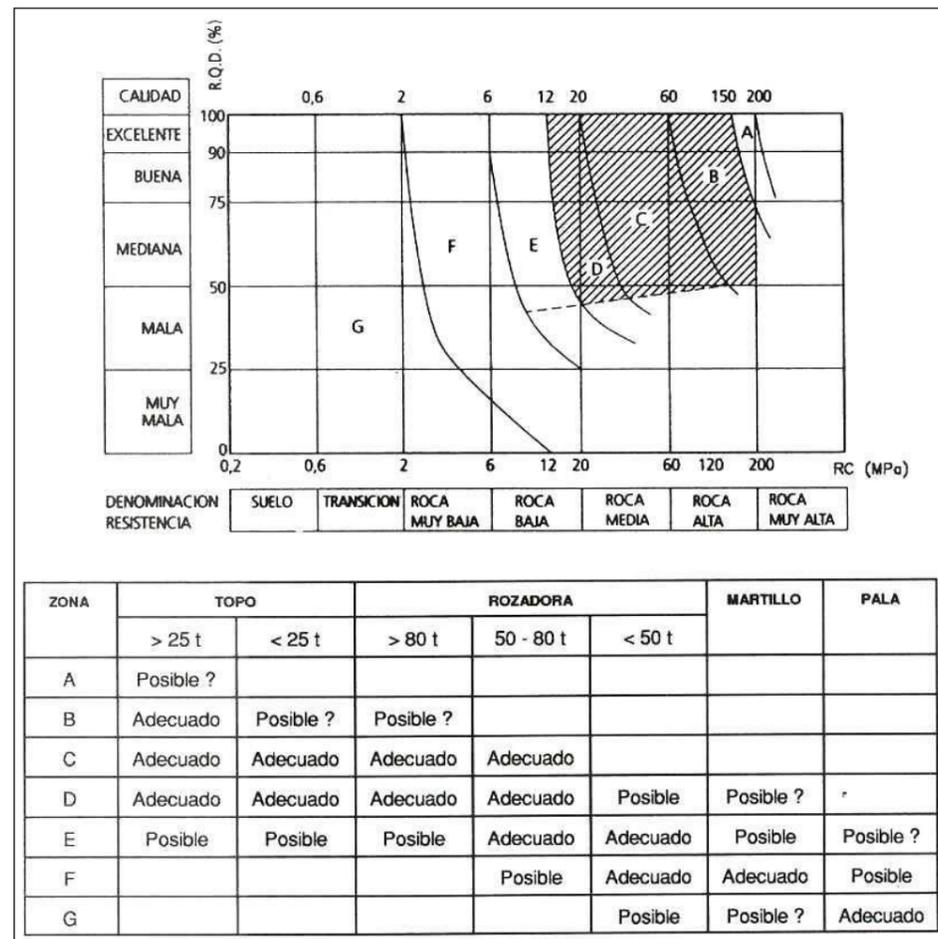


Figura 33. Recomendaciones de escalabilidad para túneles. Fuente: Romana (2 000 a)



## Resumen de figuras.

Figura 1. Posible trazado del túnel para la obtención de la cobertura máxima esperable.....	4
Figura 2. Perfil longitudinal entre los puntos de entrada y salida del túnel. ....	4
Figura 3. Relación entre la longitud relativa de sondeos y la desviación del presupuesto observada. Fuente: "Geotechnical risks on large civil engineering projects". Evert Hoek and Alessandro Palmieri. 1998 (con datos anteriores de USA, 1984) .....	5
Figura 4. Prospección en boquilla del túnel. ....	6
Figura 5. Fotografía satélite con la ubicación de los sondeos realizados.....	8
Figura 6. Fotografía satélite con la ubicación de la línea seguida en la tomografía eléctrica.....	9
Figura 7. Fotografía satélite con la ubicación de los puntos donde se realizaron SEV. ....	9
Figura 8. Ubicación de los puntos donde se realizaron ensayos sismorresistentes. ....	10
Figura 9. Ubicación de los sondeos ejecutados por GEOSISA. Fuente: Hidalgo & Hidalgo. ....	11
Figura 10. Ubicación de los sondeos realizados previo a la redacción del proyecto. ....	11
Figura 11. Vista de la andesita piroxénica procedente de la campaña de reconocimiento. Portal de entrada. Sondeo PTB-01, tramo 122.00 – 127.00m. (757836E; 9949989N) .....	15
Figura 12.. Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por los materiales andesíticos. La envolvente de tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033" .....	16
Figura 13.Obtención de los parámetros de resistencia del macizo de andesitas según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (reflejado con la línea azul), a partir del criterio de Hoek-Brown (reflejado con la línea roja). ....	16
Figura 14. Vista de la brecha tobácea marrón rojiza, procedente de la campaña de reconocimiento. Portal de salida. Sondeo PTB-04, tramo 56.00 – 60.00m. Coordenadas: 758632E, 9950473N.....	17
Figura 15. Brechas tobáceas bajo lavas. Portal de entrada del túnel. ....	17
Figura 16. Vista de la andesita piroxénica fracturada. Portal de salida. Sondeo PTB-05, tramo 103.00 – 108.00m. Coordenadas: 759121E, 9950966N.....	17
Figura 17.Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por las tobas brechosas. La envolvente de tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033" .....	18
Figura 18. Obtención de los parámetros de resistencia del macizo de tobas brechosas según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (reflejado con la línea azul), a partir del criterio de Hoek-Brown (reflejado con la línea roja). Obtenido con el programa "RocLab v. 1.03" .....	19
Figura 19.Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por las andesitas fracturadas.La envolvente de tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033" .....	20
Figura 20.Obtención de los parámetros de resistencia del macizo para andesitas fracturadas según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (reflejado con la línea azul), a partir del criterio de Hoek-Brown (reflejado con la línea roja). ....	20
Figura 21. Tobas arenosas procedentes de la campaña de reconocimiento. Sondeo PTB-04, tramo 16.00 a 20.00m. Coordenadas: 758632E;9950473N.....	21
Figura 22.Análisis de comportamiento geomecánico del macizo rocoso constituido por areniscas, tobas y limos. La envolvente de tensiones principales se muestra en color rojo y la línea Mogi en verde. Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033" .....	21

Figura 23. Obtención de los parámetros de resistencia del macizo de areniscas, tobas y limosa según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (reflejado con la línea azul), a partir del criterio de Hoek-Brown (reflejado con la línea roja). Obtenido con el programa "RocLab v. 1.033" .....	22
Figura 24. Aglomerados volcánicos. Portal de salida del túnel Bombolí. Coordenadas: 759118E; 9950964N .....	22
Figura 25. Lahar. Sondeo ejecutado por GEOCISA. tramo;m. Coordenadas: 75632E;9950473N.....	23
Figura 26. Flujo piroclástico en contacto discordante con lavas andesíticas. Coordenadas: 758878E;9951149N. .	23
Figura 27. Escoria de composición andesítica, procedente de la campaña de reconocimiento. Portal de entrada. Sondeo PTB-01, tramo 36.00-40.00. Coordenadas: 757836E;9949989N.....	23
Figura 28. Vista de la zona de cizallamiento procedente de la campaña de reconocimiento. Sondeo PTB-1, tramo 24.00-32.00m.....	24
Figura 29. Recomendaciones para la excavación de túneles de 10-14 m de ancho. Fuente: Romana. 2002. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas. ....	27
Figura 30. Tipología de sostenimiento según la Q de Barton. ....	28
Figura 31. Método alternativo mediante el uso de costillas de hormigón proyectado. ....	29
Figura 32. Recomendaciones de sostenimiento de Barton según la calidad del macizo a partir de la Q de Barton. Fuente: Barton (1988). <i>Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system</i> . ....	30
Figura 33. Recomendaciones de escalabilidad para túneles. Fuente: Romana (2 000 a).....	32
Figura 34. Guitarra geotécnica. Túnel Bombolí. ....	33

## Resumen de tablas.

Tabla 1. Tabla resumen de la tipología del reconocimiento. ....	3
Tabla 2. Condiciones de excavabilidad de los materiales según la velocidad $V_p$ (m/s).....	6
Tabla 3. Ubicación de los sondeos ejecutados en la traza del túnel. Coordenadas proyectadas en el sistema de referencia WGS-84., Zona 17-S. ....	7
Tabla 4. Ubicación de la línea tomográfica eléctrica.....	8
Tabla 5. Ubicación de los SEV. ....	9
Tabla 6. Ubicación de las líneas de la sísmica de refracción. ....	9
Tabla 7. Ubicación de los puntos donde se realizaron ensayos sismorresistentes.....	10
Tabla 8. Resumen de resultados de laboratorio. Ensayos de estado, resistencia y clasificación. Fuente: Estudio geotécnico de TERRAHIDRO. Servicios y Construcciones S.A. ....	11
Tabla 9. Resumen de resultados de laboratorio. Ensayos de clasificación y CBR. Fuente: Estudio geotécnico de TERRAHIDRO Servicios y Construcciones S.A. ....	11
Tabla 10. Ensayos de compresión simple con medida de módulos, de los sondeos del anteproyecto. ....	11
Tabla 11. Ensayos triaxiales realizados a los sondeos del anteproyecto ....	12
Tabla 12. Peso específico y absorción de los sondeos realizados en el anteproyecto. ....	12
Tabla 13. Resistencia a compresión simple realizados a los sondeos del anteproyecto. ....	12
Tabla 14. Litología por abcisas a lo largo de la traza del túnel Bombolí. ....	14
Tabla 15. Clasificación propuesta por Romana (2000) en base al RMR de Bieniawski. Fuente: Romana. 2002. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas. ....	26
Tabla 16. Clasificación de la roca en función del valor $Q$ de Barton Fuente: <i>Barton (1988)</i> . Fuente: <i>Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system</i> . ....	28
Tabla 17. Valores de ESR en función de la importancia de la obra. Fuente: <i>Barton (1988)</i> . <i>Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system</i> . ....	29
Tabla 18. Clasificación por clase de terreno en base al tipo de material. *RMR considerado en el predimensionamiento. FC: Fuera de Clase.....	30
Tabla 19. Cuadro resumen de los tipos de roca esperados y estimación de su sostenimiento preliminar. (*) Estos materiales se consideran como F C (Fuera de Clase) ya que tienen básicamente un comportamiento de tipo suelo. (**) 50 mm de hormigón proyectado en el frente de excavación.....	31
Tabla 20. Tipo de sostenimiento por clase de terreno. ....	32

## 5. Anejo de trazado.

## Índice

1. Introducción.....	3
2. Antecedentes.....	3
3. Objetivos.....	3
4. Alcance.....	3
5. Metodología.....	3
6. Alineación horizontal.....	3
7. Alineación vertical.....	5
8. Coordinación de las alineaciones horizontal y vertical.....	6
9. Sección transversal.....	6

## 1. Introducción.

El presente Anejo contiene el estudio del trazado del túnel de Bombolí, así como su enlace con la carretera actual. Está dividido en cinco apartados. La normativa utilizada, como se ha hecho hasta el momento, es la normativa del país donde se ubica el proyecto, es decir, Ecuador, en este caso la *Norma de Diseño Geométrico de Carreteras del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (2012/2013)*.

## 2. Antecedentes.

La Empresa Hidalgo ha sido la encargada de la ampliación a cuatro carriles de la vía Alóag-Unión Toachi, siendo promotora el Gobierno de la provincia de Pichincha y que considera la construcción del túnel a la altura del sector Bombolí, comprendido entre los Pk's 20+221 y 21+959.

El túnel, cuenta ya con estudio propio realizado en el año 2009, se podría considerar como una Prefactibilidad Avanzada, por lo que es indispensable realizar los Diseños Definitivos.

Con este antecedente, Hidalgo – Hidalgo, requiere realizar los Estudios y Diseños Definitivos del Túnel Bombolí de aproximadamente 1.667 m y su posterior construcción, tratando de optimizar el recorrido del mismo.

## 3. Objetivos.

El objetivo general es el de definir el modelo geológico, base del estudio de los diseños definitivos y metodología constructiva del túnel.

Los objetivos específicos son:

- Realización del estudio geomorfológico a lo largo del trazado del túnel, conforme a los siguientes componentes:
  - Clasificación de pendientes en rangos en base a la restitución aéreo-fotogramétrica E 1:5 000.
  - Determinación de los patrones de drenajes y su relación con las estructuras y el sustrato rocoso.
  - Estudio de las formas de relieve mediante la fotointerpretación.
  - Establecimiento de las unidades de paisaje a lo largo de la traza de la estructura, identificando los procesos de remoción en masa.
- Estudio del componente geológico estructural a lo largo del trazado del túnel, conforme a los siguientes componentes.
  - Estudio del componente estructural regional, el modelo sismo-tectónico y las tendencias y esfuerzos tectónicos regionales incidentes en el diseño del túnel.
  - Identificación de los lineamientos estructurales, fallas a escala local y zonificación del macizo rocoso en base al sistema de discontinuidades interpretando los relieves geoestructurales de cada unidad.

## 4. Alcance.

El alcance del estudio comprende la definición de los alineamientos, tanto verticales como horizontales y el estudio de las secciones transversales típicas.

## 5. Metodología.

El procedimiento adoptado en este anejo ha sido en primer lugar la determinación del alineamiento horizontal, seguido del vertical y la combinación de estos dos. Por último, se realizó un estudio de las secciones transversales típicas.

## 6. Alineación horizontal.

La alineación horizontal es el trazado que sigue la carretera proyectado sobre un plano horizontal. Los elementos propios de esta alineación son rectas, curvas y transiciones, en España se utilizan las clotoides, en el caso de Ecuador, la normativa contempla diversos métodos para la realización de esta curva de transición, entre ellos: *“curvas circulares de radio mayor al de la curva central, curva elástica, lemniscata de Bernouilli, espiral cúbica, espiral de Searles, curva de transición de óvalos de Cassini o curva elástica (radioide a las abscisas), espiral de Euler (radioide a los arcos); que es la que más se utiliza ya que presenta las mejores características.”* *Diseño y Cálculo Geométrico de Viales- Alineamiento Horizontal. Universidad Nacional de Ingeniería. Ing.Sergio Navarro Hudiel (2011).* , este último corresponde a lo que comúnmente se conoce como clotoide.

La alineación estará sujeta a los condicionantes topográficos y características hidrológicas del terreno, las condiciones de drenaje, las características técnicas de la subrasante y el potencial de los materiales locales.

### 6.1. Rectas

La distancia de las rectas intermedias (distancia existente entre el final de la curva anterior y el inicio de la posterior) debe ser limitada, ya que son causa potencial de accidentes, debido a la somnolencia que le produce al usuario mantener concentrada su atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo. Es por esta razón por la que conviene limitar la longitud de las tangentes, sustituyendo largos tramos de éstas por alineaciones onduladas con curvas de mayor radio.

### 6.2. Curvas circulares.

Las curvas circulares estarán caracterizadas por los siguientes elementos:

- Grado de curvatura: ángulo formado por un arco de 20 metros. Su valor máximo es el que permite recorrer con seguridad la curva con el peralte máximo a la velocidad de diseño. Constituye un valor significativo en el diseño del alineamiento, se representa con las siglas  $G_c$  y está sujeto a la siguiente fórmula:  $G_c = \frac{1145.92}{R}$ .
- Radio de curvatura: Se identifica como R.

El Radio de curvatura mínimo se puede calcular a partir de la siguiente fórmula:

$$R_{min} = \frac{V^2}{127 * (e + f)}$$

Donde:

- $R_{min}$ : radio mínimo de una curva horizontal, m.
- V: velocidad de diseño, km/h.
- f: coeficiente de fricción lateral.
- e: peralte de la curva, m/m (metro por metro de ancho de calzada)

A continuación, se realiza una tabla con los valores mínimos recomendables para el radio de la curva horizontal, destacando la velocidad de diseño adoptada para el túnel.

Vd (km/h)	e <sub>máx</sub> (m/m)	f <sub>máx</sub>	e+f	Rmin Calculado (m)	Rmin (m)
40	0.1	0.165	0.27	47.5412	50
50	0.1	0.1600	0.26	75.7116	80
60	0.1	0.1580	0.26	109.8699	110
70	0.1	0.1462	0.25	156.7127	160
80	0.1	0.1400	0.24	209.9737	210
90	0.1	0.1337	0.23	272.9119	275
100	0.1	0.1274	0.23	346.2627	350
110	0.1	0.1211	0.22	430.9162	435
120	0.1	0.1149	0.21	527.6213	530

Tabla 1: Radios mínimos de curvatura en función de  $V_d$ . En color rojo se muestra la velocidad de diseño adoptada en el túnel.

Se ha tratado de ser conservador utilizando una velocidad de diseño de 50 km/h asociada al radio mínimo a adoptar.

Para la obtención del coeficiente de fricción lateral se remite a la siguiente gráfica:

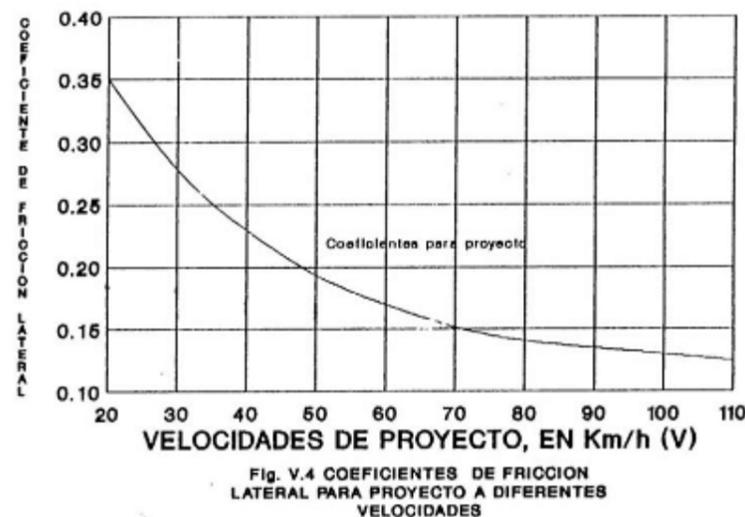


Figura 1: Coeficiente de fricción lateral en función de la velocidad de diseño.

En base a investigaciones realizadas, se ha adoptado el criterio de contrarrestar con el peralte aproximadamente el 55% de la fuerza centrífuga, dejando el 45% restante a la fricción lateral. Para vías de dos carriles, con capa de rodadura asfáltica, se recomienda un peralte máximo del 10% para velocidades de diseño superiores a 50 km/h y con capas de rodadura de hormigón o empedrada; y del 8% para caminos con capa de rodadura y velocidades hasta 50 km/h.

Para poder utilizar los valores máximos de peralte deben tenerse en cuenta los siguientes criterios a evitar:

- Un rápido deterioro de la superficie de la calzada en caminos de tierra, subbase, por consecuencia del flujo de aguas de lluvia sobre ellas.
- Una distribución no simétrica del paso sobre las ruedas del vehículo, especialmente los pesados.
- El restablecimiento de la curva del vehículo pesado que transita a una velocidad baja.

### 6.2.1. Peralte.

El desarrollo del peralte se hará girando la calzada sobre el eje del borde interior, esto es común en terrenos llanos como es el caso del diseño del túnel Bombolí. En función de la topografía y el drenaje, el cálculo de la longitud total del desarrollo del peralte se realiza determinando primero si la transición del peralte se hace a lo largo de las curvas de enlace. Debido al trazado de la carretera Alóag-Santo Domingo, no se ejecutan curvas de transición entre alineaciones rectas y curvas, por homogeneidad se deberá continuar con este criterio, ya que resultaría contradictorio con lo que está acostumbrado el usuario de la carretera a lo largo de su recorrido, pudiendo sorprenderle en un punto crítico del trayecto, como puede ser el túnel en cuestión. Por ello, cuando el desarrollo del peralte se hace sin la curva de enlace, la longitud de transición se ubica 2/3 en la alineación recta y el 1/3 restante dentro de la curva circular. Para casos específicos (sin espirales), el peralte puede desarrollarse la mitad (0.5L) en la recta y la mitad en curva circular.

La siguiente tabla muestra el cálculo del peralte para cada una de las curvas del trazado del túnel Bombolí. El radio de las curvas en su interior no está condicionado por el trazado de la carretera existente y, debido a que la velocidad de circulación es de 40 km/h, no es estrictamente necesario introducir un peralte superior a la pendiente transversal de bombeo. No obstante, para estar del lado de la seguridad, es recomendable adoptar un valor de peralte mínimo del 3% en ambas curvas. En cuanto a la curva de radio de 80 metros, diseñada para adaptar la salida del túnel al trazado existente, se adopta una velocidad de diseño inferior que impone un peralte del 5.6%.

	R	V <sub>d</sub>	f	Peralte de cálculo	Observaciones	Peralte recomendado
R1	492.00	80.00	0.14	-0.03257	No requiere peralte adicional	3%
R2	400.00	80.00	0.14	-0.00902	No requiere peralte adicional	3%
R3	80.00	50.00	0.19	0.05606	Peralte necesario: 5.6%	6%

Tabla 2: Cálculo de peraltes.

### 6.2.2. Longitud de transición.

La longitud de transición de las pendientes transversales entre una sección normal y otra peraltada alrededor del eje de la vía o de uno de sus bordes. La longitud mínima se determina según los siguientes criterios.

- La diferencia entre las pendientes longitudinales de los bordes y el eje de la calzada no debe ser superior a los valores máximos indicados en la norma.
- La longitud de transición, según el primer criterio, debe ser superior a la distancia necesaria de un vehículo que circula a la velocidad de diseño determinada durante 2 segundos, es decir:  $L_{min} = 0.56 * V$  (en km/h).

De acuerdo con la fórmula anterior, para la curva R3 se recomienda una longitud de desarrollo del peralte de 30 metros, a lo largo de la cual, la pendiente transversal variará linealmente desde el 2% (pendiente de bombeo) hasta el 6%. Se distribuyen 2/3 en la alineación en recta y 1/3 en la curva, tal como indica la normativa vigente.

### 6.2.3. Radios mínimos para los que no se requiere el uso de curvas de transición.

Teniendo en cuenta el confort del usuario, se establece que si el desplazamiento P del arco circular es menor a 0.10 m, no se requiere de curva de transición para desarrollar el peralte, ya que el vehículo describirá una trayectoria por la transición sin apartarse más de 0.10 m del eje de su carril, el valor del desplazamiento P se obtiene a partir de:

$$P = \frac{L * e^2}{24 * R}$$

El radio mínimo que no requeriría de curva de transición en función de las velocidades de diseño se obtiene, pues, de la siguiente fórmula:

$$R_{M,T} = 0.098 * V^2$$

Los valores de radio mínimo para los cuales no se requiere de curvas de transición, en función de la velocidad de diseño, se resumen en la siguiente tabla:

$V_d$	Rmin
30	90
40	160
50	250
60	400
70	500
80	700
90	800
100	1000

Tabla 3. Radio mínimo para no introducir transiciones en función de la velocidad de diseño.

Se puede observar en la Tabla 3. Radio mínimo para no introducir transiciones en función de la velocidad de diseño. Que la curva R3 no cumple los criterios indicados en la Norma. El trazado existente no posibilita la opción de introducir curvas de transición, por lo tanto, se ha proyectado la curva R3 con el mayor radio que las condiciones existentes lo permitan.

### 6.2.4. Sobreancho.

Para la casuística, dado que la sección transversal ya cuenta con un carril adicional de 2.40 metros, no es necesario contemplar un sobreancho en las curvas, ya que existe espacio suficiente para que el tránsito de vehículos discurra con seguridad y comodidad.

## 7. Alineación vertical.

La alineación vertical es la proyección del eje central de la carretera sobre un plano vertical, se caracteriza por el uso de rectas y como acuerdo de transición en el cambio de pendiente, se hace uso de parábolas. Esta alineación viene condicionada por el movimiento de tierras, así como la topografía y drenaje de la obra.

### 7.1. Pendientes

En ningún caso se debe sacrificar el perfil vertical para obtener una buena alineación horizontal, haciendo un análisis de las dos alineaciones en su conjunto para obtener una correcta visibilidad y confort de la carretera. En la Tabla 4. Valores de diseño de lñas pendientes longitudinales máximos. se muestran los valores de diseño de las pendientes longitudinales.

Tipo de vía	Valor recomendable (%)			Valor absoluto (%)		
	Min	Opt	Máx	Min	Opt	Max
R-I; R-II	2	3	4	3	4	6
CLASE I	3	4	6	3	5	7
CLASE II	3	4	7	4	6	8
CLASE III	4	6	7	6	7	9
CLASE IV	5	6	8	6	8	12
CLASE V	5	6	8	6	8	14

Tabla 4. Valores de diseño de lñas pendientes longitudinales máximos.

La pendiente y longitud máxima puede adaptarse a los siguientes valores para gradientes del:

- 8-10%: la longitud máxima será de 1 000 m.
- 10-12%: la longitud máxima será de 500 m.
- 12-14%: la longitud máxima será de 250 m.

En longitudes cortas, y para vías de Clase I, II, III, se puede aumentar la pendiente en 1%, en terrenos ondulados y montañosos, a fin de reducir costos de construcción.

El gradiente mínimo es del 0.5%, pudiendo adoptarse un gradiente del 0% para casos de rellenos de 1m de altura o superior y cuando el pavimento tiene una pendiente transversal adecuada para poder drenar transversal lateralmente el agua de lluvia.

### 7.2. Acuerdos verticales.

La longitud mínima de las curvas verticales se determina en base a los requerimientos de la distancia de visibilidad de parada de un vehículo, considerando la altura del ojo del conductor de 1.15 m y una altura del objeto que se divisa sobre la carretera igual a 0.15 m. Esta longitud viene determinada por la fórmula:

$$L = 0.60 * V_d$$

Donde  $V_d$  es la velocidad de diseño, expresada en km/h. Considerando una velocidad de diseño de 80 km/h, el acuerdo vertical convexo de salida del túnel Bombolí debe tener una longitud mínima de 48 metros.

Por motivos de seguridad, es necesario que las curvas verticales cóncavas sean lo suficientemente largas, de modo que la longitud de los rayos de luz de los faros de un vehículo sea aproximadamente igual a la distancia de visibilidad necesaria para la detención del vehículo.

## 8. Coordinación de las alineaciones horizontal y vertical.

Se contemplan una serie de recomendaciones a continuación:

- Evitar la alineación horizontal constituida por rectas y curvas de grandes radios a cambio de pendientes largas y empinadas, así como una alineación con curvas de radios pequeños y pendientes casi planas.
- No deben introducirse curvas horizontales agudas cerca de la cima de acuerdos verticales convexos.
- En carreteras de dos carriles, la necesidad de dotarlas de tramos para rebasamiento de vehículos e intervalos frecuentes prevalece sobre la conveniencia de la composición de las alineaciones horizontal y vertical.
- En la medida que sea factible, en la vecindad de las intersecciones de carreteras, será necesaria la ubicación de curvas de grandes radios y gradientes suaves.

La coordinación de las alineaciones se debe efectuar en el diseño preliminar, ajustando el uno u otro hasta obtener el resultado más conveniente en base a un análisis gráfico de los elementos que influyen en el diseño equilibrado.

## 9. Sección transversal

El ancho de la sección transversal viene dado por la suma de los anchos del pavimento, espaldones, taludes interiores y cunetas. En cuanto al ancho de la calzada, este viene dado en función de los volúmenes de tráfico que se prevean, según la *Norma de Diseño Geométrico de Carreteras del Ministerio de Transporte y Obras Públicas*.

Clase de Carretera	Ancho de la calzada	
	Ancho de Calzada (m)	
	Recomendable	Absoluto
R-I o R-II > 8 000 TPDA	7.3	7.3
I 3 000 A 8000 TPDA	7.3	7.3

Tabla 5. Ancho de calzada.

## Resumen de figuras.

Figura 1: Coeficiente de fricción lateral en función de la velocidad de diseño.....4

## Resumen de tablas.

Tabla 1: Radios mínimos de curvatura en función de $V_d$ . En color rojo se muestra la velocidad de diseño adoptada en el túnel.....	4
Tabla 2: Cálculo de peraltes. ....	4
Tabla 3. Radio mínimo para no introducir transiciones en función de la velocidad de diseño. ....	5
Tabla 4. Valores de diseño de lñas pendientes longitudinales máximos. ....	5
Tabla 5. Ancho de calzada. ....	6

## 6. Anejo sostenimiento.

## Índice

<b>1. Introducción.</b>	<b>3</b>	<b>7. Estudio de estabilidad cinemática en rocas (cuñas)</b>	<b>38</b>
1.1. Antecedentes.	3	7.1. Generalidades.	38
1.2. Objetivos.	3	7.2. Estudio de las inestabilidades por cuñas.	38
1.2.1. Objetivo general.	3	7.2.1. Caso I.	39
1.2.2. Objetivos específicos.	3	7.2.2. Caso II.	39
1.3. Alcance.	3	7.2.3. Caso III.	40
1.4. Metodología.	3	<b>8. Estudio detallado de los emboquilles.</b>	<b>40</b>
<b>2. Descripción de los materiales atravesados por el túnel.</b>	<b>3</b>	8.1. Problemática asociada a los emboquilles.	40
<b>3. Caracterización geotécnica de los materiales</b>	<b>6</b>	8.2. Recubrimiento mínimo.	41
<b>4. Generalidades de la metodología de excavación.</b>	<b>6</b>	8.3. Aplicación de las clasificaciones geomecánicas en el proyecto de emboquilles.	41
<b>5. Sostenimientos.</b>	<b>7</b>	<b>9. Instrumentación y auscultación.</b>	<b>42</b>
5.1. Introducción.	7	<b>10. Características generales del sostenimiento.</b>	<b>42</b>
5.2. Modelos numéricos. Programa Plaxis 3D.	7	10.1. MEDIDAS ESPECIALES DE SOSTENIMIENTO	44
5.3. Análisis de la estabilidad de las cuñas. Programa Unwedge.	8	<b>11. Conclusiones.</b>	<b>46</b>
5.4. Consideraciones previas.	8		
5.5. Predimensionamiento de los sostenimientos.	8		
<b>6. Análisis tenso-deformacional del túnel.</b>	<b>14</b>		
6.1. Diseño de la malla.	14		
6.2. Condiciones de contorno.	15		
6.3. Tipología de los elementos finitos utilizados en el modelo.	15		
6.4. Definición de los elementos de sostenimiento.	15		
6.5. Tensiones iniciales.	18		
6.6. Modelos constitutivos de los materiales.	19		
6.7. Interpretación geológica de las secciones modeladas.	20		
6.8. Fases de cálculo.	23		
6.9. Análisis tenso-deformacional de las secciones del túnel.	25		
6.10. Resultados y optimización de los sostenimientos.	25		
6.10.1. Resultados y optimización del sostenimiento Tipo I mediante métodos numéricos.	25		
6.10.2. Resultados numéricos y optimización del sostenimiento Tipo II mediante métodos numéricos.	27		
6.10.3. Resultados y optimización del sostenimiento Tipo III mediante métodos numéricos.	29		
6.10.4. Resultados y optimización del sostenimiento Tipo IV mediante métodos numéricos.	32		
6.11. Resultados y optimización del sostenimiento Tipo V mediante métodos numéricos.	34		
6.12. Resumen de resultados de deformaciones en secciones analizadas por métodos numéricos.	36		

## 1. Introducción.

En el presente anexo se recoge el Estudio de Sostenimiento del Proyecto de Construcción del Túnel Bombolí., de la vía Alóag-Santo Domingo, entre los PK's 20+221 a 21+959.

El estudio se estructura en siete apartados:

- Descripción de los materiales atravesados por el túnel.
- Caracterización geotécnica de los materiales.
- Sostenimientos.
- Análisis tenso-deformacional del túnel.
- Estudio de estabilidad cinemática en rocas.
- Conclusiones.

### 1.1. Antecedentes.

Desde la promotora, para el caso, el Ministerio de Transporte y Obra Pública del Gobierno de Ecuador, se toma la decisión de ampliar la actual vía Alóag- Unión Toachi a 4 carriles, 2 por sentido de avance. El Gobierno de la Provincia de Pichicha considera la construcción de un túnel a la altura del sector Bombolí, comprendido entre las abscisas 20+221 a 21+959.

El túnel cuenta con un preestudio del año 2009, que, de acuerdo a los datos y parámetros considerados en el documento, se podría considerar como una prefactibilidad avanzada, por lo que resulta indispensable para los diseños definitivos.

Con este antecedente, se requiere realizar los estudios y diseños definitivos del túnel Bombolí de aproximadamente 1 740 m, y su posterior construcción. Parte de los estudios básicos de los diseños definitivos comprende el estudio de sostenimientos necesarios para garantizar la estabilidad del túnel. Este diseño depende de las características geotécnicas de los diferentes materiales identificados que atravesará el túnel Bombolí.

### 1.2. Objetivos.

#### 1.2.1. Objetivo general.

El objeto del presente anexo es el cálculo y diseño del sostenimiento definitivo, necesario para garantizar la estabilidad del túnel en las diferentes fases de excavación, dentro de los diseños definitivos y metodología constructiva del túnel.

#### 1.2.2. Objetivos específicos.

- Analizar la información geotécnica de los diferentes estratos y materiales atravesados por la traza del túnel.
- Predimensionar los sostenimientos en base a las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos establecidas en el anexo correspondiente.
- Evaluar la adecuación de los sostenimientos predimensionados a las diferentes secciones características del túnel.
- Analizar y procesar los datos de familias de juntas recopilados y presentados en el anexo de geología.
- Estudiar la posibilidad de la generación de inestabilidades puntuales, como pudiera ser la inestabilidad debida a las cuñas inestables, en los emboquilles del túnel.

- Evaluar la estabilidad de las cuñas en base al sostenimiento proyectado.

### 1.3. Alcance.

El alcance del estudio comprende:

- Diseño del sostenimiento necesario para garantizar la estabilidad del túnel de Bombolí.

### 1.4. Metodología.

El procedimiento adoptado para la elaboración del presente estudio de los emboquilles estuvo regido por los siguientes pasos:

1. Predimensionamiento de los sostenimientos en base a las clasificaciones geomecánicas contempladas en otros anexos del presente trabajo.
2. Definición de la geología en secciones transversales al túnel en abscisas características.
3. Caracterización geotécnica de los materiales que aparecen en dichas secciones geológicas.
4. Evaluación mediante métodos numéricos de las deformaciones y esfuerzos en el terreno y en el sostenimiento propuesto.
5. Definición de los sostenimientos óptimos y las longitudes y fases de excavación mediante elementos finitos.
6. Caracterización geoestructural de los materiales rocosos encontrados en el túnel.
7. Estudio en detalle de la posibilidad de formación de cuñas y evaluación de su factor de seguridad al deslizamiento considerando el sostenimiento adoptado.

## 2. Descripción de los materiales atravesados por el túnel.

Para el estudio de los sostenimientos, se tuvo que realizar una interpretación geológica del perfil longitudinal del túnel.

En el perfil geológico que se muestra en la Figura 1. Perfil geológico a lo largo del eje del túnel., se pueden observar los siguientes materiales atravesados por la traza del túnel.

- Andesita piroxénica: La roca presenta tonalidad gris clara, textura porfirítica, con una matriz afanítica gris, entre un 40 a 60% de fenocristales de plagioclasas, piroxenos anfílobes y cuarzo con una concentración variable entre el 60 y 40% restante, con bajo contenido de accesorios, con tamaño variable entre 1 y 4 mm. En los afloramientos presentan zonas masivas y fracturadas, con superficies onduladas e irregulares rugosas con pátinas de óxidos, meteorización moderada y resistencia de roca muy dura. Las fracturas abiertas en los sondeos se han encontrado limpias y con un limo tenue o cerradas.
- Tobas brechosas: presenta una matriz limosa (70%) con un bajo contenido de arcillas, de coloración verde amarillenta, baja plasticidad, compacidad muy densa, dilatancia media, que envuelve a: gránulos de rocas volcánicas y de piedra pómez de tonalidad variante entre blanco, rojo, negro y gris, con formas sub-angulosas, gravas finas que varía en forma entre la anteriormente mencionada a angulosas, de varias coloraciones, con resistencias de rocas muy duras y de pómez suaves.
- Fallas y tramos cizallados: Se incluye a las zonas de cizalla, alto fracturamiento, que constituyen en los tramos más singulares de debilidad del macizo. Se reconoce un terreno constituido fundamentalmente por roca andesítica altamente fracturada con resistencia de roca blanda y tramos cizallados representados con resistencias bajas. Los tramos de andesita falladas se exhiben altamente fracturadas, con un RQD

menores a 20, RMR inferior a 20, caracterizada como un macizo rocoso de muy baja calidad. Los tramos cizallados, engloban tobas y flujos piroclásticos, con una matriz limosa y areno limosa, saturada, con comportamiento de suelo blando.

- Andesita ecoriácea hornbléndica: andesita escoriácea de composición hornbléndica de coloración grisácea con tramos rojizos, meteorización moderada, altamente fracturada con superficies onduladas rugosas. En los primeros 5 metros presenta un relleno limo arenoso de color anaranjado, su textura es porfirítica, con matriz afanítica y fenocristales de plagioclasas, afíbol y piroxeno. Su resistencia es de roca muy dura.
- Aglomerados volcánicos: En la margen izquierda de la quebrada de La Florida, portal de salida del túnel Bombolí, se exhibe un aglomerado clasto soportado, con una matriz (en un 35%) limo arcillosa con arena, con tonalidad grisácea, contenido clástico (65%), comprende grabas finas a cantos, hasta bloques con diámetro de 1.15 m, de andesitas. Superficialmente el depósito se presenta masivo, con una superficie irregular rugosa, moderadamente estable con probabilidad de caída de bloques.
- Flujos piroclásticos: Se exponen en afloramientos con laderas sub-verticales a escarpadas, estables, con superficies irregulares con tonalidades gris claras (en seco), masivos, expuestos entre los kilómetros 21 y 23 de la vía Alóag-Santo Domingo. Litológicamente presenta una matriz limo arenosa, bien empaquetada con compacidades densas, que envuelven cantos con tamaños predominantes de 15 cm, bloques de hasta 1.10 m, gravas y guijos. La matriz se presenta en un 70% y clastos del 30%, predominando andesitas piroxénicas, hornbléndicas grises, con resistencias de rocas muy duras y formas angulosas, además se presentan fragmentos de piedra pómez.
- Escorias: Entre los flujos lávicos se presentan niveles escoriáceos, donde las propiedades físicas y mecánicas de los flujos se ven reducidas por la acción del interperismo y de las condiciones de enfriamiento de la roca. Estos depósitos comprenden andesitas vesiculares, fracturadas de coloraciones rojizas y gris oscura, con resistencias de rocas blandas y duras. Ciertos tramos se presentan completamente fracturados con rastros de cizallamiento y granulométricamente reducidos a bolos y gravas.
- Lahares: Comprenden depósitos con matriz limo arenosa, entre un 70 y 90% aproximadamente, de color gris oscuro, suelta, con alta humedad, que envuelven clastos volcánicos grises y rojizos, con diámetros entre bloques decimétricos a gravas finas, dispuestos caóticamente, de composición volcánica, sus formas son angulosas y la resistencia de los clastos es de rocas duras. Presentan características geotécnicas pobres y corresponde a un depósito no consolidado.

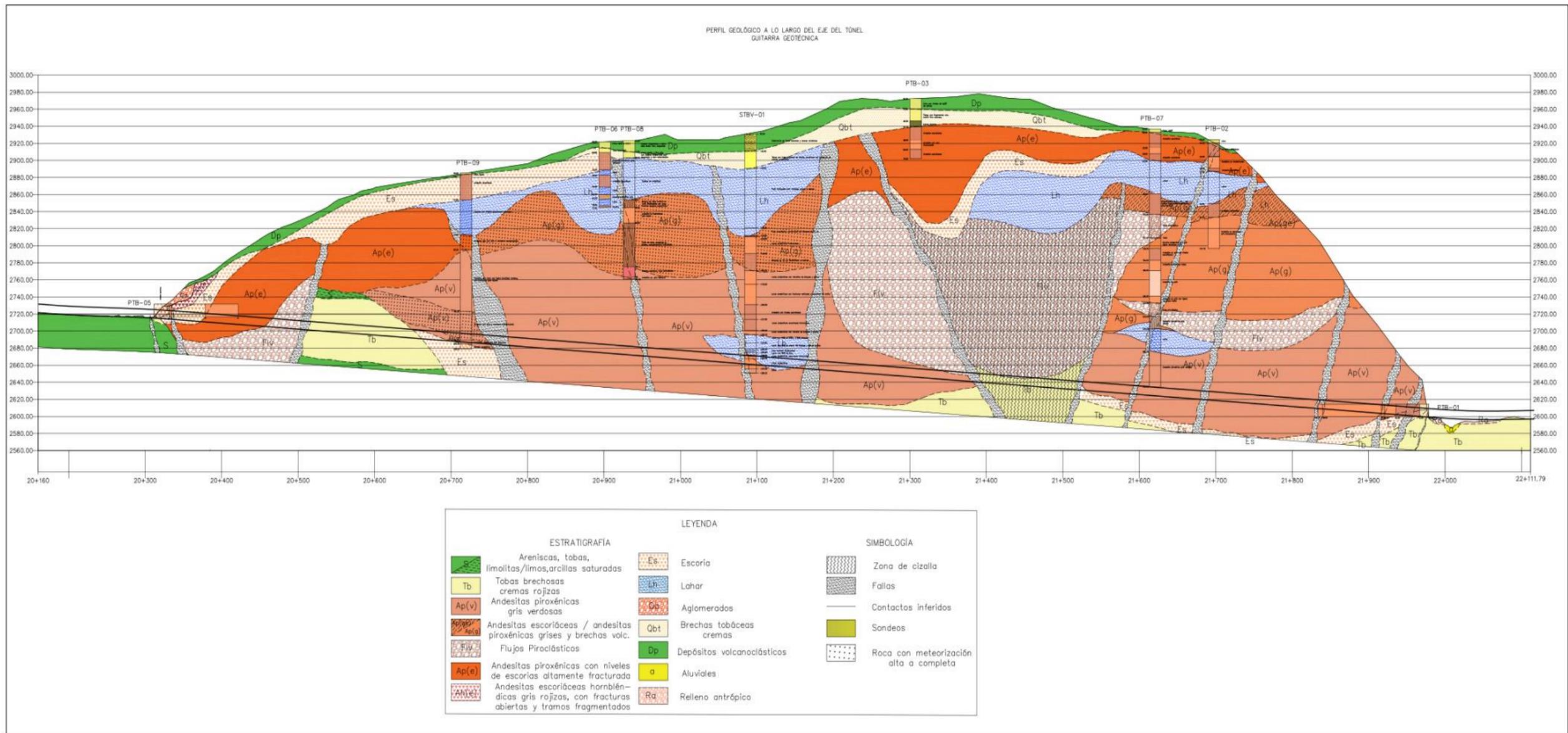


Figura 1. Perfil geológico a lo largo del eje del túnel.

### 3. Caracterización geotécnica de los materiales

A continuación, se presentan los cinco grupos de materiales en los que se engloba el terreno atravesado por la obra, esta información viene con mayor detalle en el anexo de geotecnia del presente trabajo, en este apartado solo se quiere presentar un breve resumen que nos indique las características geotécnicas de los grupos en los que se ha englobado el terreno.

A cada uno de los materiales se le ha asignado parámetros resistentes (cohesión y ángulo de rozamiento) y deformaciones (coeficiente de poisson y módulo de deformación o de Young), en base a los diferentes ensayos realizados a las probetas obtenidas de campo y a correlaciones existentes entre los diferentes parámetros. En la siguiente tabla se pueden observar los parámetros seleccionados, los cuales están explicados con mayor detalle en el anexo de geotecnia. Además, se presenta la caracterización geomecánica de los materiales en base a la clasificación de Bieniawski (1989), Romana (2002), Q de Barton et al. (1974) y GSI de Hoek et al. (2002).

MATERIALES REPRESENTATIVOS	RMR (Clase)	Q (Clase)	GSI	c (MPa)	$\Phi$ (°)	E (MPa)	Poisson	Densidad aparente sat (kN/m <sup>3</sup> )
Andesitas	60 (III/ IIIa)	7 (BUENA)	55	2.61	59	29000	0.11	25
Tobas brechosas, andesitas fracturadas	35 (IV/IVa)	1 (MUY. MALA)	30	0.37	24	120	0.17	17
Areniscas, tobas y limolitas	32 (IV/IVa)	0,7 (MUY. MALA)	27	0.28	39	400	0.2	18
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares, escorias y andesitas alteradas	≤20 (V)	≤0,09 (EXTR. MALA)	30	0.03	37	100	0.3	22
Fallas y materiales cizallados	≤20 (V)	≤0,09 (EXTR. MALA)	27	0.025	35	60	0.3	19

Tabla 1. Caracterización geotécnica de los materiales.

### 4. Generalidades de la metodología de excavación.

La metodología preseleccionada para la ejecución del túnel es el Nuevo Método Austríaco, este método viene dado por las condiciones de la obra, presupuesto y tecnología existente en la zona. El Nuevo Método Austríaco, se trata de un sistema mixto de excavación-entibación, consistente en la aplicación de un sostenimiento flexible (hormigón proyectado reforzado con fibras, bulones y cerchas generalmente), que se opone a la deformación de la sección hasta su estabilización. Esta flexibilidad en el empleo de los elementos de sostenimiento permite su continua optimización a medida que avanza el túnel, pretendiendo que el terreno colabore como elemento resistente con el recubrimiento definitivo del túnel, requiriendo menores espesores de recubrimiento que los métodos tradicionales con sostenimiento provisional rígido.

La aplicación del método implica las siguientes fases:

1. Excavación a plena sección o por bataches, realizada con los medios que requiera el terreno.
2. Entibación provisional inmediatamente posterior a la excavación del frente, generalmente con gunitado, pudiendo ir reforzado por una malla metálica, bulones o cerchas, en función del material atravesado.
3. Medición y análisis de convergencias y deformaciones del terreno, tensión en los bulones, cerchas, etc. colocados. Se realiza mediante células de presión, extensómetros y medidas topográficas que indiquen el momento en el cual el terreno se ha estabilizado.
4. En función de los resultados obtenidos en las mediciones, podría ser necesario la ejecución de un refuerzo del sostenimiento provisional, y/o la aplicación del recubrimiento definitivo con un espesor que debe absorber las deformaciones radiales previsibles en el caso en que no haya podido esperar el tiempo suficiente hasta alcanzar la estabilización total.

A continuación, se realiza una enumeración de las ventajas más destacables del uso del Nuevo Método Austríaco.

- Flexibilidad de aplicación: se concreta en la obra con la posibilidad de modulación de los diversos elementos que componen el sostenimiento: bulones, cerchas y hormigón proyectado o gunita. Adaptando su uso a las necesidades observadas en el día a día.
- Control en el frente: debido a la modulación en la longitud de avance y que los sostenimientos se aplican inmediatamente después del proceso de excavación, se evita la progresión de las inestabilidades y favorece la seguridad en el frente.
- Ajuste de los costes: Relacionado con la colocación de los elementos de sostenimiento realmente necesarios para la ejecución del túnel, evitando la colocación sistemática de los espesores de hormigón proyectado que requieren otros sistemas constructivos. En este caso, se coloca la cantidad de sostenimiento que se requiere para la estabilización de la excavación con deformaciones compatibles.
- Experiencia de aplicación: Este procedimiento presenta actualmente una amplia difusión por haberse realizado en numerosas obras, lo que garantiza una buena ejecución.

Este último punto no indica que no exista la posibilidad de la aparición de dificultades localizadas que puedan plantearse en la ejecución del túnel, ya que la presencia de materiales eventualmente fracturados puede suponer condiciones puntualmente con mayor dificultad que el resto de la excavación.

En base a los datos obtenidos y presentados en otros anexos, el procedimiento del Nuevo Método Austríaco parece ser el que mejor se adapta a las particulares condiciones geotécnicas y de coste, lo que nos hace considerarlo la mejor opción.

La correcta aplicación del método exige una información directa y fiable del frente mediante el examen geológico de la excavación y el control permanente de la auscultación, que proporciona datos precisos sobre el comportamiento de los sostenimientos aplicados.

## 5. Sostenimientos.

### 5.1. Introducción.

En el presente capítulo se determinará y justificará los sostenimientos a emplear en la construcción del túnel, mediante el empleo de cálculos numéricos con elementos finitos, realizados con el programa Plaxis 3D, desarrollado en la Delft University of Technology (Países Bajos), y mediante el análisis de estabilidad de cuñas en el interior de la excavación con el programa Unwedge, de Rocscience.

El análisis con métodos numéricos es aplicable a las formaciones que puedan asimilarse en un medio continuo, esto es, aquellos casos en los que la fracturación del macizo no condicione el comportamiento del mismo (roca masiva o roca fracturada), así como a los casos en los que el estado tensional en el entorno de la excavación es cercano a la plastificación del material.

La determinación del sostenimiento necesario mediante el análisis de estabilidad de cuñas en el interior de la excavación es aplicable en los casos donde la geometría y estado de las discontinuidades determinan el comportamiento del macizo.

En los siguientes apartados se describe de forma resumida la metodología y los programas comerciales empleados en ambos casos.

### 5.2. Modelos numéricos. Programa Plaxis 3D.

Este método constituye un gran paso para el camino emprendido por el NMA, a mediados de los años 50, y por el método de convergencia-confinamiento, desarrollado básicamente por Panet, en Francia a partir de los años 70, permitiendo cuantificar la interacción terreno-sostenimiento con el fin de optimizar el sostenimiento y revestimiento de las excavaciones subterráneas.

El punto de partida consiste en el diseño previo de los sostenimientos, que puede ser definido en base a la experiencia previa apoyándose en las diferentes clasificaciones geomecánicas, o bien utilizando el método de curvas características (método no apropiado para túneles cuya sección no es estrictamente circular).

Una vez definido el sostenimiento previo, se inicia el diseño de la sección tipo mediante la interacción terreno – sostenimiento, utilizando métodos numéricos de análisis para establecer los correspondientes equilibrios tenso-deformacionales. De este modo se establecen de forma realista, en función del terreno y de la secuencia constructiva, las cargas sobre el sostenimiento y éste puede ser adecuadamente dimensionado en cada una de las fases de construcción cuantificando de este modo el coeficiente de seguridad de los elementos del sostenimiento y la convergencia en cada fase de excavación, que a su vez, puede y debe utilizarse para fijar, “a priori”, unos límites en las convergencias que se miden durante la obra.

El hecho de poder disponer de un diseño estructural realista, adaptado a las diferentes particularidades del terreno y las dimensiones de la obra, supone una ventaja importante respecto del NMA que proporciona unos

diseños puramente empíricos que deben ser contrastados con una instrumentación intensiva en obra, que es cara y frena los avances de los frentes, por lo que sus resultados deben utilizarse para obtener indicaciones que sirvan para el desarrollo de la excavación.

La aplicación de esta metodología se basa en tres pilares fundamentales:

- Las clasificaciones geomecánicas deben utilizarse para clasificar el terreno, definiendo sus propiedades geotécnicas, así unos sostenimientos tipo de referencia.
- Definición de las secciones tipo mediante cálculos tenso-deformacionales.
- Control de la estabilidad de la excavación mediante medidas de convergencia.

Para cubrir los aspectos en que se basa esta metodología es necesario que, durante la etapa de construcción, la dirección de obra esté dotada de los suficientes medios, tanto humanos como técnicos, para el control de los trabajos realizados y, en su caso, proponer las modificaciones necesarias para adaptarse a la respuesta real del terreno, aprovechando al máximo la información obtenida en el estudio geotécnico y los cálculos realizados en el proyecto.

Las experiencias habidas en los últimos años en la aplicación de esta metodología permiten construir las obras subterráneas de una forma segura, con resultados económicos competitivos.

Los cálculos tenso-deformacionales, fundamentales para la metodología escogida, se realizan con la ayuda del programa Plaxis 3D, que trabaja con un modelo elastoplástico perfecto, permitiendo analizar cualquier forma de excavación y cualquier número de terrenos, modelizando los elementos del sostenimiento y revestimiento, como cerchas, bulones, hormigón proyectado y en masa.

Con este procedimiento de cálculo es posible evaluar las solicitaciones inducidas en el terreno por las excavaciones subterráneas, de forma que, mediante un análisis de sensibilidad, se llega a optimizar las secciones tipo que se aplican en la construcción del túnel.

Las ventajas que encontramos en esta metodología son:

- Mayor realismo en los diseños teóricos del sostenimiento, comparado con los métodos convencionales.
- Los cálculos tenso-deformacionales permiten analizar el estado tensional del macizo conforme avanza el proceso constructivo, discretizando por fases o etapas, eliminando la discrecionalidad que supone tener que introducir subjetivamente la relajación que se produce en cada fase.
- Los cálculos tenso-deformacionales permiten conocer el factor de seguridad del sostenimiento para cada fase constructiva analizada.
- Las medidas de convergencia que se producen en cada una de las fases de construcción del túnel son fundamentales, pues constituyen el elemento básico para comprobar la validez del modelo teórico.

Los cálculos tenso-deformacionales en los que se basa esta metodología se alimentan de datos sobre las características geotécnicas del terreno que tienen una alta representatividad. Ello es debido a que la metodología de caracterización del macizo rocoso, basada en ensayos “in situ” y de laboratorio, modulada con el empleo RMR para poder pasar de la escala laboratorio a la real se ha mostrado como una metodología eficaz.

Mediante los cálculos tenso-deformacionales se puede analizar la interacción terreno-sostenimiento no solo en la etapa final de la construcción de una sección tipo, sino en las fases intermedias de excavación y sostenimiento que constituyen la aplicación real del método constructivo. De esta forma, es posible cuantificar, en cada fase del proceso constructivo, el coeficiente de seguridad que ofrece el sostenimiento, en función del pase de excavación y de la secuencia de colocación del sostenimiento, con el fin de obtener el ordenamiento,

geométrico y temporal de las actividades de excavación y sostenimiento que proporcionen un compromiso razonable entre seguridad y costes.

Como resultado de los cálculos tenso-deformacionales, se obtienen los desplazamientos del terreno, en el entorno de las excavaciones. A partir de estos se puede calcular, sencillamente, las convergencias que pueden medirse, durante la construcción del túnel. Estas medidas de convergencia se comparan con las previsiones de los cálculos para, en su caso, realizar las modificaciones necesarias.

### 5.3. Análisis de la estabilidad de las cuñas. Programa Unwedge.

El análisis de las medidas de sostenimiento se ha hecho con el programa Unwedge, capaz de analizar la geometría y estabilidad de las cuñas de una excavación subterránea, en función de las características de las discontinuidades. Este programa también calcula los factores de seguridad con el sostenimiento necesario para poder afrontar la estabilización de las cuñas.

Los datos de partida son: la geometría de la sección a excavar, su orientación y pendiente, el buzamiento, la dirección de buzamiento y el espaciado de las familias de las juntas, la densidad de la roca, la cohesión y el ángulo de rozamiento de los planos de las juntas. Las orientaciones y demás características de las familias de juntas son las recogidas en las estaciones geomecánicas levantadas, y se detallan en el anexo correspondiente.

Al estar las cuñas formadas por la intersección de 3 planos de discontinuidad, con un cuarto plano, que es el de la superficie de excavación, es necesario agrupar las familias de discontinuidades en tres grupos, formados por la estratificación, siempre presente y dos de las restantes familias.

La inestabilidad por cuñas se produce cuando la dirección la intersección de estos tres planos provoca frente al plano de la superficie de excavación, un bloque del macizo tal que la gravedad resulta favorable para su caída, así pues, si la pendiente de la arista inferior formada por la intersección de los tres planos coincide con la dirección de la gravedad.

### 5.4. Consideraciones previas.

Cuando se excava un túnel se produce un reajuste tensional, que se traduce, entre otros efectos, en una deformación en el contorno del plano excavado, hacia el interior, pudiéndose dar los siguientes casos:

- El material permanece en régimen elástico, en cuyo caso la línea característica de la cavidad (curva que une los puntos de equilibrio tensión-deformación) es una recta, alcanzándose el punto de tensión nula con una pequeña deformación, permaneciendo la cavidad estable indefinidamente siempre que no se modifique el equilibrio alcanzado.
- El material entra en régimen plástico a partir de una cierta deformación, con lo cual ya no existe proporcionalidad entre tensión-deformación, y la curva característica pasa a ser una parábola. Aquí, se pueden diferenciar dos subcasos:
  - Que se alcance un punto de tensión nula con una deformación, lógicamente mayor que la correspondiente al primero de los casos expuestos, pero aceptable y compatible con la finalidad del túnel. A efectos prácticos, estaríamos en una situación similar al segundo caso.
  - Que la plastificación del material sea severa, alcanzándose deformaciones inadmisibles o, si la degradación del material progresa, llegándose al colapso de la cavidad.

Frente a estos fenómenos el sostenimiento actúa como elemento opositor a la deformación de la cavidad, limitando ésta a un valor razonable y dentro de los cálculos esperados. El NMA (Nuevo Método Austríaco) tiene, precisamente, como objeto el optimizar el sostenimiento para lograr este fin al menor coste posible. Su buena práctica lo ampara como un método recurrente, basado en la toma de medidas deformacionales y en la colocación de refuerzos del sostenimiento si éstos no llegasen a estabilizarse.

De lo mencionado anteriormente, se puede deducir que solo en el segundo de los casos se requeriría del uso de sostenimiento. No obstante, pese a que se observe que el túnel se encuentra estabilizado, en cuanto a deformaciones en el interior de la cavidad, no implica que, debido a efectos de meteorización del material, degradación con el tiempo, la acción del agua e incluso deslizamientos de bloques a partir de los planos de discontinuidad, no se produzcan o se vayan a producir nuevas inestabilidades. Es por esto que, en un túnel, a excepción de los excavados en materiales que presenten una excelente calidad y en itinerarios de segundo y tercer orden, es preciso prever un sostenimiento que evite estos fenómenos. Por lo tanto, a la hora del diseño, se ha comprobado la validez del sostenimiento de dos formas:

- Determinación de las tensiones que se producen en el sostenimiento y en el macizo mediante cálculos tensodeformacionales con el programa Plaxis 3D Tunnel.
- Estudio de las inestabilidades puntuales debidas a la caída de cuñas con el programa Unwedge.

### 5.5. Predimensionamiento de los sostenimientos.

En base a la caracterización geomecánica y geotécnica del terreno realizada en el anexo geotécnico, se han planteado diversos tipos de sostenimiento y excavación, como punto de partida para analizar, posteriormente, su comportamiento previsible al introducirlos en el modelo de cálculo.

El sostenimiento, para los sectores del túnel considerados (alternándose estratos de andesita, tobas brechosas, areniscas, tobas y limolitas), se ha deducido a partir de su clasificación según Bieniawski (1 989), Romana (2002) y Barton (2000). Para los sectores de túnel en terrenos muy meteorizados, zonas de fallas y materiales granulares, el sostenimiento se ha deducido en base a criterios de suelos, y se han contrastado los resultados con el sostenimiento que cabe deducir, también, para los rangos de rocas de peor calidad al aplicar las clasificaciones anteriormente descritas.

El sostenimiento correspondiente a cada tipo de terreno sería, según Bieniawski (1 989) el siguiente; hay que tener en cuenta que es válido para túneles en sección en herradura con anchura máxima de 10 metros y una tensión vertical máxima de 25 MPa. No obstante resulta de interés académico y como primera orientación el análisis de estos sostenimientos.

- Terreno Clase II ( $61 < RMR < 80$ ):
  - Sostenimiento: Formado por 5 centímetros de hormigón proyectado y eventualmente mallazo en clave. Bulones de longitud de 2 a 3 metros espaciados de 2 a 2,5 metros.
  - Método constructivo: En avance. Sección completa. Avance de 1 a 1,5 metros. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de 1 año para 10 m.
- Terreno Clase III ( $41 < RMR < 60$ ):
  - Sostenimiento: Formado por 5 a 10 centímetros de hormigón proyectado con mallazo en clave, y 3 centímetros de hormigón proyectado en hastiales. Bulones de longitud entre 3 y 4 metros espaciados de 1,5 a 2 metros.

- Método constructivo: En avance y destroza. Avance de 1,5 a 3 metros, colocando el sostenimiento a medida que se avanza y finalizándolo a 20 metros del frente. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de semana para 5m.

➤ Terreno Clase IV ( $21 < \text{RMR} < 40$ ):

- Sostenimiento: Formado por 10 a 15 centímetros de hormigón proyectado con mallazo en clave, y 10 centímetros de hormigón proyectado en hastiales. Bulones de longitud 4 a 5 metros espaciados de 1,0 a 1,5 metros. Cerchas ligeras a medias espaciadas 1,5 metros.
- Método constructivo: En avance y destroza. Avance de 1,0 a 1,5 metros, colocando el sostenimiento a medida que se avanza y finalizándolo a 10 metros del frente. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de 1 semana para 5 m. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de 10 horas para 2.5 m.

➤ Terreno Clase V ( $20 < \text{RMR}$ ):

- Sostenimiento: Formado por 15 a 20 centímetros de hormigón proyectado con mallazo en clave, y 15 centímetros de hormigón proyectado con mallazo en hastiales. Gunitar 5 centímetros en el frente. Bulones de longitud 5 a 6 metros espaciados de 1,0 a 1,5 metros en clave y hastiales. Bulonado de solera. Cerchas medias a pesadas espaciadas 0,75 metros con filas de chapas y en caso necesario piquetes. Se requiere de contrabóveda.
- Método constructivo: En múltiples fases, con pases de 0,5 a 1,5 metros en fase de avance. Colocar el sostenimiento a medida que se excava. El tiempo de sostenimiento según la luz libre es de 30 minutos para 1 m.

Por su parte, Romana (2002) sugirió una clasificación que deriva de la anteriormente mencionada, tratando de hacerla más específica, dividiendo cada una de las clases en 2 subclases a ó b, caracterizando así, con mayor precisión el macizo. Esta nueva clasificación permite aplicarse a túneles de entre 10 a 14 metros de ancho, incluyendo un factor adicional según el método de excavación elegido, sumándole al RMR ciertos valores:

- Excavación con TBM: +10.
- Excavación mecánica: +5.
- Buena excavación por voladuras: 0.
- Mala excavación por voladuras -5 a -10.

A continuación, se presenta la clasificación propuesta por Romana (2 002):

➤ Terreno de clase IIa ( $80 < \text{RMR} < 70$ ):

- Sostenimiento: Bulonado ocasional con una relación entre 0.1 y 0.25 bulones por  $\text{m}^2$  y una longitud por bulón de 3 m. El hormigón proyectado o gunitado se realizará de manera ocasional, en 1 capa de 5 cm de espesor. Es posible el uso de fibras como armadura y no será necesario el uso de cerchas.
- Método constructivo: sección completa o calota y destroza. Pudiendo realizarse con TBM abierta, voladuras o rozadora. Longitud de pase máxima de 16.0 m y recomendada superior a 5 m

➤ Terreno de clase IIb ( $70 < \text{RMR} < 60$ ):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación de entre 2x2 y 1.5x1.5m, a una relación de entre 0.25 a 0.44 bulones por  $\text{m}^2$  y una longitud de bulón de 3 m. Se recomienda el uso de

hormigón proyectado en 1 ó 2 capas con un espesor entre 6 y 10 cm, con uso de fibras como armadura. No se recomienda el uso de cerchas.

- Método constructivo: Sección completa o calota y destroza. Pudiendo realizarse con TBM abierto, voladuras o rozadora. Longitud de pase máxima de 9.5 m y recomendada entre 4 y 6 m

➤ Terreno de clase IIIa ( $60 < \text{RMR} < 50$ ):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación entre 1.5x1.5 a 1x1.5m, a una relación entre 0.44 a 0.66 bulones/ $\text{m}^2$  y una longitud por bulón de entre 3 y 4 m. Se recomienda el uso de fibras, pudiendo utilizarse también mallazo sencillo de manera ocasional. El uso de cerchas será ocasional del tipo TH-21.
- Método constructivo: Calota y destroza pudiendo utilizarse la sección completa. Recomendado el uso de voladuras o rozadora, pudiendo utilizarse TBM abierto. Longitud de pase máxima de 6.0 m y recomendada entre 3 y 4 m.

➤ Terreno de clase IIIb ( $50 < \text{RMR} < 40$ ):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación entre 1x1.5 y 1x1m, con una relación entre 0.66 a 1 bulón/ $\text{m}^2$ , y una longitud de bulón de 4 m. Se recomienda el sellado con 2/3 capas de gunita y un espesor de entre 12 a 20 cm. Se recomienda el uso de fibras y el uso de mallazo sencillo de manera ocasional. Se recomienda el uso de cerchas con una separación de 1.5 m entre ellas, del tipo TH-21 preferentemente, o del tipo TH-29 si no se pudiera realizar con las anteriormente comentadas.
- Método constructivo: Calota y destroza, con uso de voladuras o rozador, pudiendo utilizarse fresado. Longitud de pase máxima de 4.0m siendo recomendable entre 2 y 3m.

➤ Terreno de clase IVa ( $40 < \text{RMR} < 30$ ):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación entre 1x1.25 y 1x1m, con una relación entre 0.80 a 1 bulón/ $\text{m}^2$ , y una longitud de bulón de 4 a 4.5 m. Se recomienda el sellado con 3 capas de gunita y un espesor de entre 16 a 24 cm. Se recomienda el uso de mallazo sencillo pudiendo utilizarse las fibras. Se recomienda el uso de cerchas con una separación de 1 m entre ellas, del tipo TH-29. Pudiendo utilizarse la metodología Bernold en el emboquille.
- Método constructivo: Partición de la sección en calota y destroza o galería de avance, con uso de rozadora o pudiendo utilizarse fresado. Longitud de pase máxima de 2.5 m, siendo recomendable entre 1 y 2 m.

➤ Terreno de clase IVb ( $30 < \text{RMR} < 20$ ):

- Sostenimiento: Bulonado con una separación de 1x1 m, con una relación de 1 bulón/ $\text{m}^2$ , y una longitud de bulón de 4.5 a 5 m. Se recomienda el sellado con 3 capas de gunita y un espesor de entre 20 a 30 cm. Se recomienda el uso de mallazo doble pudiendo utilizarse las fibras. Se recomienda el uso de cerchas con una separación de entre 0.75 a 1 m entre ellas, del tipo TH-29 o HEB. Siendo recomendable el uso de paraguas o del uso de la metodología Bernold en el emboquille.
- Método constructivo: Galería de avance, galerías múltiples o contrabóveda, pudiendo utilizarse calota y destroza. Recomendado el uso de fresado, pudiendo utilizare escudos o escarificación/pala. Longitud de pase máxima de 1.75 m, siendo recomendable 1 m.

- Terreno de clase Va ( $20 < \text{RMR} < 10$ ):
  - Sostenimiento: Se recomienda el sellado con 3 ó 4 capas de gunita y un espesor de entre 30 a 40 cm. Se recomienda el uso de mallazo doble pudiendo utilizarse las fibras. Se recomienda el uso de cerchas con una separación de entre 0.5 a 0.75 m entre ellas, del tipo HEB. Siendo recomendable el uso de paraguas o del uso de la metodología Bernold en el emboquille.
  - Método constructivo: Galería de avance, galerías múltiples o contrabóveda. Recomendado el uso de escudo, fresado o escarificación/pala. Longitud de pase máxima de 1 m, siendo recomendable entre 0.75 y 0.5.
- Terreno de clase Vb ( $10 < \text{RMR} < 0$ ):
  - Sostenimiento: Se requerirá de sistemas especiales.
  - Método constructivo: Galerías múltiples o contrabóveda. Recomendado el uso de fresado o escarificación/pala. Longitud de pase recomendada de 0.5 m.

RMR	CLASE	LONGITUD DE PASE (m)		PARTICIÓN DE LA SECCIÓN	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	
		MÁXIMA	RECOMENDADA			
100	I a		≥ 5	SECCIÓN COMPLETA CALOTA Y DESTROZA	TBM ABIERTO VOLADURAS ROZADORA	
90	I b		≥ 5			
80	II a	16.0	≥ 5			
70	II b	9.5	4/6			
60	III a	6.0	3/4			
50	III b	4.0	2/3			
40	IV a	2.5	1/2			GALERÍA DE AVANCE GALERÍAS MÚLTIPLES CONTRABO VEDA
30	IV b	1.75	1			
20	V a	1.0	0,5/0,75			
10	V b		0,5			
0						

Notas  
 1 La unidad para el pase es el metro (m)  
 2 El pase máximo es el límite teórico según BIENIAWSKI  
 3 El pase recomendado se refiere a la excavación en calota/avance y en caso de que exista galería de avance a la excavación de ensanche (y no a la propia galería)  
 4 Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente  
 5 Las líneas de trazas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces

Figura 2. Recomendaciones para la excavación de túneles de 10-14 m de ancho. Fuente: Romana, 2002. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas.

El uso de fibras está recomendado por presentar ventajas de mecanización, rendimiento y una mayor ductilidad del hormigón a flexo-tracción, mientras que el mallazo presenta la ventaja de un menor espesor total del gunitado. Cuando no es necesario el uso de gunitado puede resultar conveniente el uso de mallazo ocasional como protección frente a caídas de cuñas.

La tipología de cercha depende de dos factores, de la calidad del macizo rocoso y del ancho del túnel, se han considerado cerchas ligeras tipo TH-21 y como medias-pesadas las TH-29 y HEB, no obstante, e independientemente de la solución escogida, éstas deberán ser arriostradas entre sí mediante tresillones, evitando el uso de forros de entibación (mediante chapas continuas o pequeñas tablestacas) por mallazos cuando sea necesario (es decir, en macizos de calidad mala a muy mala).

Según Barton (2 000), el tipo de sostenimiento depende de la altura del túnel, un factor ESR, que depende del tipo de roca y la calidad del macizo rocoso dado por Q, tal y como se muestra en la siguiente figura.

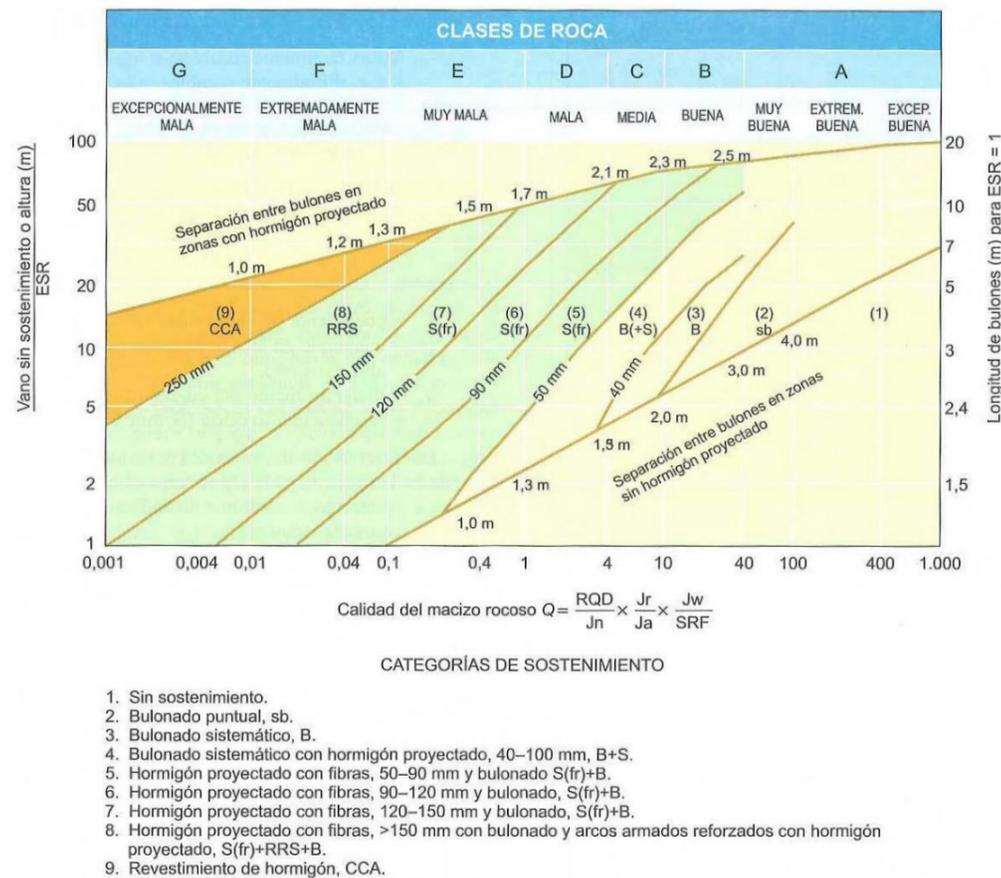


Figura 3. Tipos de sostenimientos para túneles, según Barton (2000).

En la elección del sostenimiento, Barton introduce un nuevo parámetro, denominado “luz virtual” que se define como la relación entre la luz (máxima dimensión) de la excavación entre el “Excavation support ratio” (equivalente a un factor de seguridad que depende de la importancia de la obra. Así pues:

$$Luz\ Virtual = \frac{L}{ESR}$$

Se ha considerado una altura máxima de excavación de 10.70 m, y un ESR de 1, según la Tabla 2 obteniéndose los siguientes tipos de sostenimiento:

- Terreno Extremadamente Malo (0,01<Q<0,1):
  - **Sostenimiento:** Formado por hormigón proyectado con fibra, de espesor superior a 15 centímetros, y reforzado con cerchas y bulones de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 1 y 1,3 metros.
- Terreno Muy Malo (0,1<Q<1):
  - **Sostenimiento:** Formado por 12 a 15 centímetros de hormigón proyectado con fibra y bulones de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 1,3 y 1,7 metros.

- Terreno Malo (1<Q<4):
  - **Sostenimiento:** Formado por 5 a 9 centímetros de hormigón proyectado con fibra y bulones de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 1,7 y 2,1 metros.
- Terreno Medio (4<Q<10):
  - **Sostenimiento:** Formado por 4 a 10 centímetros de hormigón y bulonado sistemático de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 2,1 y 2,3 metros.
- Terreno Bueno (10<Q<40):
  - **Sostenimiento:** Bulonado sistemático de 3,5 a 4 metros de longitud y espaciados entre 2,3 y 2,5 metros.

Tipo de excavación		ESR
A	Excavaciones mineras provisionales	3 – 5
B	Excavaciones mineras permanentes, túneles hidráulicos (exceptos túneles en carga), galerías piloto, excavaciones parciales para grandes cavernas.	1.6
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles de carretera o ferrocarril de poca importancia, túneles de descarga, túneles de acceso.	1.3
D	Centrales energéticas, túneles de carretera o ferrocarril de gran importancia, cámaras y refugios para defensa civil, bocas, intersecciones.	1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones ferroviarias, instalaciones públicas y deportivas, fábricas.	0.8
F	Túneles submarinos de gas o petróleo.	0.5

Tabla 2. Valores de ESR en función de la importancia de la obra. Fuente: Barton (1988). Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system.

Como se puede observar en la tabla, se han obtenido sostenimientos similares para las clasificaciones, además de coincidir el valor del GSI (Hoek et al. 1995) entre la mayoría de los valores analizados.

Las características de las andesitas son favorables, variando el GSI entre 55 y 59; para las tobas brechosas y areniscas, tobas y limolitas son poco favorables con una variación del GSI entre 30 y 25; por último, en las zonas milonitizadas el GSI es aproximadamente 15.

Por tanto, en función de los materiales existentes y de los resultados que arrojan las clasificaciones geomecánicas por Barton (2000), Bieniawski (1989) y Romana (2002) a partir de sus clasificaciones geomecánicas. Se resumen sus características principales en la Tabla 3. Cuadro resumen de los tipos de roca esperados y estimación de su sostenimiento preliminar. (\*) Estos materiales se consideran como F C (Fuera de Clase) ya que tienen básicamente un comportamiento de tipo suelo. (\*\*) 50 mm de hormigón proyectado en el frente de excavación, asignando para cada uno de ellos una cuantía de sostenimiento previa que posteriormente se comprobará con los cálculos tenso-deformacionales.

Material	RMR (Clase)	Q (Clase)	GSI	Sostenimiento RMR				Sostenimiento Q				Excavación	
				Gunita (mm)	Bulones		Cerchas	Gunita (mm)	Bulones		Cerchas	Fases	Pases Avance (m)
					Clave Hastiales	Malla (m x m)			Longitud (m)	Tipo Espaciado (m)			
Andesita	60 (III/ IIIa)	7 (BUENA)	55	50 - 100 30	1,5 x 1,5 2,0 x 2,0	3 - 4	-	-	2,3 x 2,3 2,5 x 2,5	3,5 - 4,0	-	Avance/ Calota y destroza.	1,0 - 1,5
Tobas brechosas y andesitas fracturadas	35 (IV/IVa)	1 (MUY. MALA)	30	100-150 100	1,0 x 1,0 1,5 x 1,5	4 - 5	Ligeras - medias 1,5	120 - 150	1,3 x 1,3 1,7 x 1,7	3,5 - 4,0	-	Avance y destroza/ calota y destroza o galería de avance.	1,0 - 1,5
Areniscas, tobas y limolitas	32 (IV/IVa)	0,7 (MUY. MALA)	27	100-150 100	1,0 x 1,0 1,5 x 1,5	4 - 5	Ligeras - medias 1,5	120 - 150	1,3 x 1,3 1,7 x 1,7	3,5 - 4,0	-	Avance y destroza/ calota y destroza o galería de avance.	1,0 - 1,5
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares, escorias y andesitas alteradas(*)	≤20 (V/V a ó b)	≤0,09 (EXTR. MALA)	≤20	150-200 150(**)	-	-	Pesadas 0,75	>150	-	-	SI	Galerías múltiples o contrabóveda.	0,5 - 1,5
Milonitas (Fallas)(*)	≤20 (V/V a ó b)	≤0,09 (EXTR. MALA)	≤20	150-200 150(**)	1,0 x 1,0 1,5 x 1,5	5 - 6	Pesadas 0,75	>150	1,0 - 1,0 1,3 - 1,3	3,5 - 4,0	SI	Galerías múltiples o contrabóveda.	0,5 - 1,5

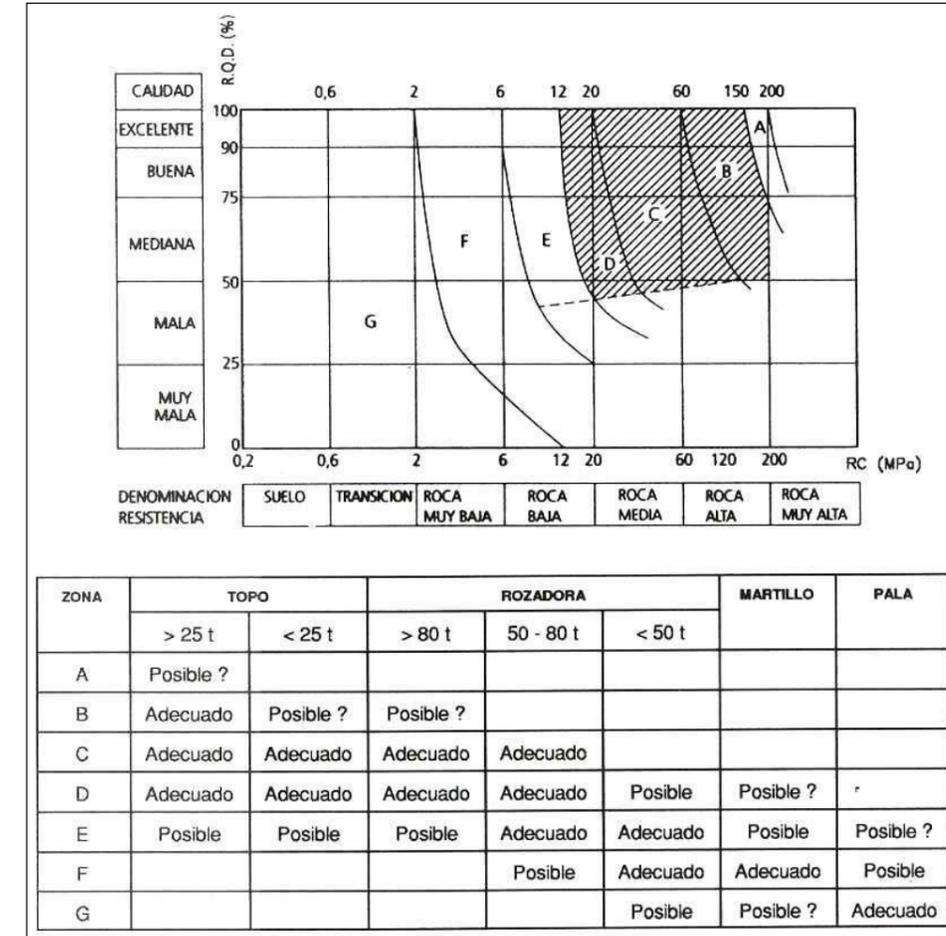
Tabla 3. Cuadro resumen de los tipos de roca esperados y estimación de su sostenimiento preliminar. (\*) Estos materiales se consideran como F C (Fuera de Clase) ya que tienen básicamente un comportamiento de tipo suelo. (\*\*) 50 mm de hormigón proyectado en el frente de excavación.

Para cada clase de terreno se ha previsto distintos sostenimientos, según se muestra a continuación:

Materiales Representativos	GSI	Sostenimiento	Concreto lanzado H-25 con fibra (m)	Bulones	Cerchas
Andesita	55	Tipo I	0,05	φ25 mm de 3,5 metros, malla de 2,3 x 2,3	-
Toba brechosa, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas	30	Tipo II	0,12	φ25 mm de 2,0 metros, malla de 1,3 x 1,3	IPN - 140 espaciadas 1,5 m.
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares y escoria (*)	≤20	Tipo III	0,15	φ25 mm de 5,0 metros, malla de 1,3 x 1,3	HEB - 180 / IPN - 200 espaciadas 0,75 m.
Zona de emboquille Zona de fallas y materiales cizallados (*)	≤20	Tipo IV	0,15	φ32 mm de 6,0 metros, malla de 1,0 x 1,0	HEB - 180 / IPN - 200 espaciadas 0,75 m.

**Tabla 4. Sostenimientos en función de los materiales representativos atravesados. (\*) Estos materiales se consideran como FC (Fuera de Clase) ya que su comportamiento se considera como tipo suelo.**

La excavación de los materiales va a poder realizarse mediante voladura o rozadora de tipo medio para los materiales rocosos (andesitas) y mediante pala excavadora y puntualmente martillo para aglomerados, lahares y flujos piroclásticos, tobas brechosas y limolitas.



**Figura 4. Recomendaciones de escalabilidad para túneles. Fuente: Romana (2 000 a)**

En cuanto a la estabilidad de la excavación, la resistencia y fracturación de los materiales indican la posibilidad de excavación en avance y destroza, con las siguientes longitudes de pase:

- Sección tipo I (Andesita): longitud de pase del orden de 4 m (Figura No. 10).
- Sección tipo II (Toba brechosas, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas fracturadas): longitud de pase del orden de 1'0 m.
- Sección tipo III (Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares y andesitas alteradas): longitud de pase del orden de 0,75m.
- Sección tipo IV y V (Zonas de falla y emboquille): longitud de pase del orden de 0'75 m.

Una figura de la caracterización geomecánica a lo largo del túnel Bombolí se adjunta a continuación, el mismo se adjunta en el anexo cartográfico correspondiente.

## 6. Análisis tenso-deformacional del túnel.

Los cálculos tenso-deformacionales para poder realizar la optimización de los sostenimientos predimensionados en el apartado anterior, se realizaron con la ayuda del programa Plaxis 3D, desarrollado por la universidad de Delf. La diferencia entre versiones en 2 dimensiones, radica en la mera extrusión de los resultados obtenidos en el 2D, obteniendo un mallado cuadrangular perfecto en una de las direcciones analizadas, con un mallado en mayor detalle en uno de los planos. No obstante, debemos ser conocedores de las limitaciones que implica la obtención de un modelo en 2D frente a la inclusión de una de las dimensiones a este modelo.

El modelo en 3D permite reproducir el proceso constructivo, teniendo en cuenta la relajación del terreno por el avance del frente del túnel, calculando para cada momento el frente del túnel y permite representar las diferentes estratificaciones del terreno no perpendiculares a la sección del túnel, así como sus discontinuidades; por el contrario, requiere un mayor tiempo computacional y de pre-proceso. El modelo bidimensional, requiere de un menor tiempo computacional, a costa de reproducir de manera más simplificada el proceso constructivo, incluir algunas hipótesis de relajación del terreno en torno a la cavidad y requiere que la estratificación sea perpendicular al plano de la sección del túnel analizada.

Para reducir el número de iteraciones necesarias para que el proceso de cálculo de la relajación converja, el programa Plaxis hace uso de un procedimiento denominado "sobre-relajación", incluyendo un parámetro que controla el grado de sobre-relajación denominado parámetro de sobre-relajación. Este valor está limitado superiormente por un límite superior teórico de 2.0, no obstante, este valor no debe ser alcanzado nunca. En valores bajos del ángulo de fricción en suelos ( $<20^\circ$ ), un factor de sobre-relajación de 1.5, suele ser suficiente para optimizar el proceso iterativo. A valores de ángulo de rozamiento superiores, se debe bajar el valor del factor utilizado, siendo por defecto un valor de 1.2 aceptable en la mayoría de los casos.

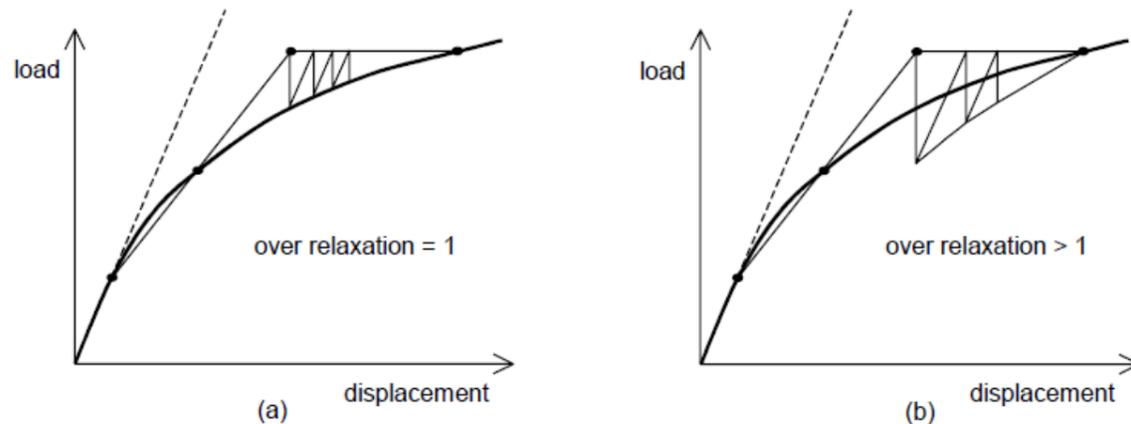


Figura 5. Proceso de iteración con sobre-relajación (a) y sin sobre-relajación (b). Fuente: Manual de referencia Versión 8, Delft University of Technology - Plaxis b.v. (2004).

### 6.1. Diseño de la malla.

La malla debe ser extendida en ambas direcciones, lo suficientemente como para eliminar la influencia de las restricciones impuestas sobre el contorno con los resultados obtenidos en el interior de la misma. Para el caso se propone el uso de 1.5 veces el diámetro interior del mallado en la extensión lateral y la prolongación hasta la superficie en el caso de la extensión superior.

Para la obtención del contorno interior, el criterio de alejar el contorno inferior una distancia elevada no es válido de carácter general. Esto se debe a que la excavación del túnel supone una descarga en las tensiones, debido al peso del material extraído, que produce un levantamiento por descompresión del terreno inferior, pudiéndose superar los asentamientos por la contracción del túnel. Si la distancia es elevada, estos levantamientos también lo serán, hasta el punto de que serían infinitos en el caso de contemplar un semi-espacio elástico lineal y homogéneo. Al contemplar un contorno rígido a una cierta profundidad, el levantamiento disminuye, llegando a transformarse en asiento cuando, en valor absoluto, el asiento por deformación del túnel supera al mismo. En la realidad, debido al comportamiento no-lineal del terreno, el módulo de deformación aumenta al disminuir las tensiones, es decir, cuanto más lejos nos encontramos del túnel, esto no ocurre, la variación se superpone al aumento del módulo por efecto del aumento de la presión de confinamiento con la profundidad. Por ello, la reproducción de este efecto puede hacerse utilizando un modelo no-lineal en el rango de pequeñas deformaciones, o situando un contorno inferior a una profundidad apropiada, dado el módulo de elasticidad adoptado para el terreno que, en este caso, se ha tomado como 3 veces el diámetro bajo el eje del túnel.

Para la obtención de una mayor precisión en los resultados obtenidos, se ha decidido refinar el mallado en la zona de influencia del túnel. En la Figura 6 se puede observar un ejemplo del modelo de malla y sus elementos finitos.

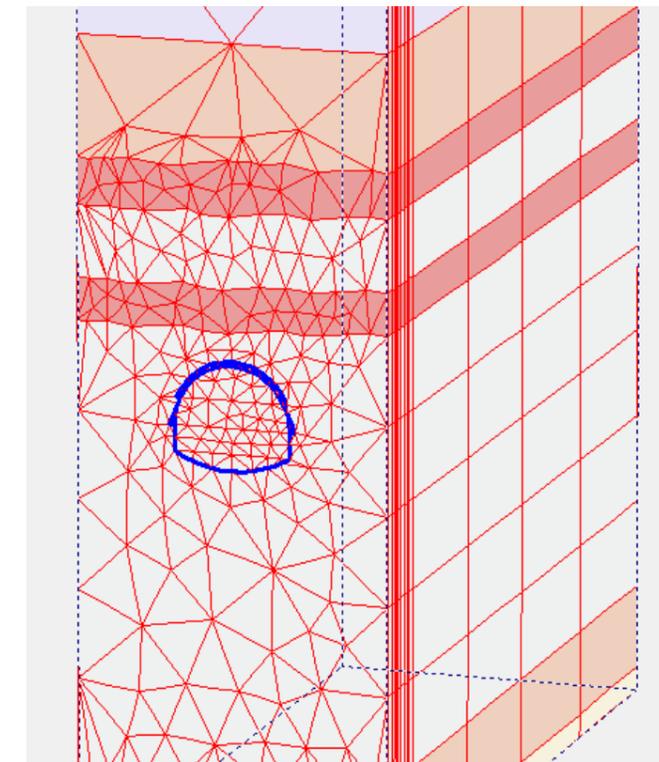


Figura 6. Mallado de modelo en Plaxis 3D.

## 6.2. Condiciones de contorno.

Las condiciones de contorno impuestas en los lados del plano analizado han sido las siguientes:

- Se impiden los desplazamientos perpendiculares a las caras verticales (laterales,  $u_x$ ). Permitiendo de este modo el asiento del terreno, comportándose las restricciones laterales como una infinidad de lo que comúnmente se denomina como "carrito", permitiendo el movimiento en vertical ( $u_y$ ), pero coaccionando el horizontal, que estaría limitado por el terreno (considerado como un estrato infinito) colindante.
- En la cara inferior se impiden todos los desplazamientos ( $u_x$ ,  $u_y$ ) y los giros ( $\theta_z$ ).

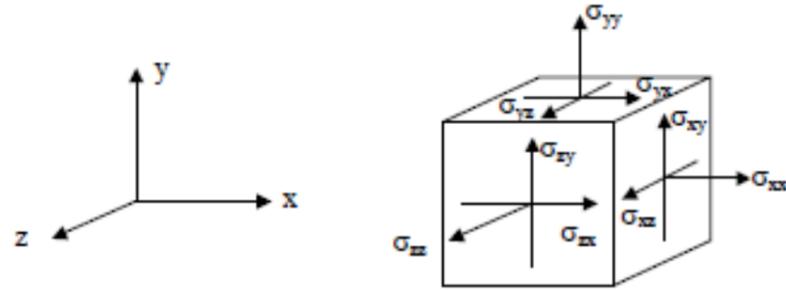


Figura 7. Sistema de coordenadas y representación de las componentes positivas de tensión, correspondiendo el mismo sistema a los desplazamientos y. Fuente: Manual de referencia Versión 8, Delft University of Technology ~ Plaxis b.v. (2004).

## 6.3. Tipología de los elementos finitos utilizados en el modelo.

El terreno en 3D se modeliza en Plaxis 3D, con prismas triangulares de 6 ó 15 nodos, siendo el de 15 nodos el elemento por defecto, que proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos, siendo de orden dos en el caso del elemento de seis nodos, generados por extensión de la malla 2D.

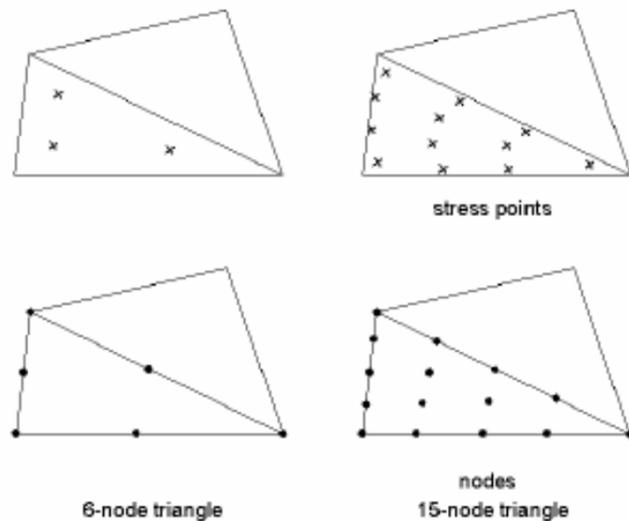


Figura 8. Posición de los nodos y los puntos de tensión en los elementos de 6 y de 15 nodos. Fuente: Manual de referencia Versión 8, Delft University of Technology ~ Plaxis b.v. (2004).

El triángulo de 15 nodos proporciona resultados más exactos que el de 6 nodos, obteniendo un resultado más que satisfactorio en problemáticas difíciles desde el punto de vista numérico como puede ser el cálculo de hundimiento en suelos incompresibles, por el contrario, requiere de un mayor tiempo de cálculo. El elemento de 6 nodos presenta problemas de sobreestimación en el cálculo de cargas de rotura y de factores de seguridad, cosa que en el de 15 nodos no ocurre, no obstante, se dispone de ordenadores con suficiente capacidad para poder asumir estos cálculos, por ello se prefiere un resultado más ajustado con el elemento de 15 nodos.

Este tipo de elementos proporcionan, como el resto, una interpolación de los desplazamientos de segundo orden, Teniendo tres coordenadas locales:  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\zeta$ .

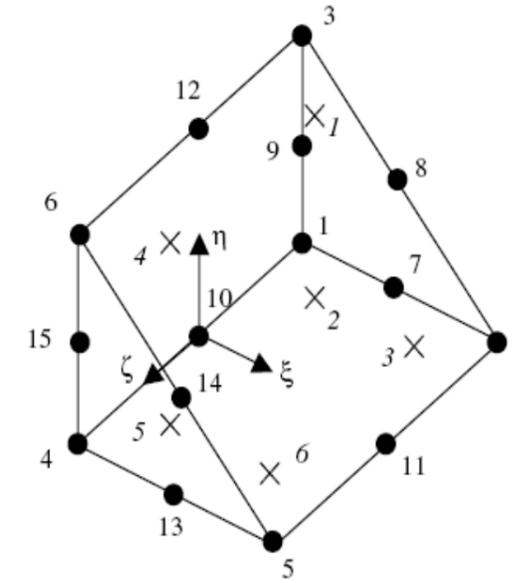


Figura 9. Numeración local y posición de los nodos para un elemento prismático triangular de 15 nodos.

## 6.4. Definición de los elementos de sostenimiento.

Para la simulación de los diferentes elementos de sostenimiento que presentan rigidez a flexión, como pudiera ser cerchas, hormigón proyectado o gunita y/o micropilotes; se han utilizado elementos tipo "plate". Para obtener los factores que caracterizan estos elementos tipo plate cuando se combinan cerchas y gunitado, es necesario obtener un espesor equivalente tal y como se muestra en la Figura 10. Se utilizó la resolución propuesta de Carranza-Torres para obtener el espesor equivalente en condiciones de deformación plana. En este caso el elemento 1 sería la cercha y el elemento 2 el hormigón proyectado.

Este método para el cálculo de secciones mixtas en programas de métodos numéricos, se basa en la búsqueda de una sección equivalente, con un módulo de Young y una altura equivalente a la sección real, simplificando la casuística a un único elemento rectangular. Hay que tener en cuenta que la hipótesis de la que se parte es que los elementos se consideran atados rígidamente entre sí, esto es, que los elementos se deformarán uniformemente en la dirección axial, y que girarán uniformemente sin se le aplica un momento M en la sección.

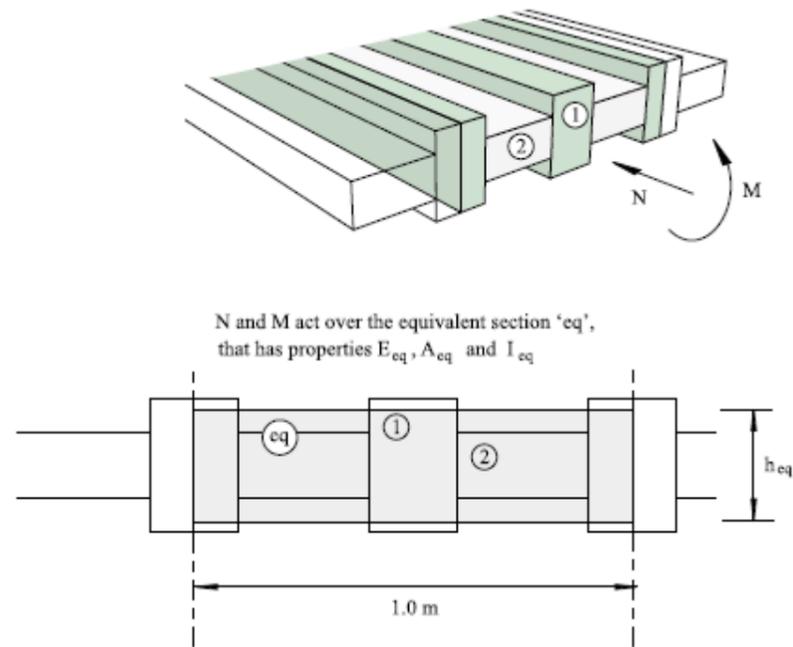


Figura 10. Esquema representativo del espesor equivalente. Fuente: Modelling composite sections (e.g., steel sets and shotcrete) with FLAC and Phase2. C. Carranza-Torres (2004).

Así pues, tanto la altura equivalente, como el módulo de elasticidad equivalente, a considerar queda como:

$$h_{eq} = 2 \frac{\sqrt{3 * C_A * C_I}}{C_A}$$

$$E_{eq} = \frac{\sqrt{3}}{6} \frac{C_A^2}{\sqrt{C_A * C_I}}$$

Donde:

$$C_A = n * (A_1 * E_1 + A_2 * E_2)$$

$$C_I = n * (I_1 * E_1 + I_2 * E_2)$$

Tal que n es el número de elementos considerados en la sección inicial, y el subíndice marca el elemento tratado. A partir de aquí se obtiene que:

$$A_{eq} * E_{eq} = n * (A_1 * E_1 + A_2 * E_2)$$

En la siguiente tabla se muestran las características utilizadas para modelar el comportamiento de los elementos de sostenimiento con rigidez a flexión.

Sostenimiento	Espesor d (m)	Separación s (m)	Diámetro (m)	$h_{eq}$ (m)	E (MPa)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	EA (kN/m)	EI (kNm <sup>2</sup> /m)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	w (kN/m/m)	Poisson v
Hormigón proyectado	0.05				30000	0.05	1.04167E-05	1500000	312.5	24	1.2	0.150
	0.15				30000	0.15	0.00028125	4500000	8437.5	24	3.6	0.150
	0.2				30000	0.2	0.000666667	6000000	20000	24	4.8	0.150
	0.25				30000	0.25	0.001302083	7500000	39062.5	24	6	0.150
IPN140		1.5			210000	1.22E-03	3.82E-06	256200	802.2	78	0.095	0.250
HEB180		0.75			210000	8.71E-03	5.11E-05	1828400	10726.8	78	0.68	0.250
Contrabóveda	0.25				25000	0.25	0.001302083	6250000	32552.08333	24	6	0.150
HP 0.15m + IPN 140 c/1.5 m				0.1527	31200			4756200	9239.7	24.4357	3.73	0.151
HP 0.20m + HEB180 c/0.75 m				0.217	36100			7828400	30726.8	26.2527	5.69	0.154
HP 0.25m + HEB180 c/0.75 m				0.2531	36900			9328400	49789.3	25.8173	6.53	0.153
Micropilotes Ø100mm c/0.4 m Tubo 70mm y espesor 9mm		0.4	0.1		64140			3387084	787.1	24	0.47	0.200

Tabla 5. Características de los elementos de sostenimiento tipo Plate utilizados en el modelo.

En la Figura 11 se adjunta un ejemplo de la modelación de las cerchas, hormigón proyectado, patas de elefante, contrabóveda y paraguas de micropilotes en uno de los modelos.

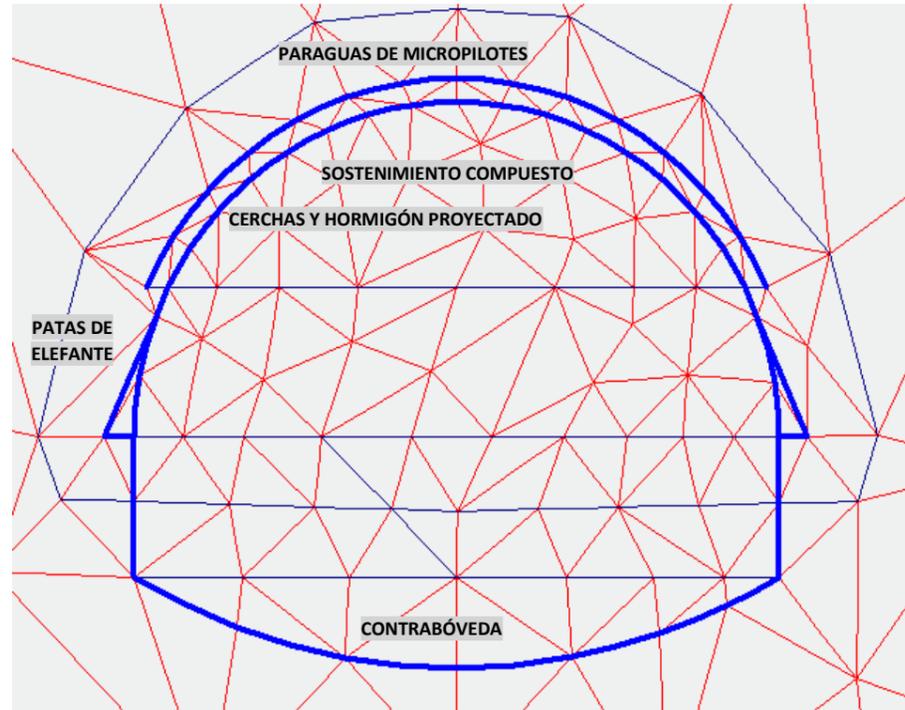


Figura 11. Modelación de los sostenimiento con elementos tipo Plate.

Para poder modelizar bulones, que trabajan principalmente a tracción, se ha utilizado elementos tipo geogrid ó geomalla. Estos elementos son elásticos flexibles, presentando un entramado o lámina en su tejido; no obstante resultan especialmente aptos ya que no pueden soportar fuerzas a compresión ni a flexión, mostrando la única propiedad de rigidez axial elástica a tracción (EA) introducida en unidades de fuerza por unidad de anchura ( $N/m^2$ , por ejemplo). Es cierto que el bulonado sí que es capaz de soportar esfuerzos pequeños de cortante y momento en comparación con el soportado en el axil, ocurriendo lo mismo en el esfuerzo a compresión, no obstante, en el caso del esfuerzo a compresión, la resistencia viene dada por el anclaje que se coloca, que usualmente no presenta una adherencia suficientemente grande como para poder compararse este esfuerzo al soportado por el de tracción, es por ello que la opción de geomalla es la que más se adapta a este elemento. En la Tabla 6 se presentan los parámetros utilizados para cada tipo de bulón empleado en la modelación, en la Figura 12 se muestra una sección de andesitas modelada con bulones.

Bulones	Separación (m)	Diámetro (m)	A ( $m^2$ )	E (MPa)	EA (kN/m)
Ø 25 mm malla de 2,3 x 2,3m	2.3	0.025	0.00021342	210000	44818.91693
Ø 25 mm malla de 1,3 x 1,3m	1.3	0.025	0.0003776	210000	79295.00688
Ø 32 mm malla de 1,0 x 1,0m	1	0.032	0.00080425	210000	168892.0211

Tabla 6. Características de los elementos de sostenimiento tipo geogrid utilizados en el modelo.

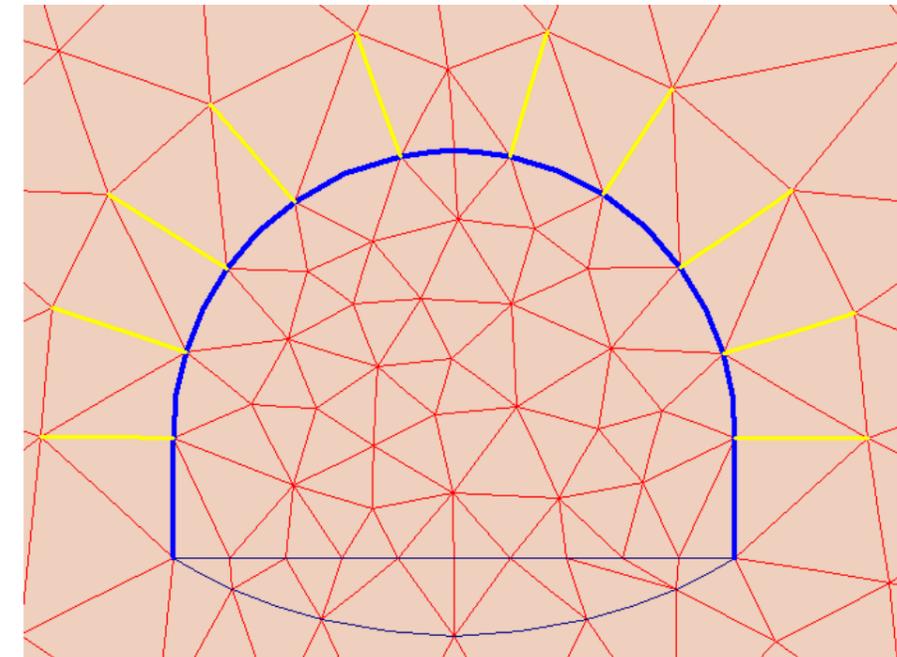


Figura 12. Modelación del sostenimiento con elementos tipo geogrid.

Por último, para limitar la resistencia tangencial del contacto terreno-sostenimiento, se usan elementos interfaz, aunque lo más habitual y utilizado en esta modelación, es poner una adherencia perfecta entre ambos, sin adoptar ninguna medida especial, considerando que la unión entre los elementos de sostenimiento y el terreno será lo suficientemente resistente como para poder soportar las tensiones, alcanzando la plastificación o rotura del material de sostenimiento o terreno antes que la pérdida de esta adherencia, siendo el caso idóneo en la realidad.

### 6.5. Tensiones iniciales.

En la modelación numérica, uno de los aspectos más importantes es la implementación de los estados tensionales geoestáticos, en los que se recoge un coeficiente de empuje al reposo que no es el que resulta de la condición de reposo lateral estricto. En base a los estudios sismotectónicos llevados a cabo para el proyecto, se ha utilizado un coeficiente de empuje al reposo  $k_0$  de 0.7.

En la Figura 13. Ejemplo de los estados tensionales geostáticos en una de las secciones del túnel Bombolí. se muestra uno de los estados tensionales geostáticos para una sección del túnel, con presencia de agua sobre la clave. Es por ello que resulta necesario diferenciar entre tres tipos de tensiones: tensiones totales, intersticiales y efectivas, según el postulado de Terzaghi (1 923).

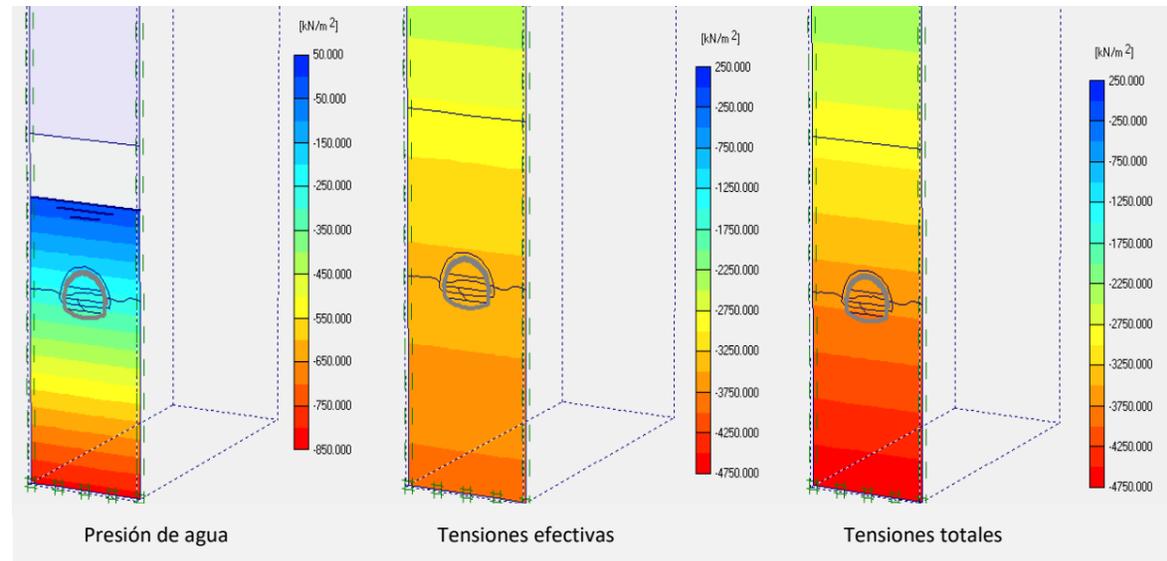


Figura 13. Ejemplo de los estados tensionales geostáticos en una de las secciones del túnel Bombolí.

## 6.6. Modelos constitutivos de los materiales.

Plaxis admite diversos modelos constitutivos para poder simular el comportamiento del suelo y otros medios continuos. Los modelos constitutivos que se han utilizado son dos:

- Modelo de Mohr-Coulomb: aglomerados, flujos piroclásticos, lahares, escoria y zona de fallas y cizalla.
- Modelo de roca fracturada "Jointed-Rock" : andesitas, tobas brechosas, areniscas, tobas y limolitas.

El modelo de Mohr-Coulomb puede ser considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento real de un suelo. Se basa en un modelo elasto-plástico perfecto, isotrópico (Figura 14), desarrollado a partir de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla de Mohr-Coulomb. La formulación de este modelo involucra la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas irreversibles.

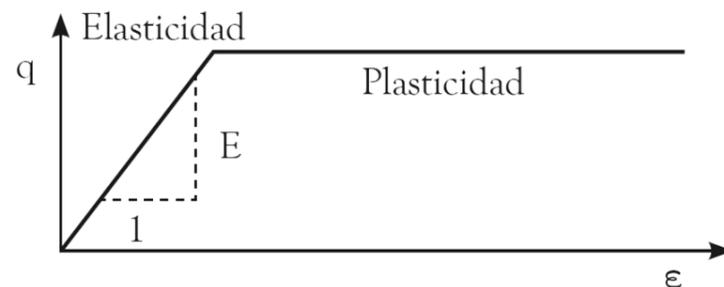


Figura 14. Esquema del modelo elastoplástico perfecto.

Para poder evaluar si la plasticidad realmente ocurre o no en un análisis específico, el modelo involucra un conjunto de funciones de fluencia que definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material. La representación gráfica de las funciones (cono hexagonal) en el espacio de los esfuerzos principales, constituye un contorno o superficie de fluencia fija, como se muestra en la Figura 15. De esta manera, para diversos estados de esfuerzos representados dentro de la superficie, el comportamiento es puramente elástico, y todas las deformaciones son reversibles. Se presentan deformaciones tanto elásticas, como plásticas.

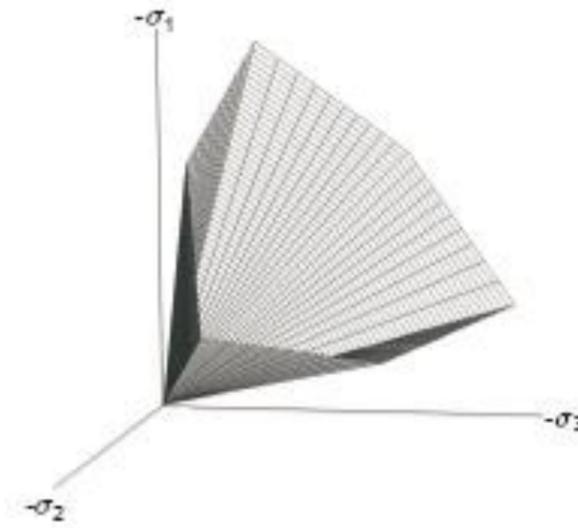


Figura 15. Superficie de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb para los esfuerzos principales, considerando suelos no cohesivos ( $c=0$ ).

Este modelo elástico perfectamente plástico, exige el conocimiento de cuatro parámetros: el módulo de Young ( $E$ ), el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), la cohesión ( $c$ ), y el ángulo de fricción ( $\phi$ ).

El modelo de roca fracturada o "Jointed-Rock", es un modelo elastoplástico anisótropo sin endurecimiento, adecuado para simular el comportamiento de rocas con discontinuidades. En este modelo se asume que existe una matriz rocosa con una posible estratificación y con juntas distribuidas en unas direcciones predominantes. Se considera que la matriz rocosa presenta un comportamiento anisótropo elástico determinado por cinco parámetros ( $E_1, \nu_1, E_2, \nu_2$  y  $G_2$ ) y una dirección ( $\alpha$ ). Esta anisotropía elástica pretende simular el comportamiento de la estratificación. Se asume, igualmente que, en la dirección de las discontinuidades, la máxima tensión tangencial está limitada según el criterio de Mohr-Coulomb. Si se alcanza la máxima tensión tangencial en un punto, éste pasará a ser plástico. El modelo también es capaz de limitar la tensión máxima de tracción, valor que controla con el parámetro Tensión Cut-off.

El modelo contempla la posibilidad de simular hasta tres familias de discontinuidades definidas por su dirección. La primera familia de discontinuidades podrá tener parámetros elásticos diferentes, definidos por:  $E_2, \nu_2$  y  $G_2$ ; de alguna manera se supone que la primera familia será la estratificación. Las discontinuidades, en el caso de deformación plana (2D), se definen utilizando el parámetro  $\alpha$ , que mide el ángulo, en grados sexagesimales, que forma con la horizontal.

Este modelo es adecuado para poder simular el comportamiento de macizos rocosos que presentan discontinuidades ubicuas y en hasta tres direcciones predominantes.

En la siguiente tabla se muestran las propiedades y modelos utilizados para cada una de las series estratigráficas contempladas.

MATERIALES REPRESENTATIVOS	Modelo	Tipo de drenaje	c (MPa)	phi	E (MPa)	v	Peso específico sat (kN/m3)	E <sub>1</sub> , E <sub>2</sub> (kPa)	v <sub>1</sub> , v <sub>2</sub>	G <sub>2</sub> (kPa)
Andesitas	JRM	D	2.61	59		0.11	25	2.90E+07	0.11	1.31E+07
Tobas brechosas	JRM	D	0.37	24		0.17	17	1.20E+05	0.17	5.13E+04
Areniscas, tobas y limolitas	JRM	D	0.28	39		0.2	18	4.00E+05	0.2	1.67E+05
Aglomerados, flujos piroclásticos, lahares y escoria	M-C	D	0.03	37	100	0.3	22			
Fallas, Flujos piroclásticos cizalla, Tobas brechosas cizalla	M-C	D	0.025	35	60	0.3	19			

Tabla 7. Propiedades geotécnicas de los materiales. Modelo: JRM: Jointed Rock Model. M-C: Mohr-Coulomb. Tipo de drenaje: D: drenado.

Además, en algunos casos ha sido necesario introducir materiales mejorados que simulan la mejora del frente de excavación mediante inyecciones de micro-cemento o bulones de fibra de vidrio y hormigón proyectado. Las características de los materiales se muestran en la Tabla 8.

MATERIALES MEJORADOS	Modelo	Tipo de drenaje	c (MPa)	phi	E (MPa)	v	Densidad aparente sat (kN/m3)
Aglomerados, flujos piroclásticos, lahares y escoria	M-C	U	0.06	40	200	0.2	24
Fallas, Flujos piroclásticos cizalla, Tobas brechosas cizalla	M-C	U	0.1	40	250	0.2	14

Tabla 8. Propiedades geotécnicas de los materiales mejorados por tratamiento del frente. Modelo: M-C: Mohr-Coulomb. Drenaje: U: no drenado.

### 6.7. Interpretación geológica de las secciones modeladas.

Para la realización del análisis tenso-deformacional de la excavación y sostenimiento del túnel, en primer lugar, se debe realizar una interpolación geológica de las secciones transversales que se consideren lo suficientemente importantes o críticas, para su modelación, y posterior evaluación de su comportamiento. Estas secciones corresponden a zonas donde el área de excavación presenta algún contacto entre diferentes materiales y zonas con la excavación en un solo material con la mayor cobertura sobre la clave del túnel. En la Tabla 9 se muestran las secciones modeladas identificadas por su abscisa, los materiales presentes en el área de excavación y la cobertura sobre clave.

Abscisa	Materiales en sección de excavación	Cobertura sobre clave (m)
20+327.3	Andesitas parte superior, escorias inferior	16,99
20+333.7	Falla superior, escorias inferior	21,67
20+354.8	Escoria	41,44
20+377.4	Escoria mitad superior, andesitas inferior	53,22
20+422.2	Andesita	84,01
20+461.3	Andesitas mitad superior, aglomerados inferior	109,08
20+493.3	Aglomerados	123,47
20+592.9	Tobas brechosas	170,17
20+872.7	Andesita	241,58
20+990.6	Andesita	257,88
21+054.4	Lahares mitad superior, andesitas inferior	261,73
21+072.3	Lahares mitad superior, andesitas inferior	266,45
21+085.1	Falla o zona cizallada	299,40
21+204.2	Andesita	313,78
21+360.9	Flujos piroclásticos superior, andesita mitad inferior	332,15
21+407.6	Falla o zona cizallada	336,66
21+456.3	Falla o zona cizallada	336,18
21+529.5	Andesita con escoria en la parte inferior	320,90
21+591.3	Andesita	313,04
21+664.3	Andesita	311,27
21+781.7	Andesita	243,35
21+896.4	Andesita	118,18
21+937.7	Andesitas mitad superior, escorias inferior	72,92
21+947.2	Andesitas mitad superior, escorias inferior	62,51
21+968.5	Andesitas parte superior, escorias y tobas	44,14
21+971.8	Andesitas parte superior, escorias y tobas	32,99

Tabla 9. Secciones del túnel analizadas con métodos numéricos.

Para la interpretación geológica se extendió 3 diámetros sobre la clave del túnel, 3 diámetros bajo el túnel y 1.5 diámetros hacia los laterales del eje del túnel. En la Figura 16 y a modo de ejemplo, se presenta el modelo geológico en una de las secciones analizadas con métodos numéricos.

PERFILES ESTRATIGRAFICOS

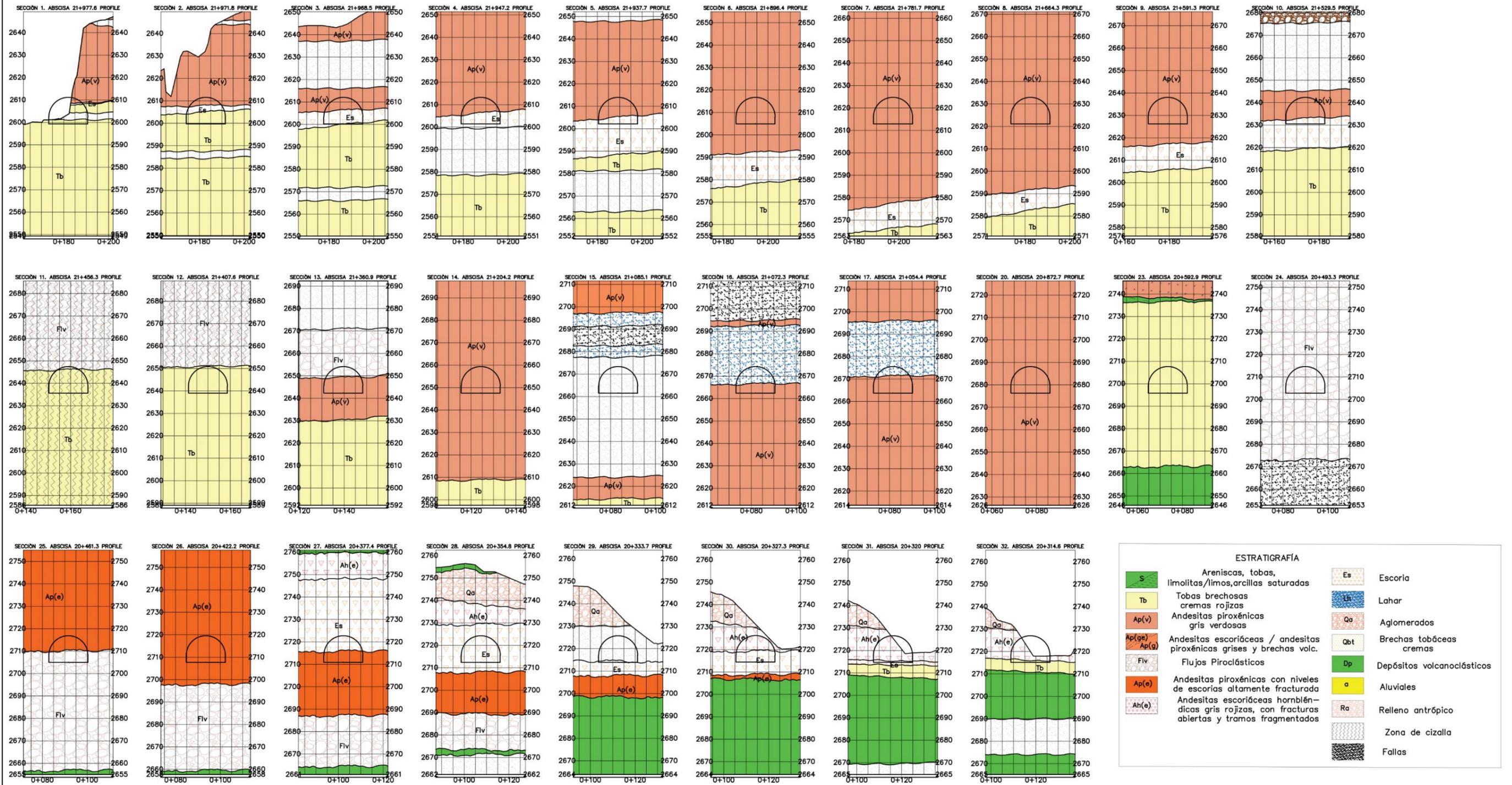


Figura 16. Secciones geológicas modeladas con métodos numéricos.

## 6.8. Fases de cálculo.

Una vez establecidos los parámetros geotécnicos y los modelos de comportamiento para los diferentes estratos atravesados en las perforaciones, se han establecido una serie de fases de cálculo para representar las diferentes etapas que constituirán el proceso constructivo del túnel.

Cada tipo de sostenimiento está adaptado a los diferentes materiales atravesados, contemplando las fases de construcción específicas y por tanto, la simulación de dichas fases en cada caso. A continuación se enlistan las fases simuladas para cada tipo de sostenimiento.

### ➤ Sostenimiento Tipo I: Andesitas.

- Inicial.
- Avance 1: excavación a sección completa en una longitud de 1.5m.
- Sostenimiento 1: 0.5 m de hormigón proyectado y bulones de 3.5 m de longitud en malla de 2.3x2.3 m.
- Avance 2.
- Sostenimiento 2.
- Avance 3.
- Sostenimiento 3.

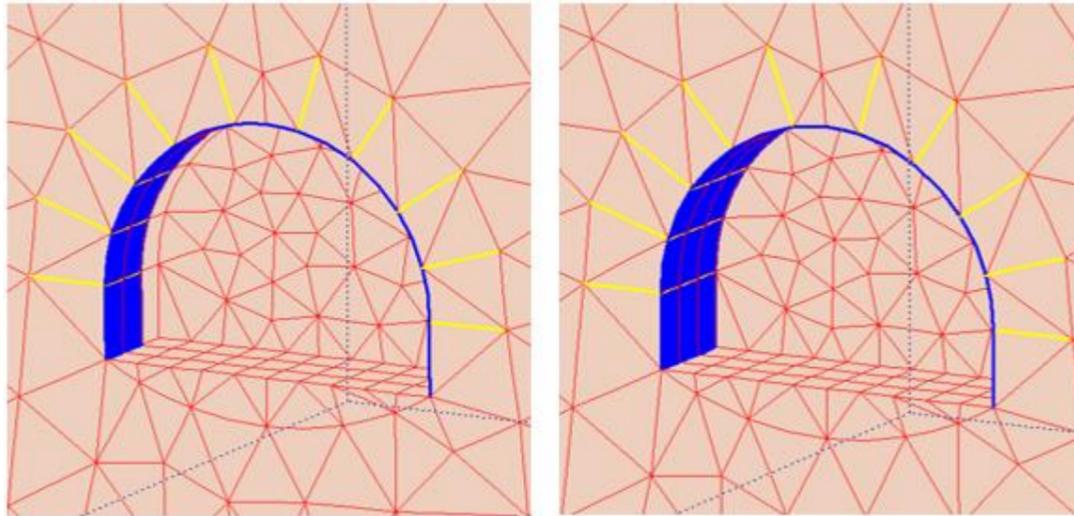


Figura 17. Fase para sostenimiento Tipo I.

### ➤ Sostenimiento Tipo II: Tobas brechosas, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas.

- Inicial
- Avance 1: excavación con una longitud de avance de 1.5 m
- Sostenimiento 1: 0.15 m de hormigón proyectado, cerchas IPN140 y bulones de 2 m de longitud en malla 1.5x1.5 m.
- Avance 2
- Sostenimiento 2
- Avance 3
- Sostenimiento 3
- Inicial destroza: se lleva el avance 50 m por delante de la destroza.

- Destroza 1: excavación de la destroza en una longitud de 3 m.
- Sostenimiento destroza 1: 0.15 m de hormigón proyectado y cerchas IPN140.
- Destroza 2
- Sostenimiento destroza 2

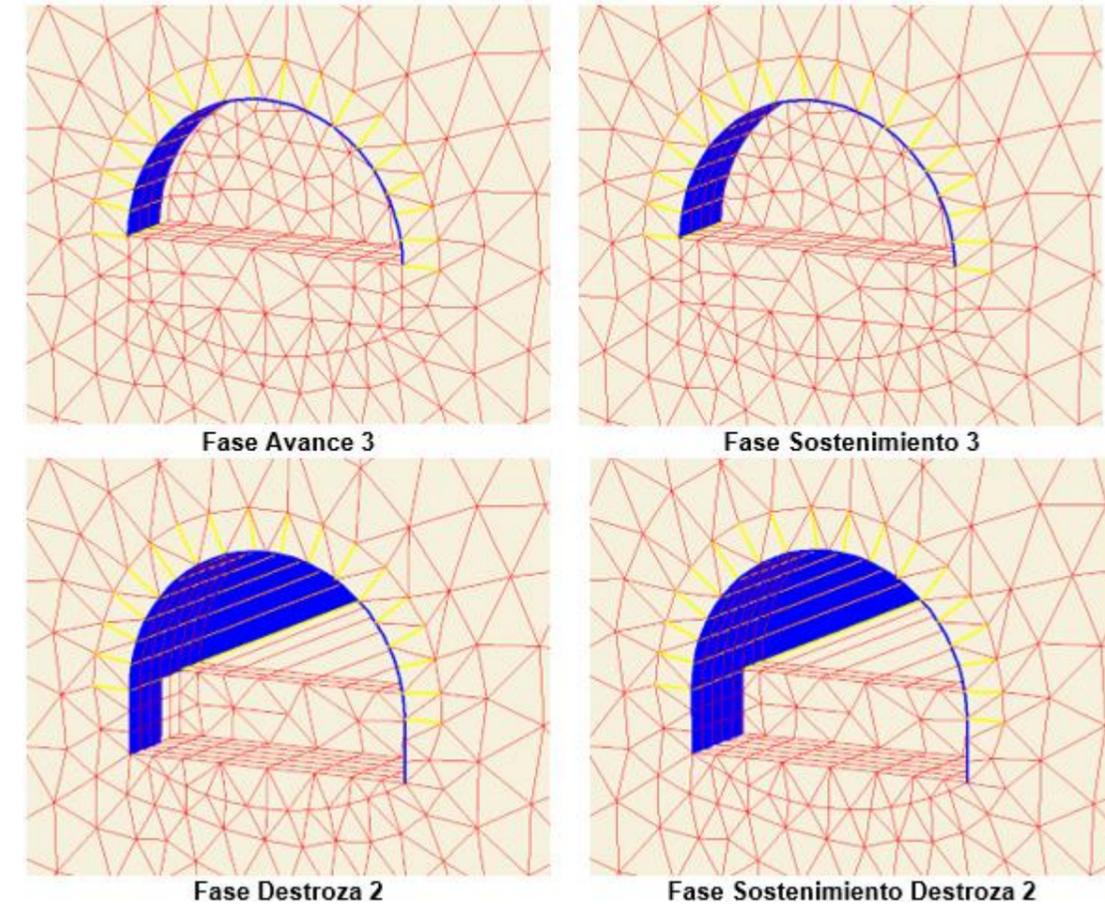


Figura 18. Fase para sostenimiento Tipo II.

### ➤ Sostenimiento Tipo III: Aglomerados, flujos piroclásticos y lahares.

- Inicial
- Avance 1: excavación con una longitud de avance de 0.75 m
- Sostenimiento 1: 0.20 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180, patas de elefante e inyecciones de frente.
- Avance 2
- Sostenimiento 2
- Avance 3
- Sostenimiento 3
- Inicial destroza: se lleva el avance 50 m por delante de la destroza.
- Destroza derecha 1: excavación de la destroza derecha en una longitud de 1.5 m.
- Sostenimiento destroza derecha 1: 0.20 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180.
- Destroza derecha 2
- Sostenimiento destroza derecha 2
- Destroza izquierda 1: excavación de la destroza izquierda en una longitud de 1.5 m.

- Sostenimiento destroza izquierda 1: 0.20 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180.
- Destroza izquierda 2
- Sostenimiento destroza izquierda 2
- Inicial contrabóveda
- Excavación contrabóveda: excavación de la contrabóveda en una longitud de 3 m.
- Losa contrabóveda: ejecución de losa de contrabóveda

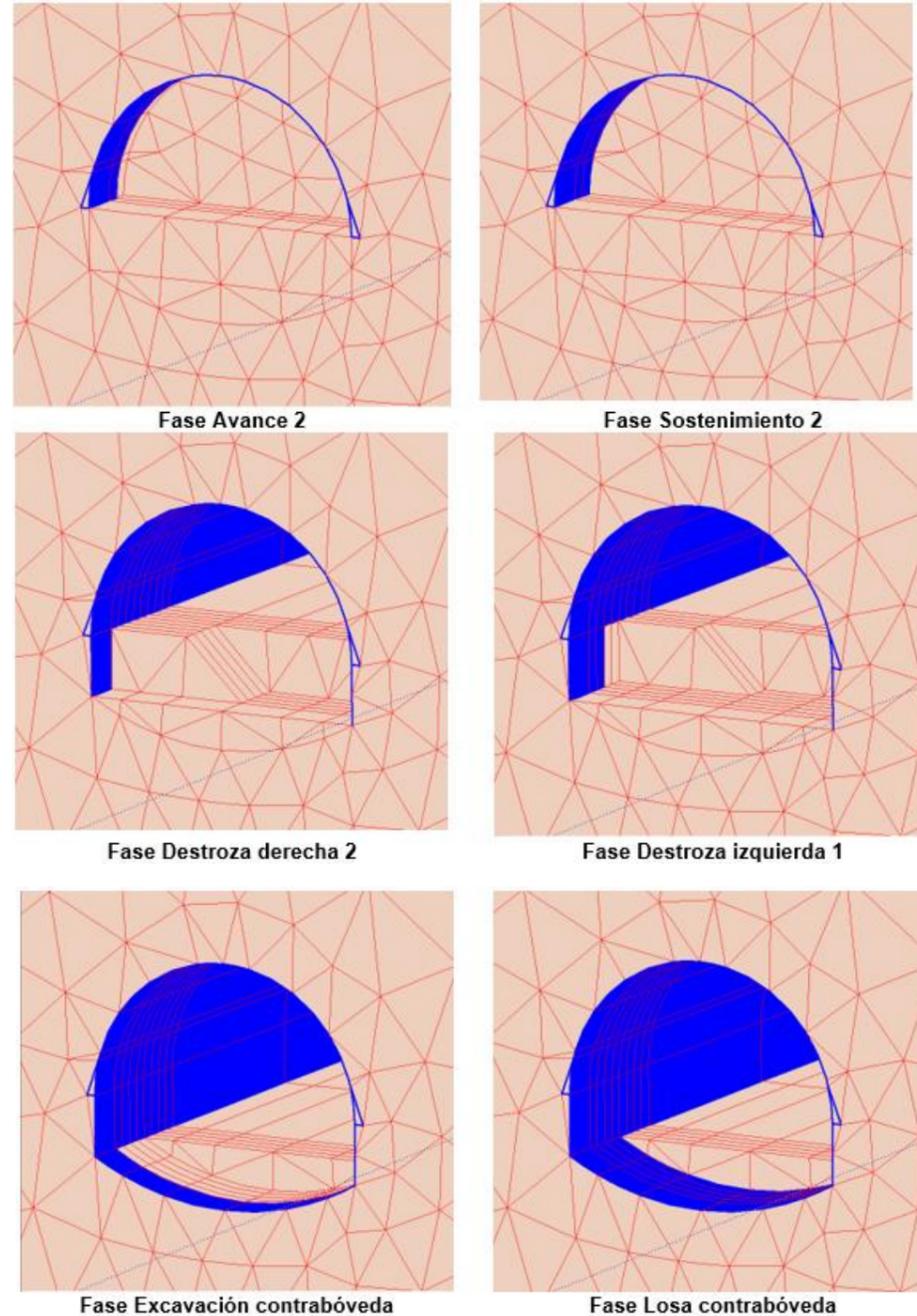


Figura 19. Fase para sostenimiento Tipo III.

- Sostenimiento Tipo IV y V: Zona de emboquilles, fallas y materiales cizallados.
  - Inicial
  - Avance 1: excavación con una longitud de avance de 0.75 m
  - Sostenimiento 1: 0.20/0.25 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180, patas de elefante, paraguas de micropilotes e inyecciones de frente o bulones de fibra de vidrio (fallas).
  - Avance 2
  - Sostenimiento 2
  - Avance 3
  - Sostenimiento 3
  - Inicial destroza: se lleva el avance 50 m por delante de la destroza.
  - Destroza derecha 1: excavación de la destroza derecha en una longitud de 1.5 m.
  - Sostenimiento destroza derecha 1: 0.20/0.25 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180.
  - Destroza derecha 2
  - Sostenimiento destroza derecha 2
  - Destroza izquierda 1: excavación de la destroza izquierda en una longitud de 1.5 m.
  - Sostenimiento destroza izquierda 1: 0.20/0.25 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180.
  - Destroza izquierda 2
  - Sostenimiento destroza izquierda 2
  - Inicia contrabóveda
  - Excavación contrabóveda: excavación de la contrabóveda en una longitud de 3 m.
  - Losa contrabóveda: ejecución de losa de contrabóveda.

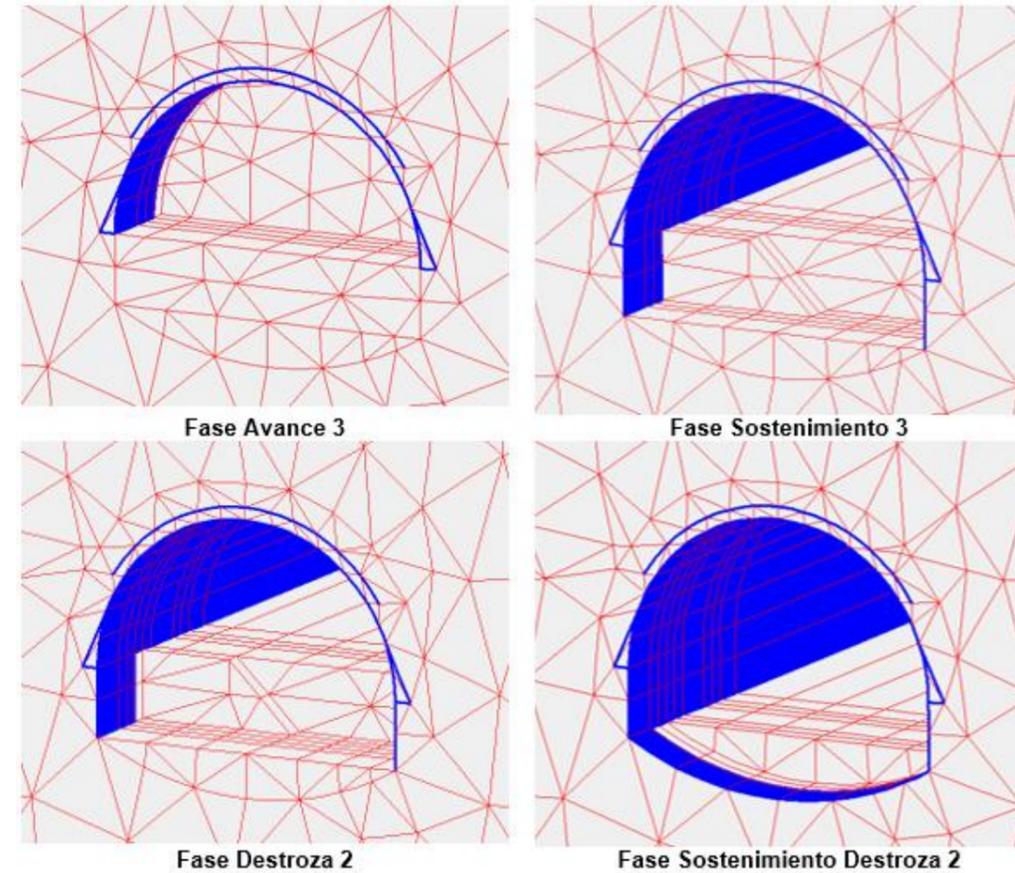


Figura 20. Fase para sostenimiento Tipo IV.

En la siguiente figura se muestra una captura de pantalla del módulo Calculations de Plaxis 3D Tunnel, con las diferentes fases para un sostenimiento del Tipo IV.

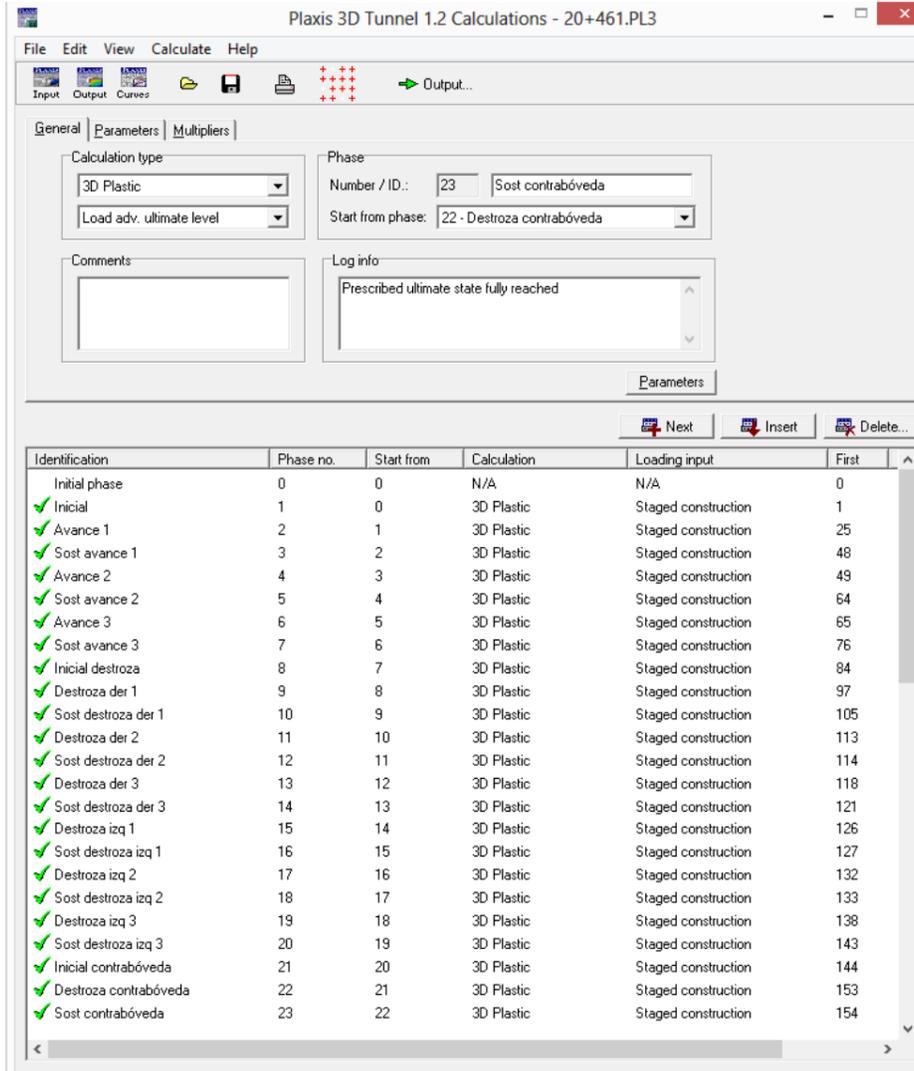


Figura 21. Fases de análisis de Plaxis 3D Tunnel para el sostenimiento Tipo IV.

### 6.9. Análisis tenso-deformacional de las secciones del túnel.

Para poder realizar el análisis tenso-deformacional de los sostenimientos simulados en las diferentes fases del proyecto, se siguió la siguiente metodología.

En primer lugar se evaluó el tipo de sostenimiento predimensionado en las secciones de cada material con mayor cobertura. Seguidamente, se optimizó el sostenimiento en caso de deformaciones y plastificaciones del suelo que se considerasen inadmisibles. Finalmente, se evaluó el sostenimiento optimizado en las otras secciones a lo largo del túnel.

Según esta metodología, a continuación, se presentan los resultados y la optimización de los cuatro sostenimientos que se obtuvieron en el predimensionamiento mediante clasificaciones geomecánicas. Como

resultado de la optimización, se llegó a diseñar 5 tipos de sostenimientos diferentes según el tipo de material que se encontrase durante la excavación.

### 6.10. Resultados y optimización de los sostenimientos.

#### 6.10.1. Resultados y optimización del sostenimiento Tipo I mediante métodos numéricos.

El sostenimiento Tipo I corresponde a los materiales de mayor calidad que atravesará el túnel. Estos materiales andesíticos, con algunas fracturas, requerirán bulones y hormigón proyectado para controlar las caídas de cuñas. Para evaluar las máximas deformaciones que se producirán después de la excavación, se ha utilizado un modelo de elementos finitos tridimensional que simula las fases de excavación y sostenimiento.

Debido a la calidad de la roca, la excavación se realizará a sección completa. Con respecto al avance, se analizaron longitudes de 1.0 a 1.5 m para poder estudiar su influencia en las deformaciones y esfuerzos en el sostenimiento.

La sección estudiada como referencia en materiales andesíticos, fue la perteneciente a la abscisa 21+204. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es superior a 320 m. A continuación se muestran los resultados de desplazamientos totales durante la tercera fase de avance. Hay que tener en cuenta que el material se extiende de manera homogénea en la dirección del eje del túnel, por lo que los resultados obtenidos en secciones posteriores a la mostrada serán los mismos.

En la Figura 22 se muestran los desplazamientos con una longitud de avance de 1m y en la Figura 23 se muestran los correspondientes a una longitud de avance de 1.5 m. Se puede observar que los desplazamientos máximos se producen en la zona de la base del túnel, y tienen una magnitud máxima de 1mm. En la zona del frente los desplazamientos máximos son de 0.6 mm. El desplazamiento es ligeramente mayor cuanto mayor es la longitud de avance, sin embargo los desplazamientos son admisibles en los dos casos. Por este motivo, se recomienda una longitud de avance de 1.5 m, para mejorar el rendimiento de la construcción del túnel.

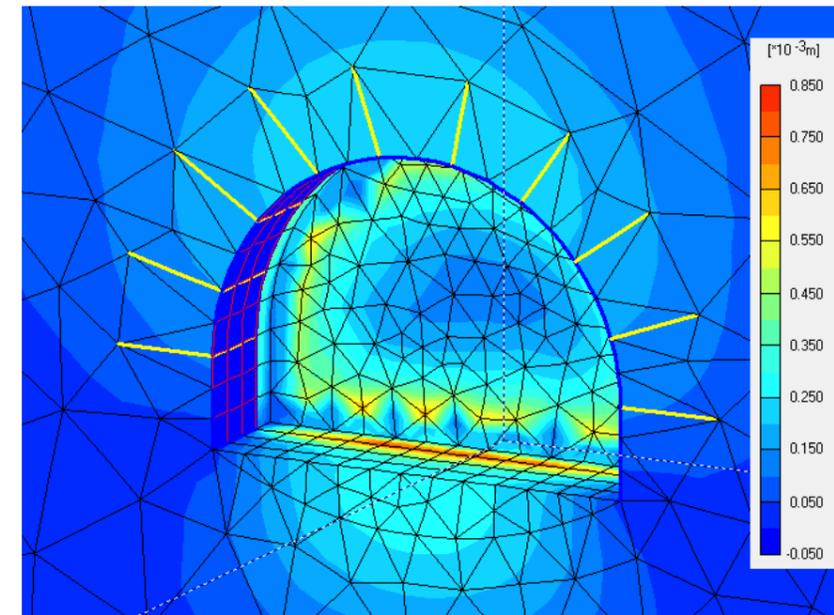


Figura 22. Desplazamientos totales en la sección del túnel 21+204 en fase de excavación 3 con longitud de avance de 1.0 m.

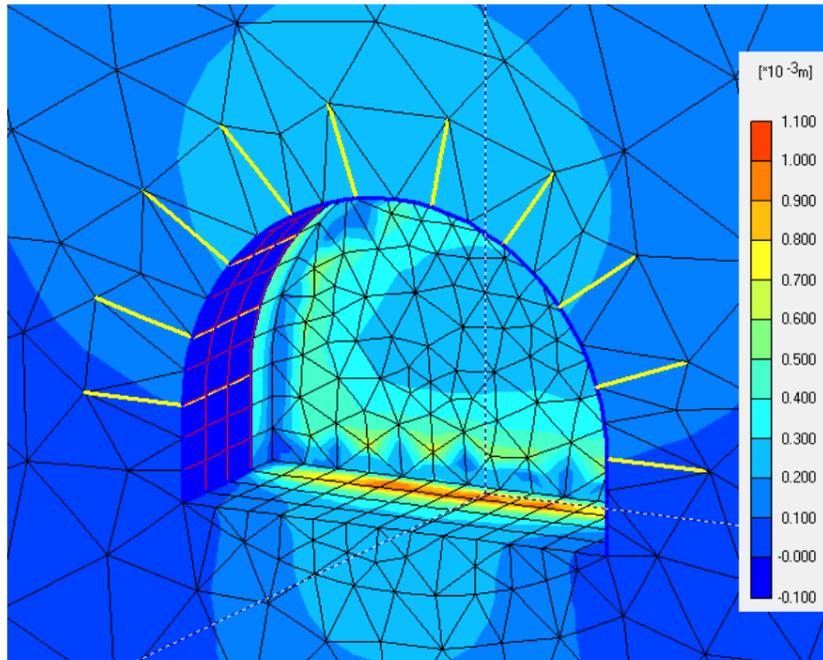


Figura 23. Desplazamientos totales en la sección 21+204 en fase de excavación 3 con longitud de avance de 1.5m.

Con respecto a los elementos de sostenimiento, tal y como se muestra en la siguiente figura, las deformaciones en la sección de sostenimiento más próxima (colocada a 1.5 m del avance) los mayores desplazamientos registrados son menores a la tolerancia impuesta de 1mm.

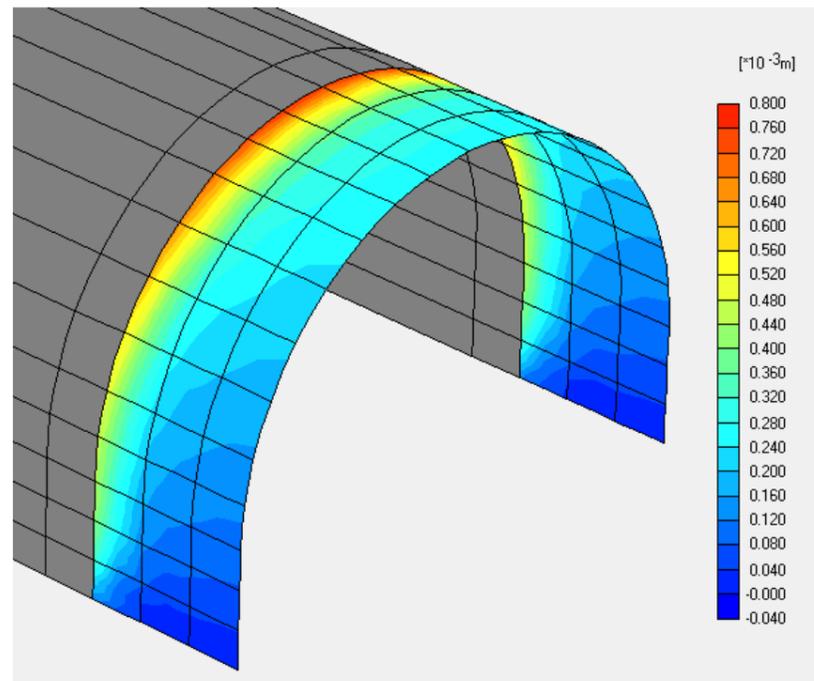


Figura 24. Desplazamientos totales en sostenimiento cuando se realiza la fase 3 de excavación con una longitud de avance de 1.50 m.

Además, estos desplazamientos disminuyen considerablemente al aumentar la distancia al frente de excavación como se indica en la Figura 25.

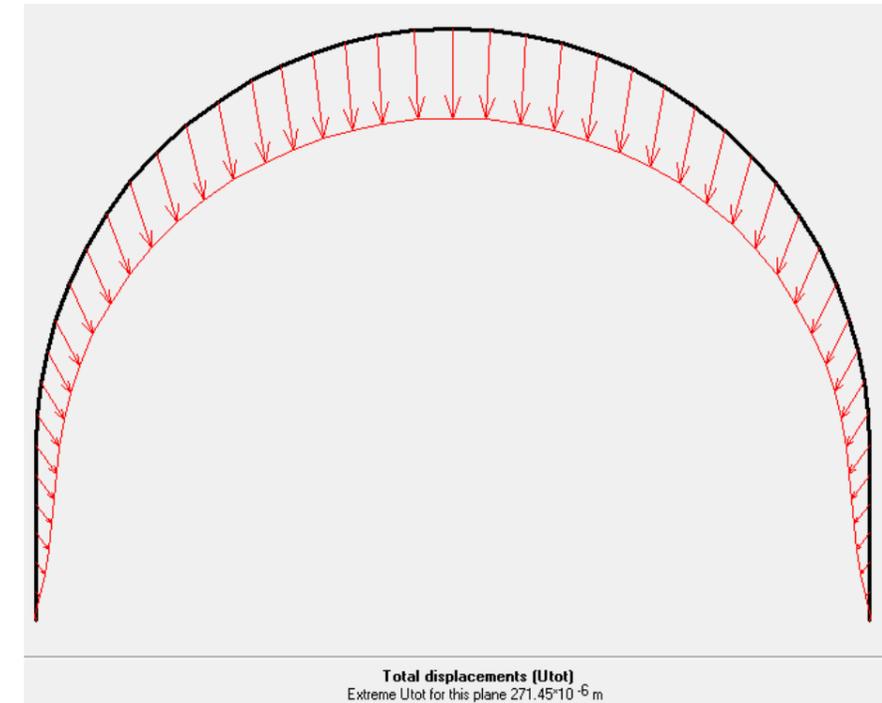


Figura 25. Desplazamientos totales en sostenimiento a una distancia de 4 longitudes de avance (6m) cuando se realiza la fase 3 de excavación.

Después de realizar este análisis y optimización del sostenimiento sobre la sección 21+204, se realizaron los modelos de las otras zonas del túnel, con presencia de materiales andesíticos, comprobándose que el sostenimiento utilizado es válido en todo momento en que la sección sea excavada en andesitas con un GSI igual o superior a 55. De esta forma, el sostenimiento Tipo I optimizado por el análisis tenso-deformacional, es el que se muestra en la siguiente tabla.

Materiales Representativos	Sostenimiento	Hormigón proyectado H-25 con fibra (m)	Bulones	Excavación	Longitud de avance
Andesita	Tipo I	0,05	φ25 mm de 3,5 metros malla de 2,3 x 2,3	Sección completa	1,50 m

Tabla 10. Sostenimiento Tipo I optimizado por el análisis tenso-deformacional.

### 6.10.2. Resultados numéricos y optimización del sostenimiento Tipo II mediante métodos numéricos.

El sostenimiento tipo II se utilizará cuando la excavación se haga en tobas brechosas, areniscas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas. Estos materiales necesitarán de bulones, hormigón proyectado y cerchas tipos IPN140 para garantizar la estabilidad del túnel durante la construcción. Para evaluar las máximas deformaciones que se producirán después de la excavación, se ha utilizado un modelo de elementos finitos tridimensional que simula las fases de excavación y sostenimiento.

Debido a la calidad de la roca, la excavación se realizará en dos fases: avance y destroza. Con respecto al avance, se analizaron longitudes de 1,0m y 1,5m para estudiar su influencia en las deformaciones y esfuerzos en el sostenimiento. Además, también se evaluó la influencia de la distancia entre cerchas en los desplazamientos en el frente y en el terreno.

La sección que se analizó para el material de tobas brechosas fue la correspondiente a la abscisa 20+593. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es superior a 160 m.

En las siguientes figuras se muestran los desplazamientos con una longitud de avance de 1 m y colocación de IPN140 cada 1m, una longitud de avance de 1 m de distancia y espaciado entre cerchas de 1.5 m y una longitud de avance de 1.5 m y una distancia entre cerchas de 1.5m, respectivamente. Se puede que, como resultaría evidente, a mayor longitud de avance y mayor espaciado entre las cerchas, mayores son las deformaciones producidas por el terreno. Estos desplazamientos máximos se dan en la zona de la base del túnel, con dirección ascendente, esto se da debido a la descompresión del terreno al excavar. No existe una significativa diferencia entre las deformaciones observadas al colocar cerchas a una distancia de 1 ó 1.5 m, por lo que se decide emplear el mayor espaciado posible, disminuyendo costes. En cuanto a la longitud de avance, se recomienda la excavación de 1m para controlar las deformaciones tanto en el frente como en los sostenimientos. La magnitud del desplazamiento en la base es aceptable, ya que posteriormente se realizará la excavación de la destroza. En la zona del frente los desplazamientos máximos se mantienen en torno a los 2 cm.

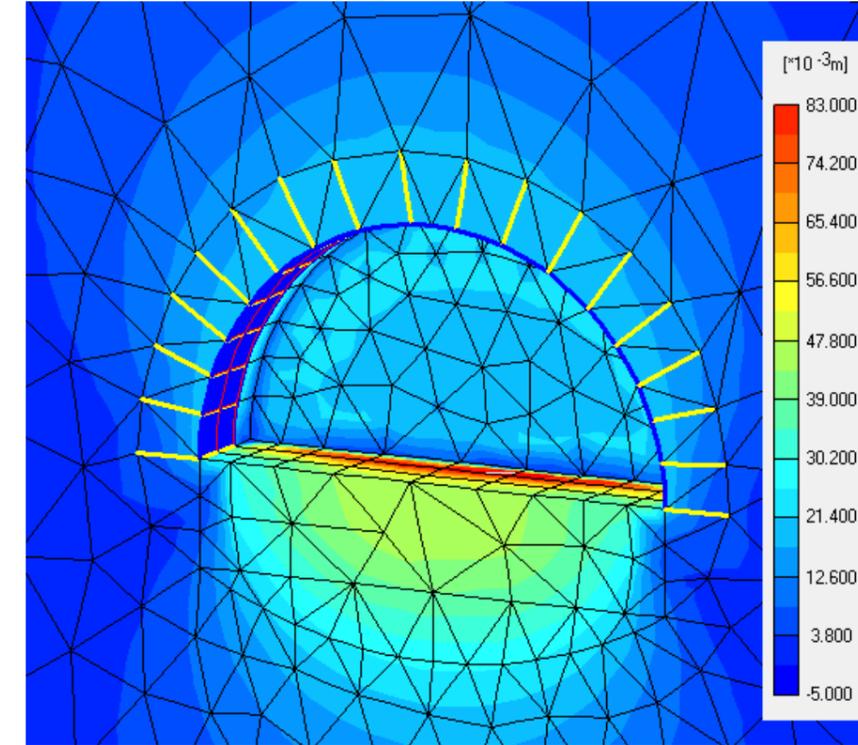


Figura 26. Desplazamientos totales en la sección 20+253 en la fase de avance 2, con longitud de avance de 1.0m y distancia entre cerchas IPN140 de 1.0m.

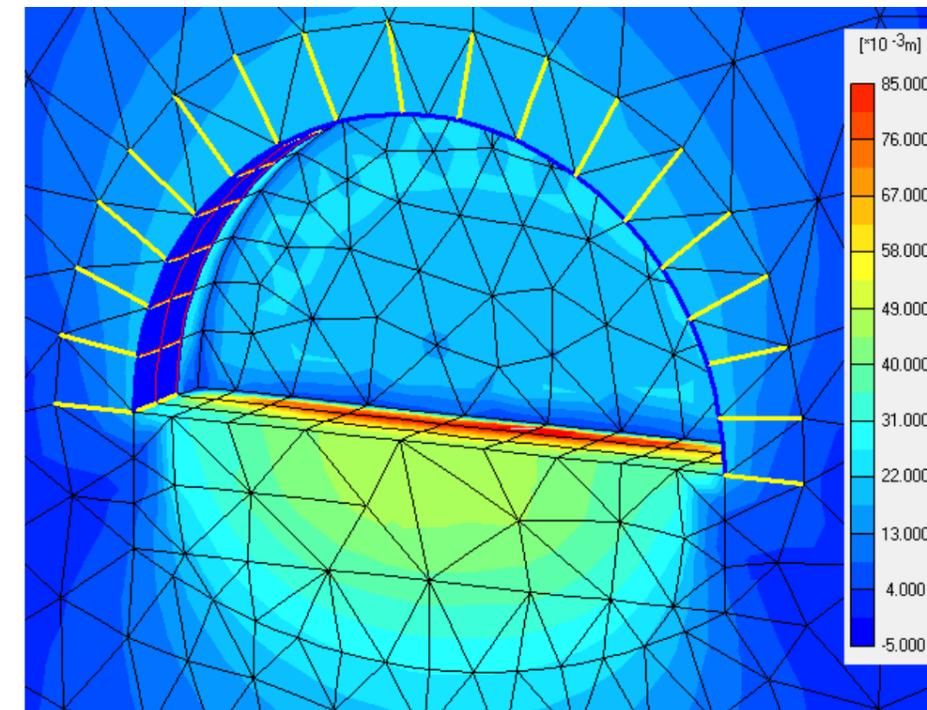


Figura 27. Desplazamientos totales en la sección 20+253 en la fase de avance 2, con longitud de avance de 1.0m y distancia entre cerchas IPN140 de 1.5 m.

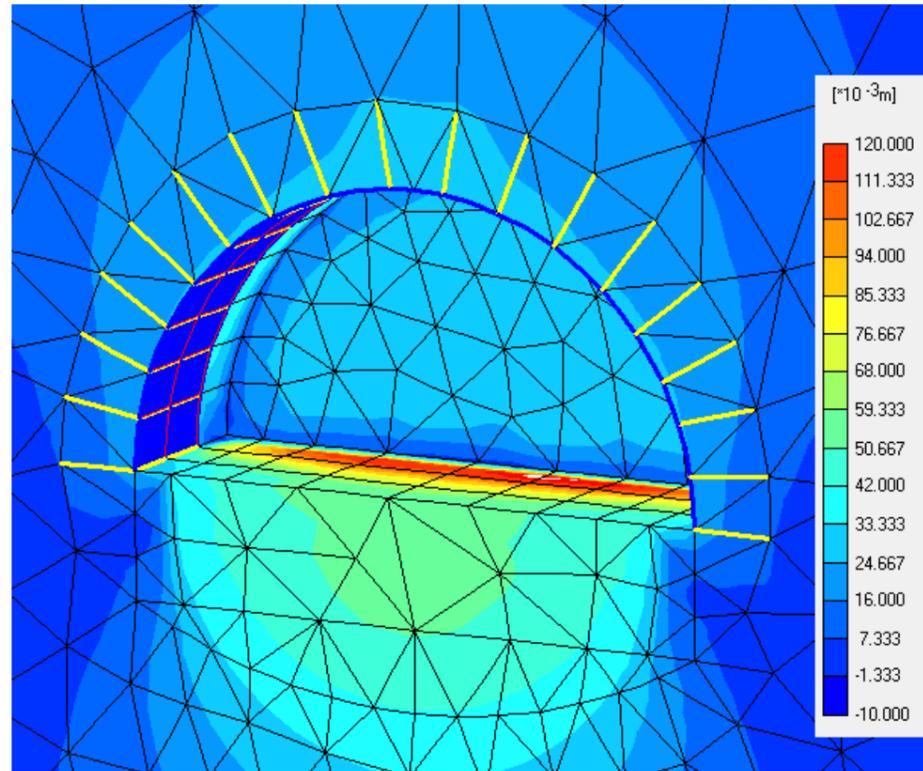


Figura 28. Desplazamientos totales en la sección 20+253 en la fase de avance 2, con longitud de avance de 1.5m y distancia entre cerchas IPN140 de 1.5 m.

Con respecto a los elementos de sostenimiento, las deformaciones en la sección de sostenimiento más próxima (colocada a 1 m del avance) los desplazamientos mayores están en torno a los 3 cm.

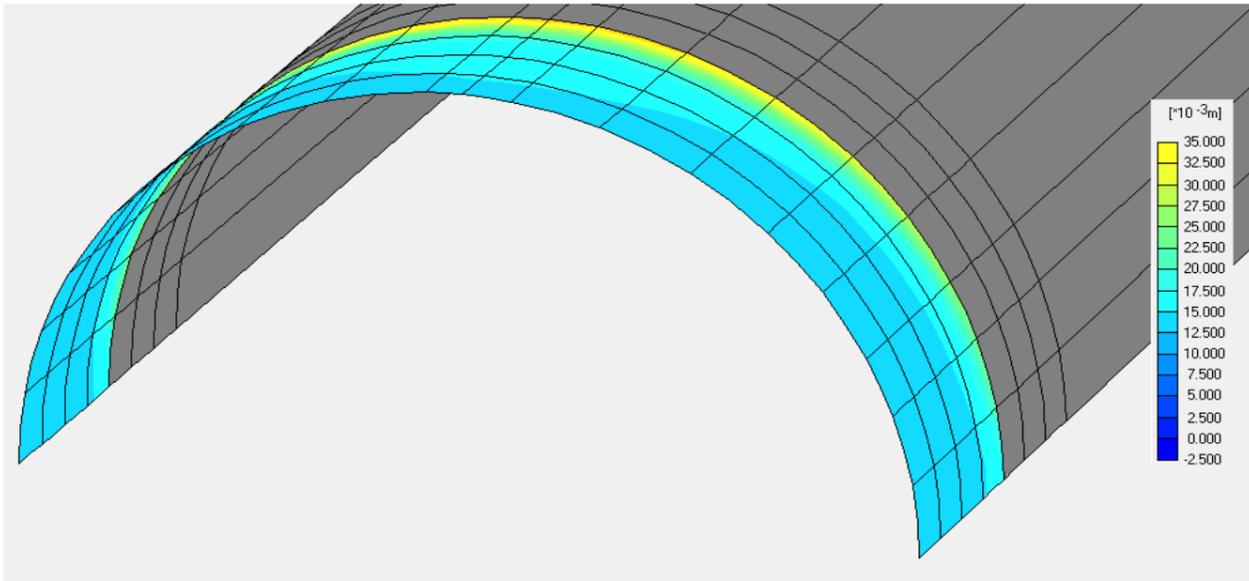


Figura 29. Desplazamientos totales en sostenimiento cuando se realiza la fase 3 de la excavación con una longitud de avance de 1.0m.

Además, estos desplazamientos disminuyen considerablemente al aumentar la distancia de excavación.

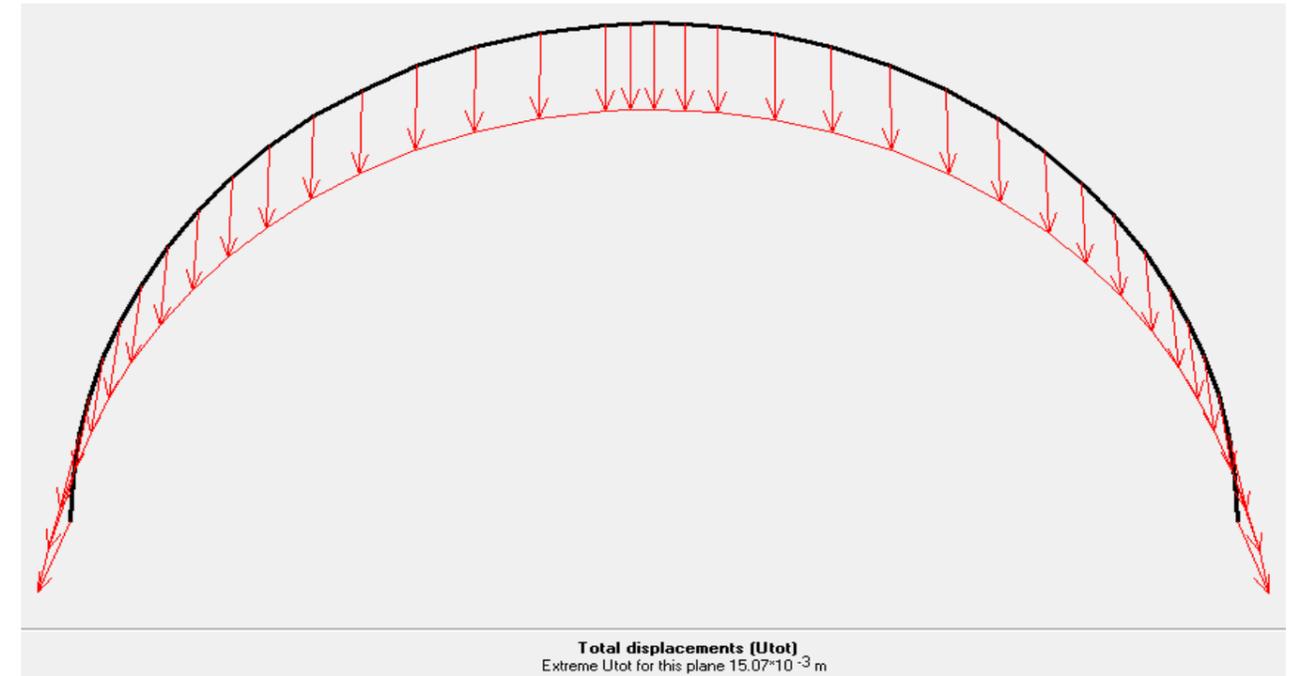


Figura 30. Desplazamientos totales en sostenimiento a una distancia de 3 longitudes de avance (3 m) cuando se realiza la fase 3 de excavación.

En la fase de la destroza se ha decidido realizar una longitud de destroza del doble de la longitud del avance. Como ya se ha descrito anteriormente, la longitud de avance óptima es de 1 m, por lo que la longitud de destroza será de 2m. Bajo estas condiciones, en la Figura 31 se muestra los desplazamientos totales producidos por la excavación de la segunda fase de destroza.

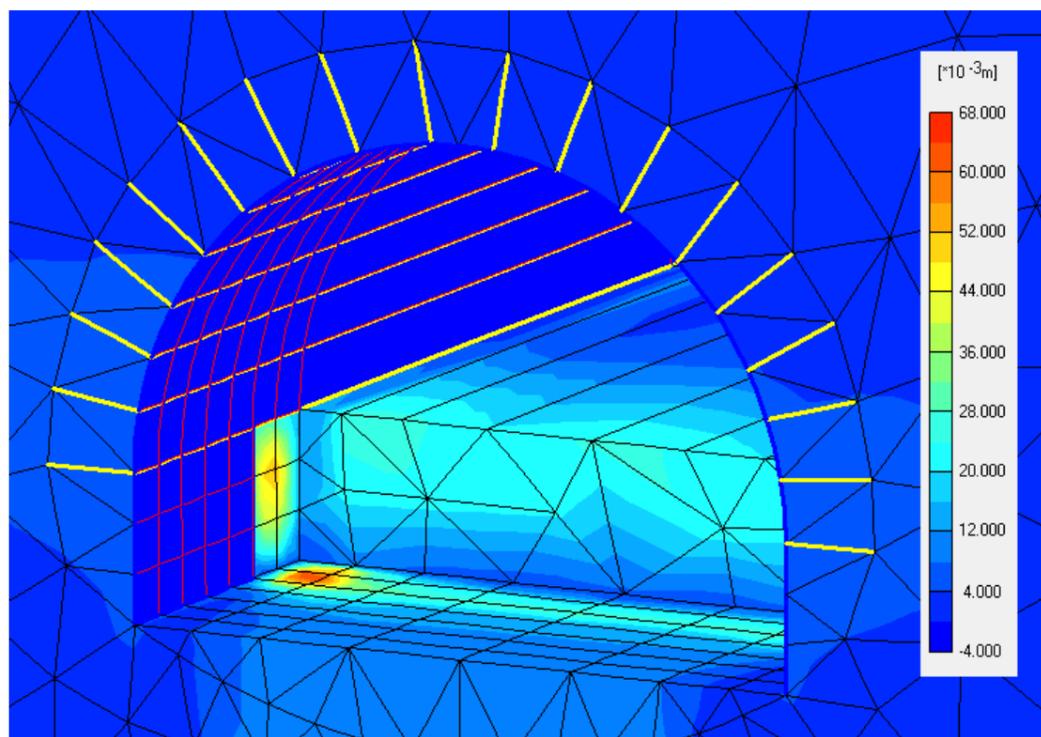


Figura 31. Desplazamientos totales de la sección 20+593 en fase de destroza 2, con longitud de 2 m, y distancia entre cerchas de 1.5 m.

Se observa que los desplazamientos máximos están concentrados en los hastiales del túnel sin sostenimiento y en la zona lateral de la base del túnel. Ambos desplazamientos son críticos desde el punto de vista de la estabilidad del túnel. En el caso de los hastiales, puede controlarse con el hormigón proyectado de sellado antes de colocar la cercha IPN 140. Para la base se solucionará excavando el exceso de deformación.

Después de realizado este análisis y optimización del sostenimiento sobre la sección 20+593, se realizaron los modelos de las otras zonas del túnel con presencia de tobas brechosas comprobándose que el sostenimiento utilizado es válido en todo momento en que aparezca este tipo de material, tal y como se muestra en el perfil geológico geotécnico del túnel Bombolí. De esta forma, el sostenimiento tipo II optimizado por el análisis tenso-deformacional, es el que se muestra en la siguiente tabla.

Sostenimiento		Hormigón proyectado H-25 con fibra (m)	Bulones	Cerchas	Excavación	Longitud de avance (m)
Toba brechosa, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas	Tipo II	0,15	φ25 mm de 2,0 metros malla de 1,3 x 1,3	IPN - 140 espaciadas 1,5 m.	Avance	1.5
					Destroza	3

Tabla 11. Sostenimiento tipo II optimizado por el análisis tenso-deformacional.

### 6.10.3. Resultados y optimización del sostenimiento Tipo III mediante métodos numéricos.

El sostenimiento tipo III se utilizará cuando la excavación se haga en Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares y escoria. Estos materiales, según el predimensionamiento, necesitará bulones, hormigón proyectado y cerchas pesadas tipo HEB180 para garantizar la estabilidad del túnel durante la construcción.

Debido a los parámetros resistentes de los materiales, la excavación se realizará a en cuatro fases: avance, destroza derecha, destroza izquierda y contrabóveda. En este caso y debido a los grandes desplazamientos que se obtuvieron, la longitud de avance no se optimizó y se fijó en 0.75 m. En este caso se vio la necesidad de modificar las medidas de sostenimiento debido a los resultados obtenidos con el predimensionamiento explicado en apartados anteriores.

La sección estudiada como referencia en materiales de tobas brechosas fue la perteneciente a la abscisa 20+493. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es superior a 120 m. A continuación, se muestran los análisis realizados para optimizar el sostenimiento.

En primer lugar, se vio la influencia que tenían los bulones en el comportamiento de este tipo de materiales. Los bulones están concebidos para anclar cuñas de roca fracturada y por lo tanto aumentar la resistencia a cortante en las juntas y aumentar el factor de seguridad ante deslizamiento de las mismas. En materiales granulares en los que existen partículas de gran tamaño y matriz más fina o en rocas extremadamente fracturadas, la eficacia de los bulones como sostenimiento se pierde. Al haber predimensionado con clasificaciones geomecánicas que se aplican a macizos rocosos, los bulones están presentes en el predimensionamiento, sin embargo, se necesita estudiar su influencia en el análisis tenso-deformacional.

En las siguientes figuras, se muestran los desplazamientos totales en la fase de avance 1, sin utilizar bulones como parte de sostenimiento y utilizando bulones. Tal y como se observa, los desplazamientos en el frente son un poco superiores si el sostenimiento lleva bulones. Esto es debido a que los bulones impiden que el terreno cercano al sostenimiento plastifique evitando que las cerchas y hormigón proyectado deformen lo necesario, no obstante no resulta suficiente para justificar su utilización en este tipo de materiales.

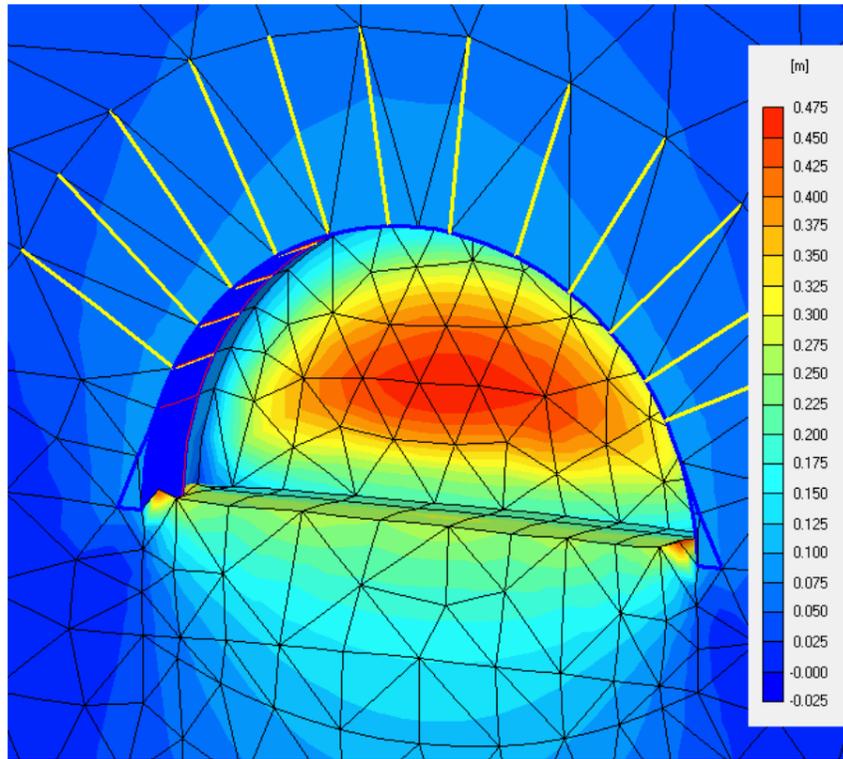


Figura 32. Desplazamientos totales en la sección 20+493 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75m y con bulones.

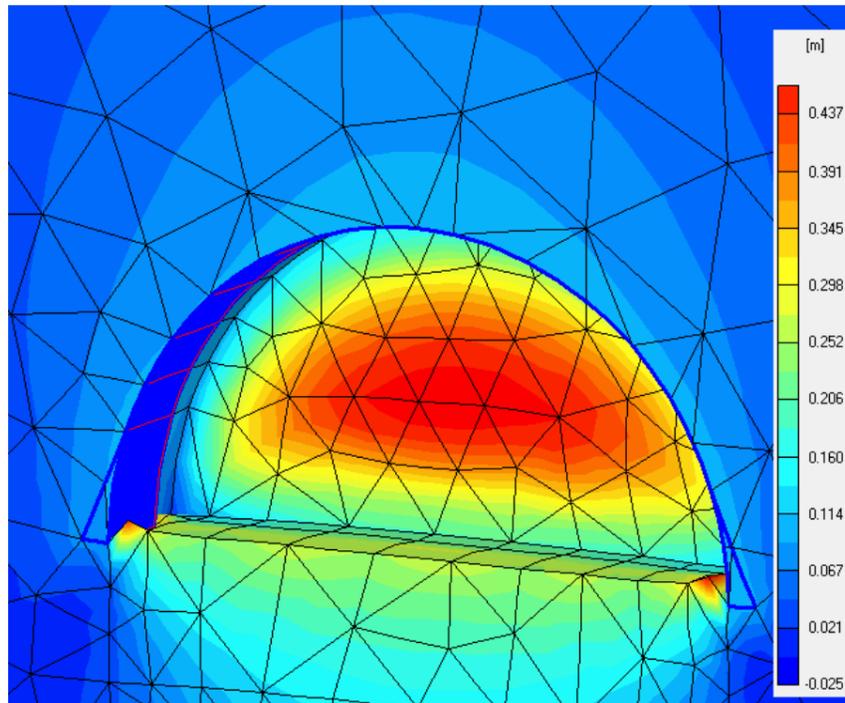


Figura 33. Desplazamientos totales en la sección 20+493 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75m y sin bulones.

Otra medida recomendada para este tipo de materiales es el uso de patas de elefante. Cuando las cerchas transmiten al terreno demasiado esfuerzo de compresión aplicado en su base, se puede llegar a producir un punzonamiento en el terreno que lo hace plastificar y fallar. Para evitar esto, se ejecutan unos acoples en las cerchas que permiten aumentar la superficie de transmisión de las fuerzas provenientes de la cercha al suelo y por tanto reducir el esfuerzo final que debe soportar el suelo.

Por otro lado, la gran deformación que se produce en el frente debe controlarse con algún método de estabilización o consolidación del mismo. En este caso y por las características de los materiales que deben sostenerse, se recomienda la ejecución de inyecciones de microcemento de consolidación del frente. Esto mejorará las características resistentes del frente e impermeabilizará parcialmente el frente evitando la entrada de agua y el lavado de la matriz fina de los materiales.

En la Figura 34 se muestra la eficacia de estas inyecciones en el control de desplazamientos en el frente.

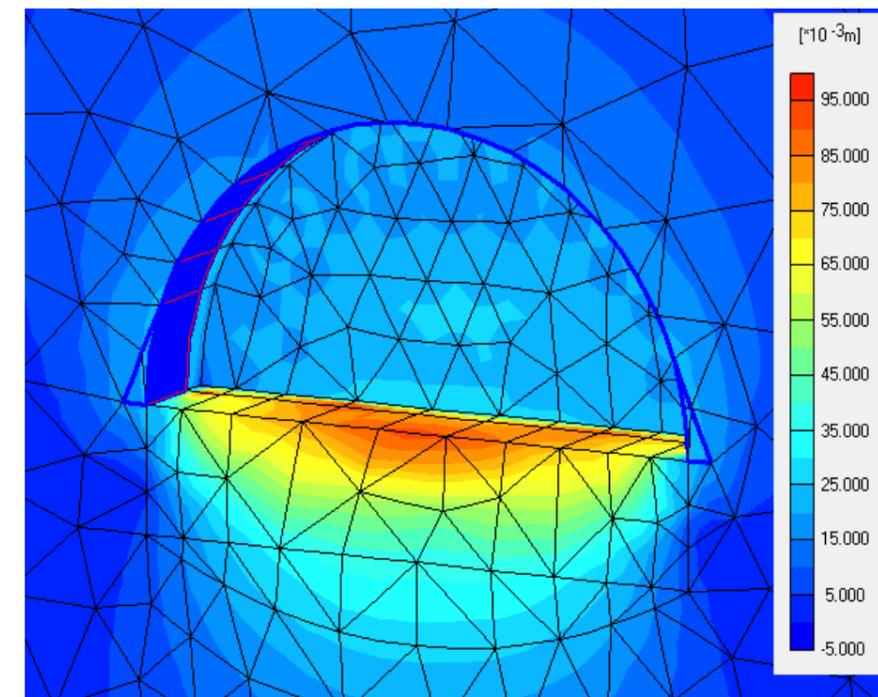


Figura 34. Desplazamientos totales en la sección 20+493 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75 m, con inyecciones y patas de elefante.

Con respecto a los elementos de sostenimiento, tal y como se muestra a continuación, las deformaciones en la sección de sostenimiento más próxima (colocada a 0.75 m del avance), los desplazamientos mayores son inferiores a los 3 cm.

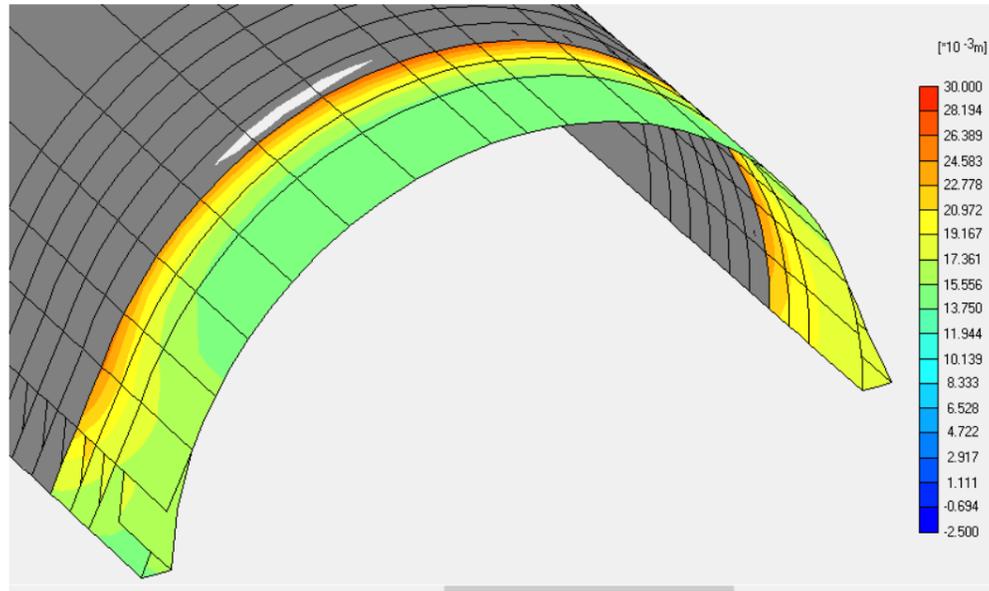


Figura 35. Desplazamientos totales del sostenimiento cuando se realiza la fase 1 de avance con inyecciones en el frente.

En la fase de destroza, se ha decidido realizar una longitud de destroza del doble de la longitud de avance. Como ya se ha descrito anteriormente, la longitud de avance es de 0.75 m, por lo que la longitud de destroza es de 1.50 m. Bajo estas condiciones, en la presente figura, se muestran los desplazamientos totales producidos por la excavación de la segunda fase de destroza, flanco derecho.

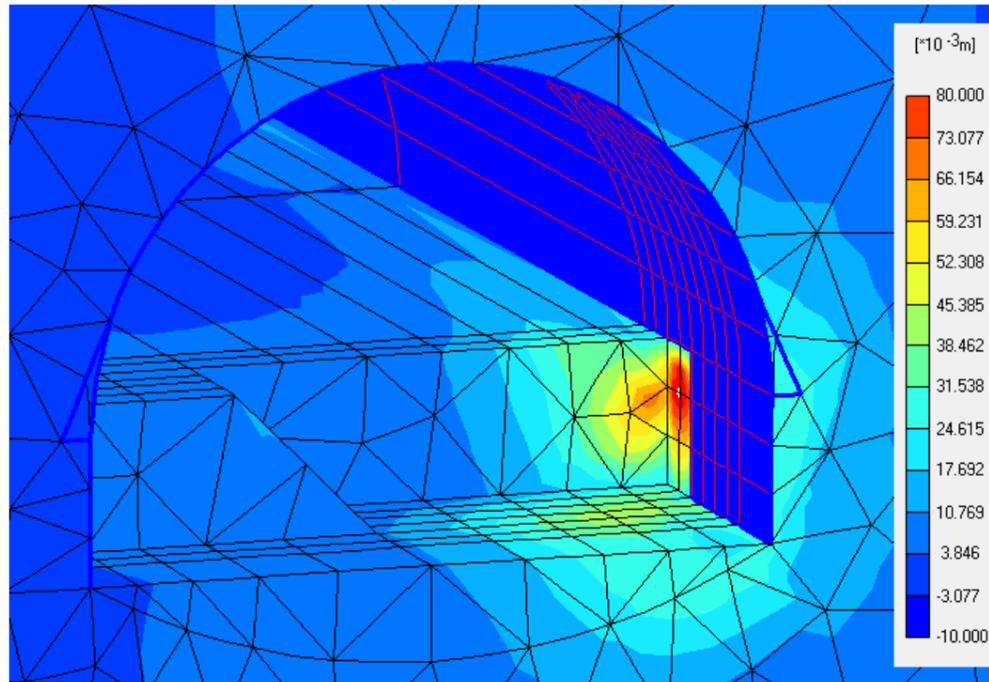


Figura 36. Desplazamientos totales en la sección 20+493 en fase de destroza derecha 2, con longitud de destroza de 1.5 m.

Se puede observar que los desplazamientos máximos están concentrados en los hastiales del túnel sin sostenimiento. Estos desplazamientos no resultan críticos desde el punto de vista de la estabilidad del túnel. En el

caso de los hastiales pueden controlarse con el hormigón proyectado de sellado antes de la colocación de las cerchas HEB180.

En la fase de excavación de la contrabóveda, la longitud de excavación será del doble de la longitud de destroza, es decir, 3 m. En la siguiente figura se observan los desplazamientos provocados por la excavación de la contrabóveda.

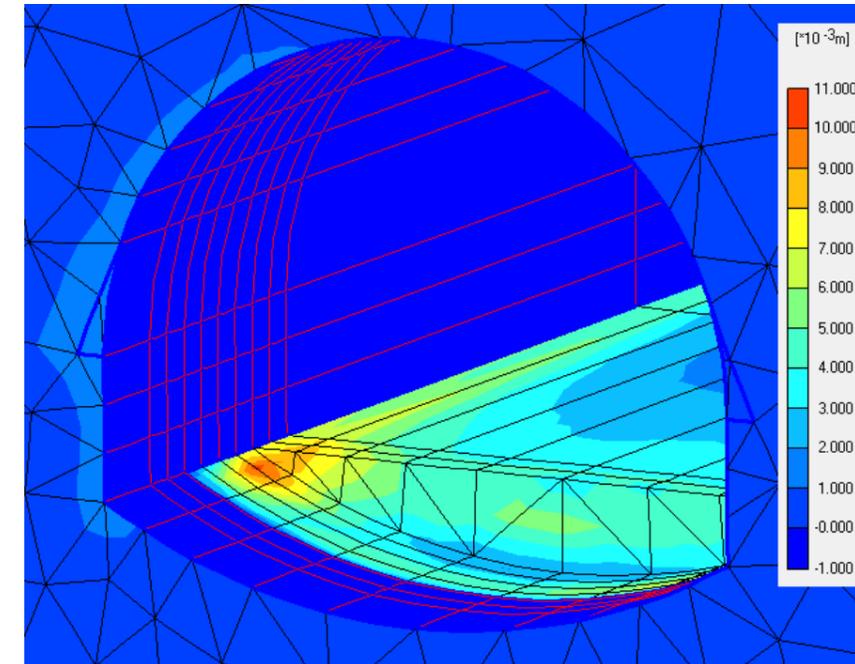


Figura 37. Desplazamientos totales de la sección 20+493, en fase de excavación de la contrabóveda.

La excavación de la contrabóveda provoca desplazamientos adicionales con valor inferior a los 7 mm en el sostenimiento, tal y como se muestra a continuación.

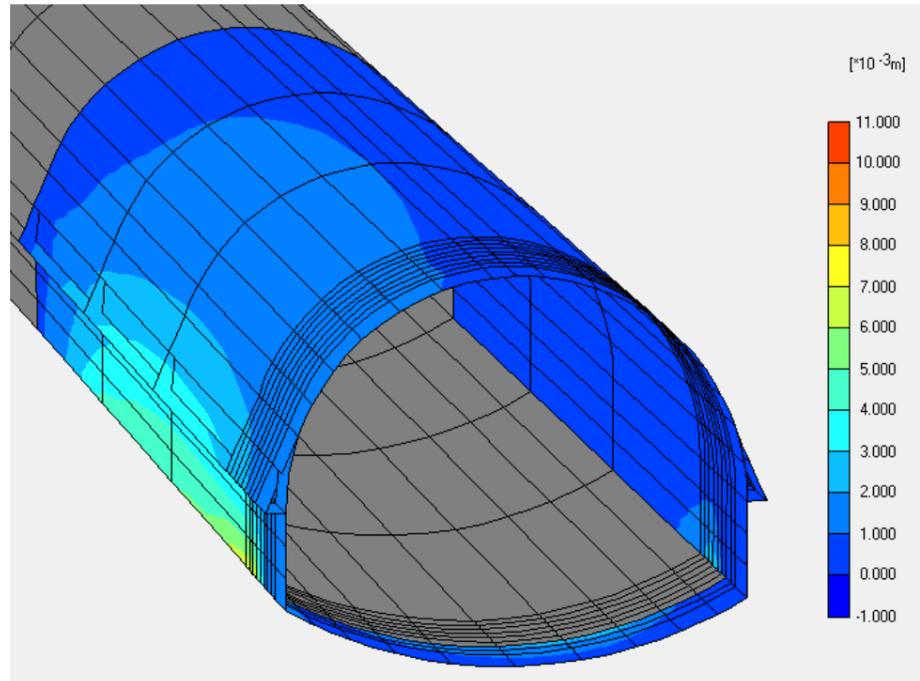


Figura 38. Desplazamientos totales en el sostenimiento de la sección 20+493 en la fase de excavación de la contrabóveda.

Después de realizado el análisis y optimización sobre la sección 20+493, se realizaron los modelos de las otras zonas del túnel con presencia de aglomerado, flujos piroclásticos, lahares o escoria; comprobándose que el sostenimiento escogido era válido en todo momento en que apareciese este tipo de material, tal y como se muestra en el perfil geológico-geotécnico del túnel Bombolí. De esta forma, el sostenimiento Tipo III optimizado por el análisis tenso-deformacional, es el que se muestra en la siguiente tabla.

SOSTENIMIENTO		Hormigón proyectado H-25 con fibra (m)	Cerchas	Excavación	Longitud de avance	Medidas adicionales de sostenimiento
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares y escoria	Tipo III	0,20	HEB – 180 espaciadas 0,75 m.	Avance	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Pata de elefante</li> <li>•Inyecciones de microcemento en el frente</li> </ul>
				Destroza derecha e izquierda	1.5	
				Contrabóveda	3	

Tabla 12. Sostenimiento Tipo III optimizado por el análisis tenso-deformacional.

#### 6.10.4. Resultados y optimización del sostenimiento Tipo IV mediante métodos numéricos.

El sostenimiento Tipo IV, según el predimensionamiento, se utilizará en zonas de fallas materiales cizallados y zonas de emboquille. Estos materiales, según el predimensionamiento, necesitarán de bulones, hormigón proyectado y cerchas pesadas tipo HEB180 para garantizar la estabilidad del túnel durante la construcción. Para evaluar las máximas deformaciones que se producirán después de la excavación, se ha utilizado un modelo de elementos finitos tridimensional que simula las fases de excavación y sostenimiento.

Debido a los parámetros resistentes de los materiales, la excavación se realizará a en cuatro fases: avance, destroza derecha, destroza izquierda y contrabóveda. En este caso y debido a los grandes desplazamientos que se obtuvieron, la longitud de avance no se optimizó y se fijó en 0.75 m. Analizando los resultados tenso-deformacionales del predimensionamiento, se vio la necesidad de modificar las medidas de sostenimiento.

La sección estudiada como referencia en materiales de zona de falla fue la perteneciente a la abscisa 21+456. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es superior a 325 m. A continuación, se muestran los análisis realizados para optimizar el sostenimiento.

En primer lugar y de la misma manera que se realizó para el sostenimiento tipo III, se vio la influencia que tenían los bulones en el comportamiento de este tipo de materiales. Como conclusión, se decidió eliminar los bulones del sostenimiento ya que no aportaban nada en la estabilidad del túnel.

Otra medida que se recomienda para materiales cizallados y de falla, es el uso de patas de elefante. Estas patas permiten reducir el esfuerzo que llega al suelo al aplicar la fuerza sobre un área de mayor superficie y, por lo tanto, evitan el punzonamiento y la plastificación del suelo en esas zonas.

Con estas dos medidas presentadas, se obtienen los desplazamientos totales mostrados a continuación.

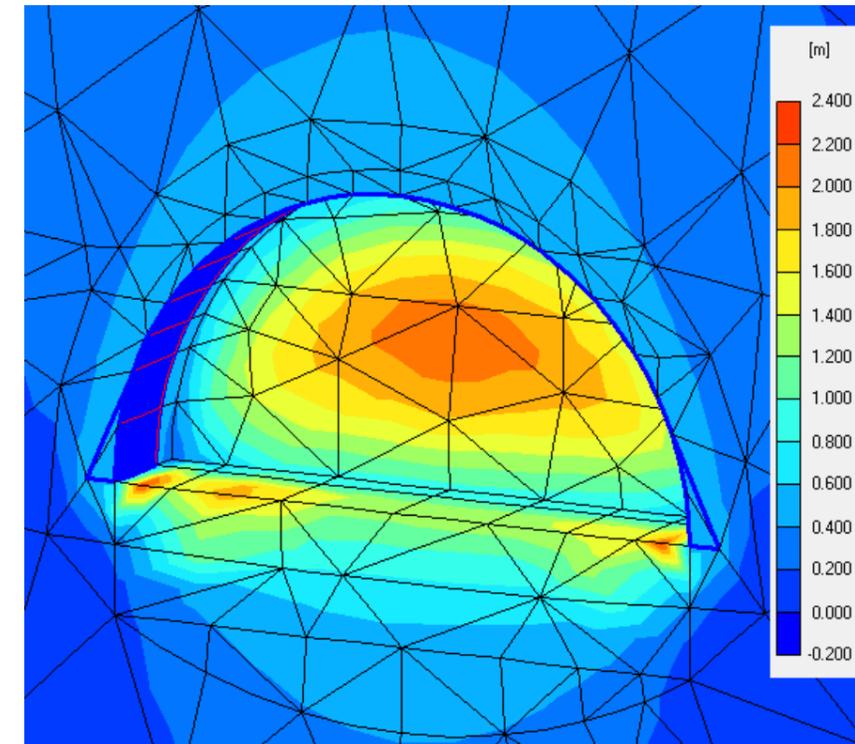


Figura 39. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de avance 1 con una longitud de avance de 0.75m, sin bulones y con pata de elefante.

En este tipo de materiales muy fracturados, es necesario controlar las deformaciones en la bóveda del túnel ya que pueden ocasionar desprendimientos y accidentes durante la construcción. Para solucionar este problema, se realizarán micropilotes en la bóveda.

Estos micropilotes no permiten reducir por completo las deformaciones en el frente. Esto debe controlarse con algún método de estabilización o consolidación del frente. En este caso y por las características de los materiales

que deben sostenerse, se recomienda la ejecución de inyecciones de microcemento de consolidación del frente o la ejecución de bulones de fibra de vidrio combinados con hormigón proyectado en el frente. Esto mejorará las características resistentes del frente e impermeabilizará parcialmente el frente evitando la entrada de agua y el lavado de la matriz fina de los materiales.

Para complementar estas medidas, fue necesario incrementar el hormigón proyectado a 0.25 m de espesor en el sostenimiento.

En la Figura 40 se muestra la eficacia del paraguas y las inyecciones en el control de desplazamientos en el frente. Se producen desplazamientos importantes en la base del avance, sin embargo, son admisibles, ya que posteriormente se excavarán en la fase de destroza.

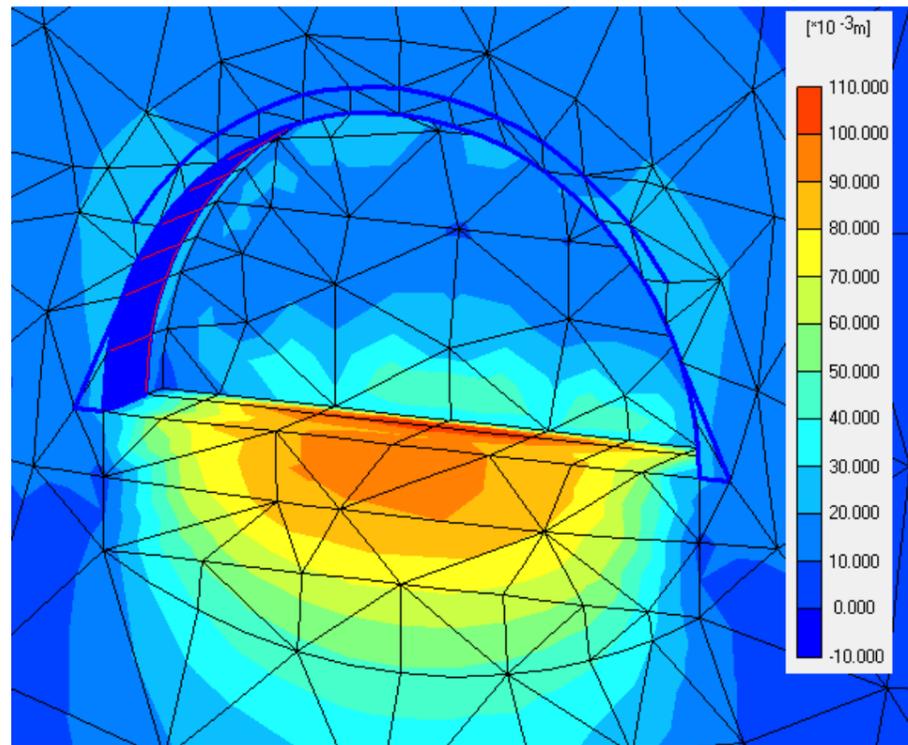


Figura 40. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75 m, con inyecciones, paraguas de micropilotes y pata de elefante.

Con respecto a los elementos del sostenimiento, tal y como se muestra en la Figura 41, las deformaciones en la sección del sostenimiento más próxima, colocada a 0.75 m del avance, los desplazamientos son inferiores a 3 cm.

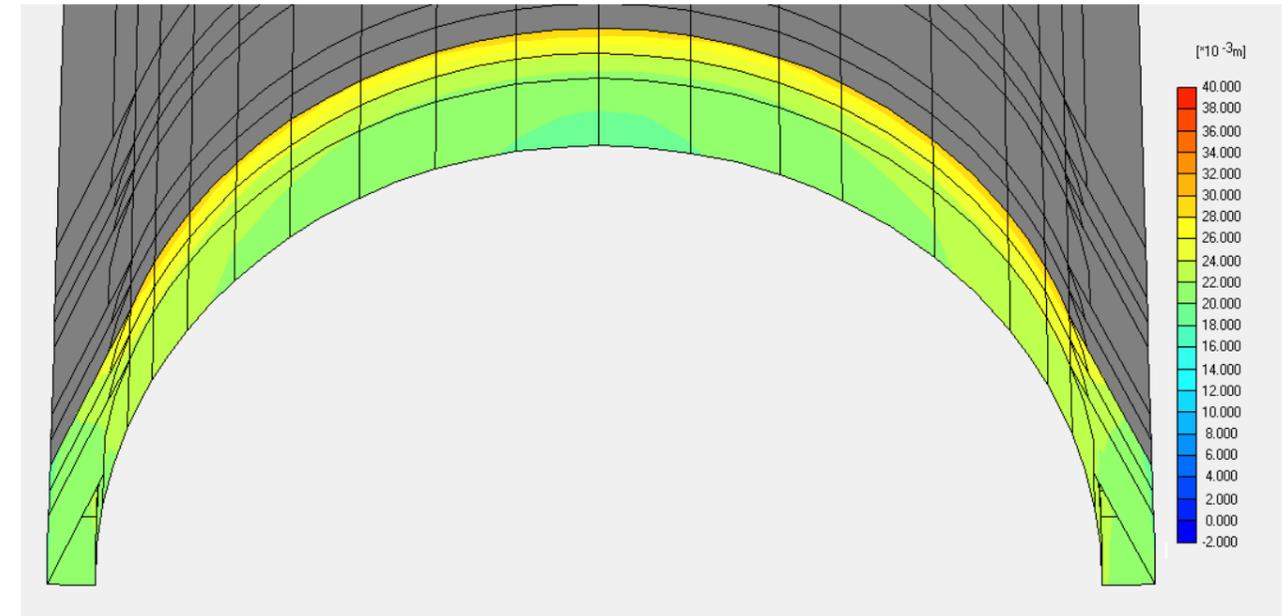


Figura 41. Desplazamientos totales en el sostenimiento cuando se realiza la fase 3 de avance con inyecciones en el frente.

En la fase de la destroza, se ha decidido realizar una longitud de destroza igual a la longitud de avance, es decir de 0.75 m. Bajo estas condiciones en la siguiente figura se muestran los desplazamientos totales producidos por la excavación de la segunda fase de destroza, flanco derecho.

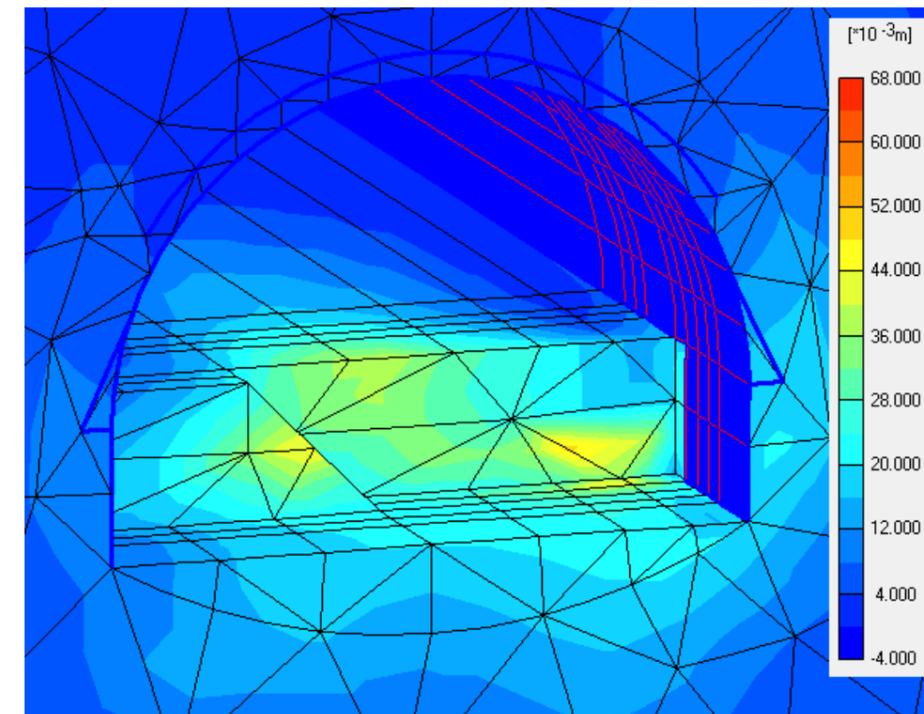


Figura 42. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de destroza derecha 2, con una longitud de destroza de 0.75 m.

Se observa que los desplazamientos máximos en este caso están concentrados en las zonas de la destroza sin excavar. Estos desplazamientos no son críticos desde el punto de vista de la estabilidad del túnel, y serán excavados en las fases posteriores de destroza. La excavación de la destroza derecha provoca desplazamientos en el sostenimiento concentrados en la zona de los hastiales, en torno a 2 cm, y por tanto, son admisibles tal y como se muestra a continuación.

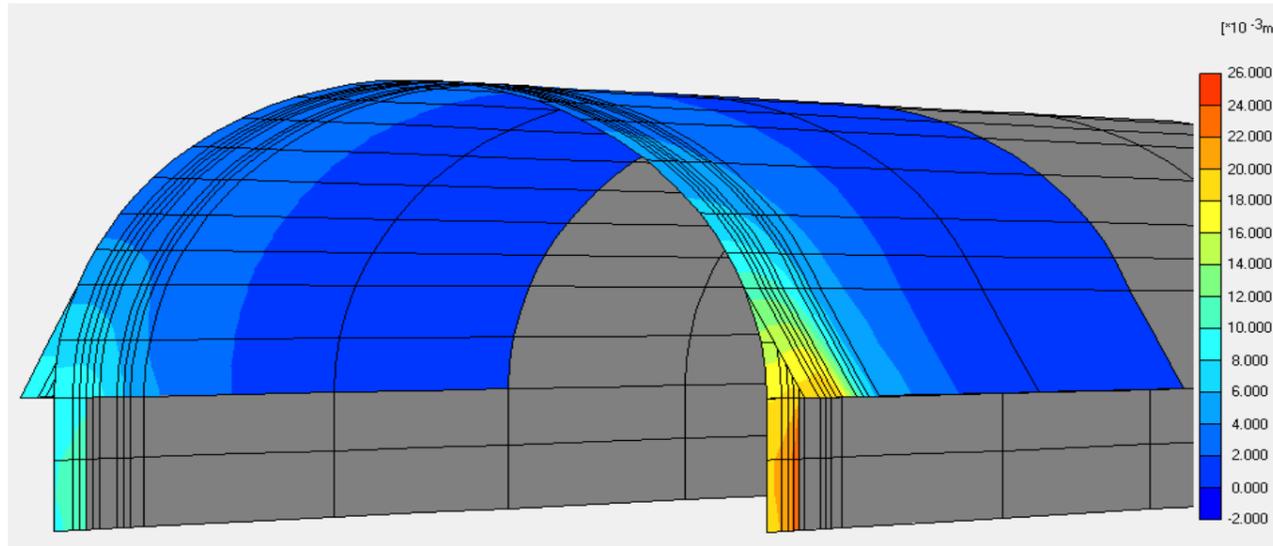


Figura 43. Desplazamientos totales en el sostenimiento de la sección 21+456 en la fase de destroza derecha.

En la fase de excavación de la contrabóveda, la longitud de excavación será del doble de la longitud de la destroza, es decir, de 1.5 m. En la Figura 44 se observan los desplazamientos provocados por la excavación de la contrabóveda.

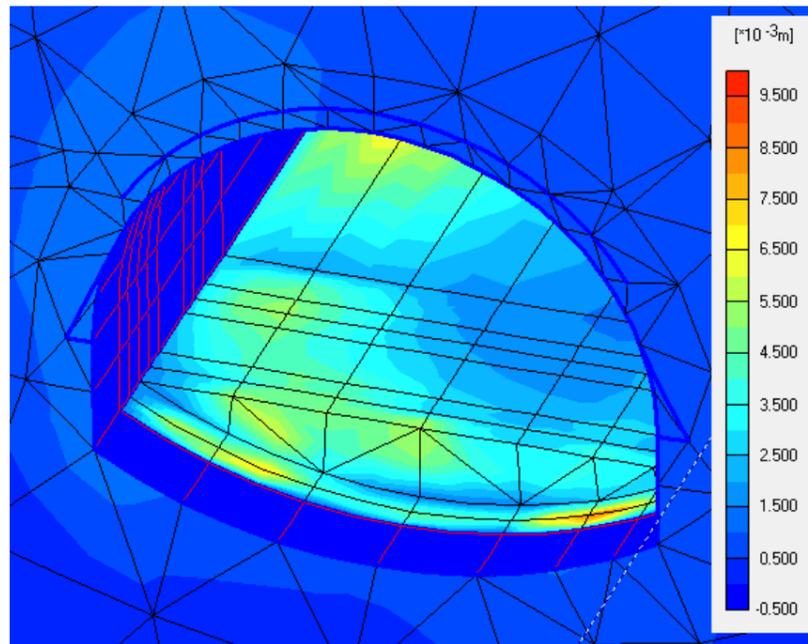


Figura 44. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de excavación de la contrabóveda.

Después de realizado este análisis y optimización del sostenimiento sobre la sección 21+456, se realizaron los modelos de las otras zonas del túnel en fallas o zonas cizalladas comprobándose que el sostenimiento utilizado es válido en todo momento en que aparezca este tipo de material tal y como se muestra en el perfil geológico geotécnico del túnel Bombolí. De esta forma, el sostenimiento tipo IV optimizado por el análisis tenso-deformacional, es el que se muestra en la siguiente tabla

Sostenimiento		Hormigón proyectado H-25 con fibra (m)	Cerchas	Excavación	Longitud de avance	Medidas adicionales de sostenimiento
Zona de fallas y materiales cizallados	Tipo IV	0,25	HEB – 180 espaciadas 0,75 m.	Avance	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Pata de elefante</li> <li>•Inyecciones de microcemento en el frente/Sellado de frente y bulones de fibra de vidrio</li> <li>•Paraguas de micropilotes</li> </ul>
				Destroza derecha e izquierda	0.75	
				Contrabóveda	1.5	

Tabla 13. Sostenimiento Tipo IV optimizado por el análisis tenso-deformacional.

Debido a que las zonas de emboquille no van a tener las mismas condiciones geotécnicas y de cobertura, ha sido necesario definir un modelo de sostenimiento adicional en el siguiente apartado.

### 6.11. Resultados y optimización del sostenimiento Tipo V mediante métodos numéricos.

El sostenimiento tipo V se utilizará en las zonas de emboquille, es decir en los 50 primeros metros desde cada portal. Estos materiales tienen una mayor alteración y además la poca cobertura impide que el terreno realice el efecto arco que permite relajar en parte el sostenimiento. Por este motivo, se recomienda que en zonas de emboquille se utilice un sostenimiento pesado formado por bulones, hormigón proyectado y cerchas pesadas tipo HEB180 para garantizar la estabilidad del túnel durante la construcción. Para evaluar las máximas deformaciones que se producirán después de la excavación, se ha utilizado un modelo de elementos finitos tridimensional que simula las fases de excavación y sostenimiento.

Debido a los parámetros resistentes de los materiales, la excavación se realizará a en cuatro fases: avance, destroza derecha, destroza izquierda y contrabóveda. En este caso y debido a la alteración de los materiales, la longitud de avance no se optimizó y se fijó en el mínimo recomendado de 0.75 m.

La sección estudiada como referencia en materiales de zona de falla fue la perteneciente a la abscisa 20+354. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es de 30 m. A continuación, se muestran los análisis realizados para optimizar el sostenimiento.

Al igual que en los sostenimientos tipo III y IV, no se considera necesario colocar bulones como parte del sostenimiento. Por otro lado, y debido a la alteración de los materiales en las zonas de emboquille, se recomienda la ejecución de patas de elefante.

Adicionalmente, en este tipo de materiales poco consolidados, es necesario controlar las deformaciones en la bóveda del túnel ya que pueden ocasionar desprendimientos y accidentes durante la construcción. Para solucionar este problema, se realizarán micropilotes en la bóveda.

Para complementar estas medidas, fue necesario utilizar hormigón proyectado de 0.20 m de espesor en el sostenimiento.

En la siguiente figura se muestra la eficacia de este tipo de sostenimiento en la sección de estudio.

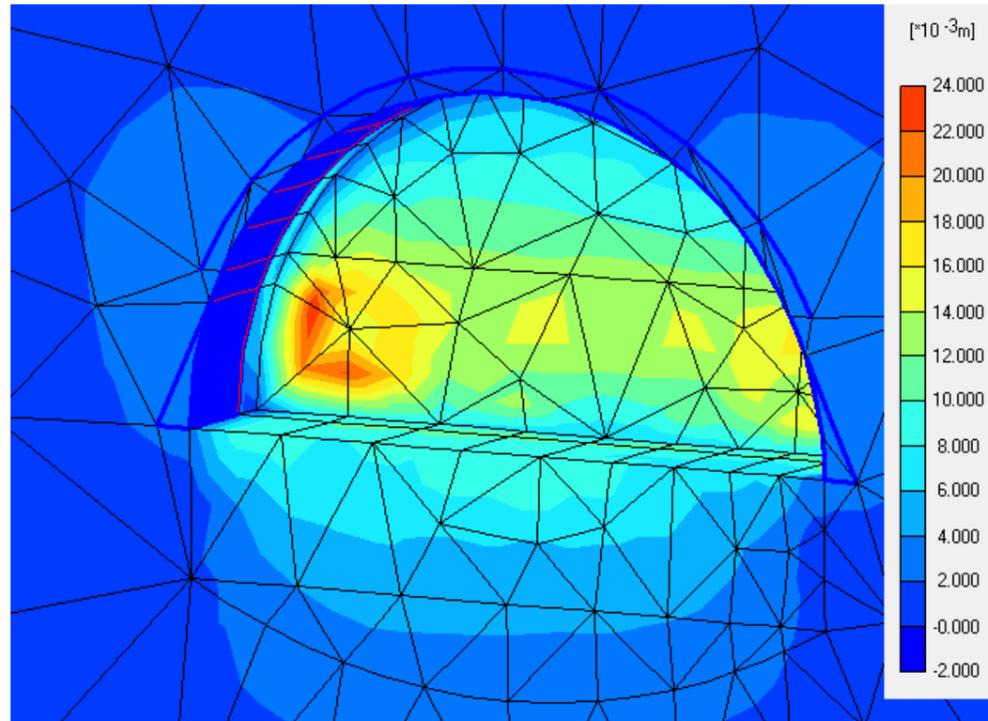


Figura 45. Desplazamientos totales en la sección 20+354 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75m, con paraguas de micropilotes y pata de elefante.

Con respecto a los elementos de sostenimiento, las deformaciones en la sección de sostenimiento más próxima, colocada a 0.75 m del avance, los desplazamientos registrados son menores a 0.5 cm.

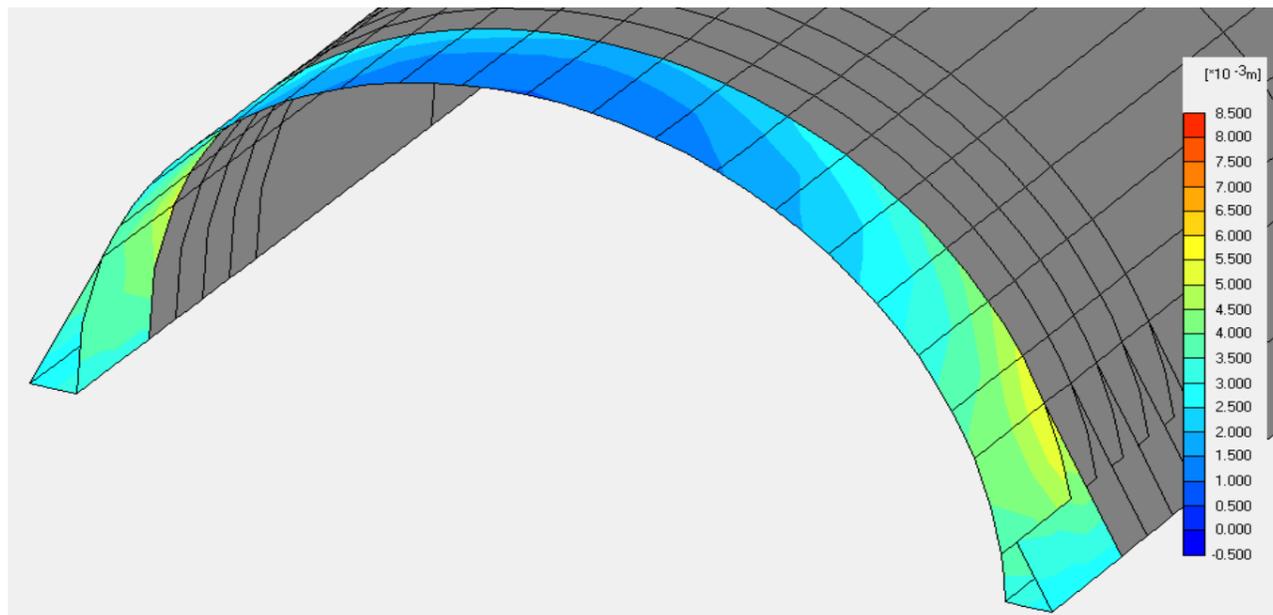


Figura 46. Desplazamientos totales en el sostenimiento cuando se realiza la fase 1 de avance.

En la fase de destroza, se ha decidido realizar una longitud de destroza igual a dos veces la longitud de avance, es decir, de 1.5 m. Bajo estas condiciones, se muestran los desplazamientos totales producidos por la excavación de la segunda fase de destroza, flanco derecho.

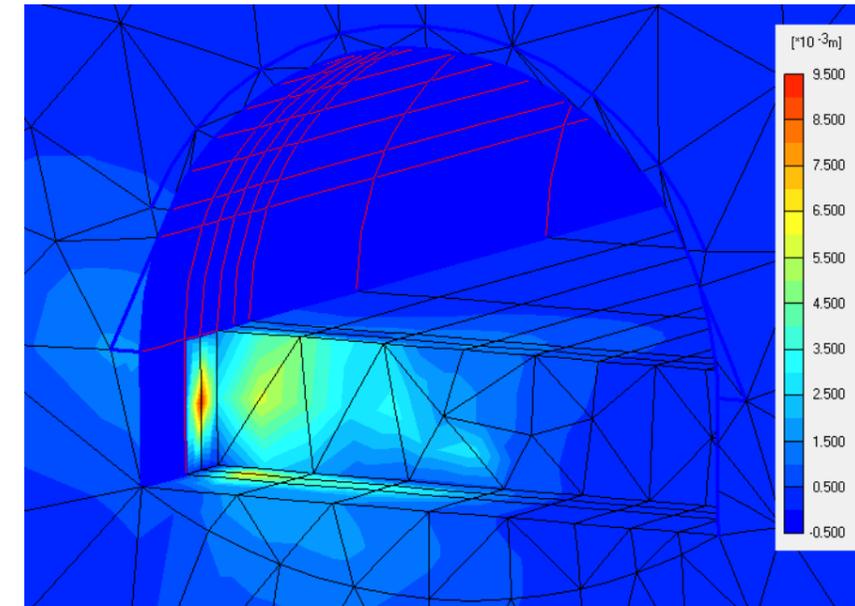


Figura 47. Desplazamientos totales en la sección 20+354 en la fase de destroza izquierda 1, con una longitud de destroza de 1.5m.

Se observa que los desplazamientos máximos están concentrados en los hastiales del túnel sin sostenimiento. Estos desplazamientos no son críticos desde el punto de vista de la estabilidad del túnel. Pueden controlarse con el hormigón proyectado de sellado antes de colocar la cercha HEB180.

En la fase de excavación de la contrabóveda, la longitud de excavación será el doble de la longitud de la destroza, es decir 3 m. En la Figura 48 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se observan los desplazamientos provocados por la excavación de la contrabóveda.

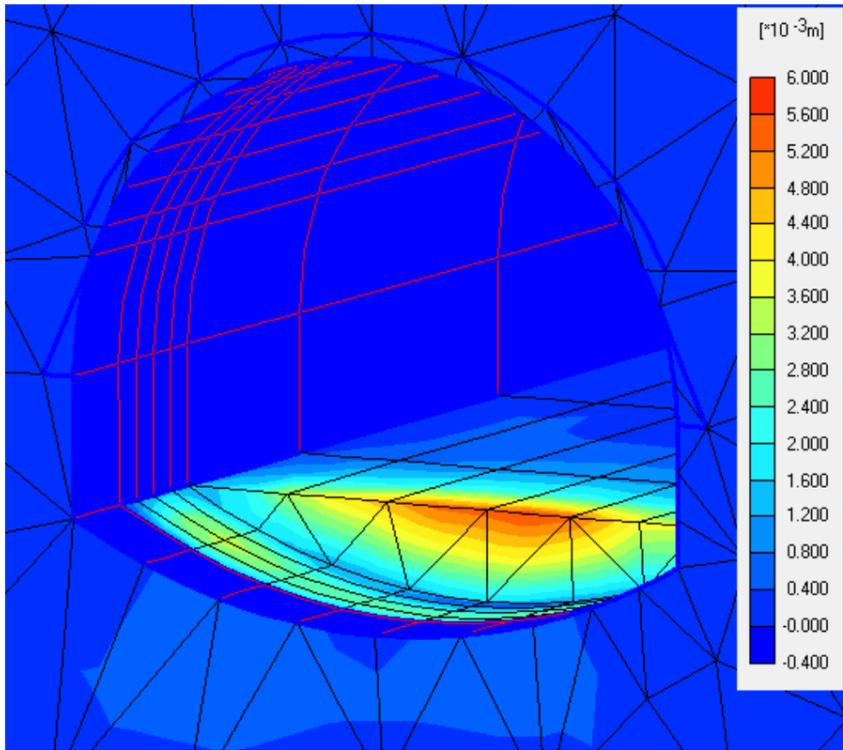


Figura 48. Desplazamientos totales en la sección 20+354 en la fase de excavación de la contrabóveda.

Después de realizado este análisis y optimización del sostenimiento sobre la sección 21+456, se realizaron los modelos de las otras zonas del túnel pertenecientes a los emboquilles y se comprobó que el sostenimiento

utilizado es válido en todo momento en que aparezca este tipo de material tal y como se muestra en el perfil geológico geotécnico del túnel Bombolí. De esta forma, el sostenimiento tipo V optimizado por el análisis tenso-deformacional, es el que se muestra en la siguiente tabla.

Sostenimiento		Hormigón proyectado H-25 con fibra (m)	Cerchas	Excavación	Longitud de avance	Medidas adicionales de sostenimiento
Zona de emboquilles (50 m desde cada portal)	Tipo V	0,20	HEB – 180 espaciadas 0,75 m.	Avance	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>●Pata de elefante</li> <li>●Paraguas de micropilotes</li> </ul>
				Destroza derecha e izquierda	1.5	
				Contrabóveda	3	

Tabla 14. Sostenimiento Tipo V optimizado por el análisis tenso-deformacional.

### 6.12. Resumen de resultados de deformaciones en secciones analizadas por métodos numéricos.

A continuación se muestra una tabla resumen de los datos deformacionales obtenidos en todas las secciones analizadas por métodos numéricos.

		Desplazamientos (cm)																									
		Clave de Bóveda							Hastiales fin de curvatura							Mitad de Hastiales							Contrabóveda				
Fase		Avance			Destroza			Contrabóveda	Avance			Destroza			Contrabóveda	Avance			Destroza			Contrabóveda	Contrabóveda				
Abscisa	Materiales en sección de excavación	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás
20+327.3	Andesitas parte superior, escorias inferior	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.10	0.08	0.06	0.03	0.02	0.02	0.01	-	-	-	0.12	0.07	0.05	0.01	0.12	0.10	0.07		
20+333.7	Falla superior, escorias inferior	0.30	0.25	0.25	0.10	0.10	0.10	0.90	0.45	0.37	0.30	0.20	0.17	0.15	0.80	-	-	-	0.40	0.30	0.20	0.50	0.20	0.10	0.10		
20+354.8	Escoria	0.30	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.60	0.50	0.35	0.20	0.20	0.10	0.10	-	-	-	0.25	0.20	0.10	0.10	0.15	0.12	0.10		
20+377.4	Escoria mitad superior, andesitas inferior	0.60	0.35	0.20	0.02	0.02	0.02	-	0.08	0.04	0.03	0.05	0.03	0.03	-	-	-	-	0.02	0.02	0.01	-	-	-	-		
20+422.2	Andesita	0.02	0.01	0.01	-	-	-	-	0.01	0.00	0.00	-	-	-	-	0.01	0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-		
20+461.3	Andesitas mitad superior, aglomerados inferior	0.10	0.10	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.10	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	1.30	0.60	0.30	0.10	0.30	0.20	0.20		
20+493.3	Aglomerados	2.20	1.70	1.50	0.20	0.20	0.20	0.10	2.20	1.80	1.70	1.00	1.00	0.90	0.10	-	-	-	1.60	1.30	1.00	0.20	0.30	0.20	0.20		
20+592.9	Tobas brechosas	2.50	1.50	1.50	0.10	0.10	0.10	0.10	1.50	1.20	1.20	1.60	1.30	1.00	0.10	-	-	-	2.00	1.40	1.00	0.10	-	-	-		
20+872.7	Andesita	0.05	0.02	0.02	-	-	-	-	0.03	0.02	0.01	-	-	-	-	0.02	0.01	0.00	-	-	-	-	-	-	-		
20+990.6	Andesita	0.06	0.03	0.02	-	-	-	-	0.04	0.02	0.01	-	-	-	-	0.03	0.01	0.00	-	-	-	-	-	-	-		
21+054.4	Lahares mitad superior, andesitas inferior	2.50	2.00	1.30	0.00	0.00	0.00	-	0.10	0.10	0.10	0.06	0.04	0.03	-	-	-	-	0.04	0.03	0.02	-	-	-	-		
21+072.3	Lahares mitad superior, andesitas inferior	3.50	2.20	1.50	0.00	0.00	0.00	-	1.10	0.70	0.70	0.08	0.03	0.01	-	-	-	-	0.01	0.01	0.01	-	-	-	-		
21+085.1	Falla o zona cizallada	3.00	2.80	2.60	0.10	0.10	0.10	0.10	2.70	2.50	2.50	1.60	1.60	1.50	0.10	-	-	-	2.20	2.00	1.80	0.10	0.20	0.20	0.20		
21+204.2	Andesita	0.08	0.04	0.03	-	-	-	-	0.05	0.02	0.01	-	-	-	-	0.04	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-		
21+360.9	Flujos piroclásticos superior, andesita mitad inferior	3.60	2.00	1.20	0.02	0.02	0.01	-	0.04	0.02	0.01	0.04	0.03	0.02	-	-	-	-	0.03	0.02	0.01	-	-	-	-		
21+407.6	Falla o zona cizallada	4.40	3.60	2.80	0.10	0.10	0.10	0.10	4.00	3.20	2.80	1.60	1.60	1.50	0.10	-	-	-	2.00	1.60	1.50	0.10	0.20	0.20	0.20		
21+456.3	Falla o zona cizallada	2.80	2.40	2.20	0.10	0.10	0.10	0.10	2.40	2.20	2.00	1.10	1.10	1.00	0.10	-	-	-	1.60	1.40	1.20	0.10	0.20	0.20	0.20		
21+529.5	Andesita con escoria en la parte inferior	0.10	0.08	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	0.07	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	1.20	1.00	1.00	0.50	2.00	1.20	0.60		
21+591.3	Andesita	0.07	0.03	0.02	-	-	-	-	0.04	0.02	0.01	-	-	-	-	0.03	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-		
21+664.3	Andesita	0.08	0.04	0.03	-	-	-	-	0.05	0.02	0.01	-	-	-	-	0.03	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-		
21+781.7	Andesita	0.06	0.03	0.02	-	-	-	-	0.04	0.02	0.01	-	-	-	-	0.03	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-		
21+896.4	Andesita	0.03	0.01	0.01	-	-	-	-	0.02	0.01	0.01	-	-	-	-	0.01	0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-		
21+937.7	Andesitas mitad superior, escorias inferior	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.25	0.20	0.18	0.15	0.15	0.15	0.01	-	-	-	0.40	0.30	0.25	0.01	0.30	0.20	0.20		
21+947.2	Andesitas mitad superior, escorias inferior	0.05	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.80	0.30	0.15	0.03	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.05	0.03	0.01	0.01	0.05	0.03	0.02		
21+968.5	Andesitas parte superior, escorias y tobas	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.15	0.07	0.05	0.14	0.13	0.10	0.01	-	-	-	0.60	0.30	0.20	0.01	0.28	0.20	0.10		
21+971.8	Andesitas parte superior, escorias y tobas	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.02	0.01	0.30	0.30	0.20	0.01	-	-	-	0.60	0.40	0.20	0.01	0.30	0.18	0.12		

Tabla 15. Deformaciones en los sostenimientos en las diferentes fases de excavación.

## 7. Estudio de estabilidad cinemática en rocas (cuñas).

Una vez analizado que el sostenimiento elegido es capaz de soportar las restricciones impuestas a nivel de esfuerzos y deformaciones que se producen en el terreno adyacente al túnel, resulta imprescindible el control de otro tipo de inestabilidades, tales como la estabilidad de las cuñas que se pueden formar debido a la fracturación del macizo rocoso. Debido a la litología, únicamente se comprobará el sostenimiento Tipo 1, aplicado sobre las andesitas, ya que los demás estratos tienen una calidad tan baja que se han considerado como suelos o colapsaría por otras circunstancias antes que por este tipo de inestabilidad. Este tipo de estrato está caracterizado por una familia de juntas.

### 7.1. Generalidades.

La problemática local que presentan los macizos rocosos viene determinada por los sistemas presentes en el macizo, tales como fracturas, diaclasas, fallas o planos de estratificación. Este sistema de juntas está definido por dos parámetros: el rumbo o dirección y el buzamiento; por otro lado, su comportamiento está controlado por su persistencia, continuidad, obertura, relleno, rugosidad, meteorización, presencia de agua y en su caso el flujo de la misma, y disposición con respecto a la excavación.

En este sentido, durante la excavación estas estructuras pueden generar desprendimientos o intersecciones entre los planos que las forman, dando lugar a cuñas que pueden liberarse en la excavación debido a la acción gravitatoria.

Considerando estas particularidades, es necesario realizar un correcto levantamiento geológico, delimitar apropiadamente el macizo, con levantamiento de estaciones geomecánicas en una cuantía apropiada para su estadística, lo que facilitará la definición del número de familias en un macizo y el rango de variación.

Una vez definidos los sistemas estructurales de un macizo, se debe realizar un análisis de las juntas que se desarrollan en el túnel. Para este análisis se recurrió al programa Unwedge 3.0 de Rocscience, capaz de analizar la estabilidad de las cuñas en una excavación.

Este programa permite:

- Analizar la estabilidad y la visualización en 3D para la visualización conveniente de cuñas que rodean la excavación.
- Determinar las necesidades de apoyo para una cuña inestable, colocar refuerzos, anclajes u hormigón proyectado.
- Realizar un análisis del factor de seguridad.
- Ofrece modelos de apoyo mejorados para pernos, hormigón proyectado, apoyos presiones, la capacidad de optimizar la orientación del túnel.
- Su análisis está basado en Goodman y Shi, que incluye la capacidad de incorporar el estrés inducido alrededor de la excavación y el efecto sobre la estabilidad, los nuevos modelos de resistencia tales como Barton-Bandis y Power Curve, y la capacidad de mejorar la escala y dimensionamiento de las cuñas.

En el análisis se determinan las cuñas máximas posibles que deberán tomarse en cuenta conservadoramente. Por otro lado, los tratamientos en el túnel deben ser suficientes para soportar todo el peso de las cuñas o bloques potencialmente inestables (Serralde & Serrato, 2011).

La forma de las intersección de las discontinuidades puede dar lugar a dos tipos de inestabilidades. La primera de ellas, denominada cuñas bipolares, están formadas por la intersección de dos juntas con rumbo paralelo o subparalelo al eje de la excavación (Tolentino, 2014).



Figura 49. Formación de cuñas bipolares durante la excavación del túnel (Tolentino, 2014).

Mientras que la segunda de ellas se genera por la intersección de tres sistemas de juntas, que podría caer o deslizarse por su propio peso, ya sea desde el techo o desde las paredes de la excavación. Pueden persistir en la bóveda o hastiales y podría necesitar un sostenimiento sistemático (Tolentino, 2014).

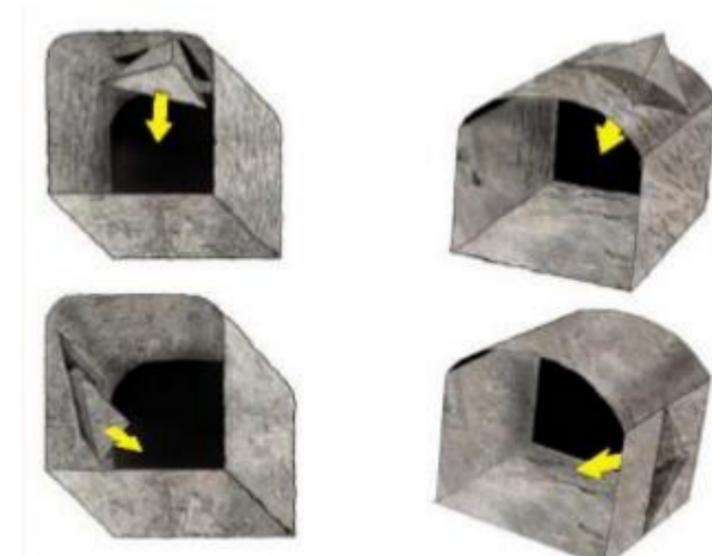


Figura 50. Posibles modelos de cuñas tetraedrales que se pueden dar en la excavación del túnel 1 y 2. En el techo, 3 y 4. En las paredes del túnel (Tolentino, 2014).

### 7.2. Estudio de las inestabilidades por cuñas.

Para el análisis, se tomaron las siguientes consideraciones:

- La dirección del túnel, se analizaron las cuñas en base a la tendencia e inmersión del eje del túnel.
  - Caso I. 100°/4°
  - Caso II. 043°/4°

- Caso III. 072°/4°
- Se tomaron las tendencias medias de los sistemas estructurales de las familias principales, despreciando las secundarias.
  - Primera familia de juntas, Jn1. 017/59 ± 18
  - Segunda familia de juntas, Jn2. 253/54 ± 24
  - Tercera familia de juntas, Jn3. 114/51 ± 21

**7.2.1. Caso I.**

Las tensiones efectivas calculadas para cada sistema de juntas son:

Junta	Dir buz	bz	bz	Tensión Normal	Tensión Normal efectiva
		grad	rad	Tn/m <sup>2</sup>	Tn/m <sup>2</sup>
Jn1	17	59	1,03	113,96	98,96
Jn2	253	54	0,94	117,95	102,95
Jn3	114	51	0,89	119,92	104,92

Tabla 16. Tensiones normales efectivas. Caso I.

Del programa, se extrajo la visualización en 3D de las diferentes cuñas, así como los factores de seguridad sin medidas de sostenimiento y el peso asociado a cada cuña.

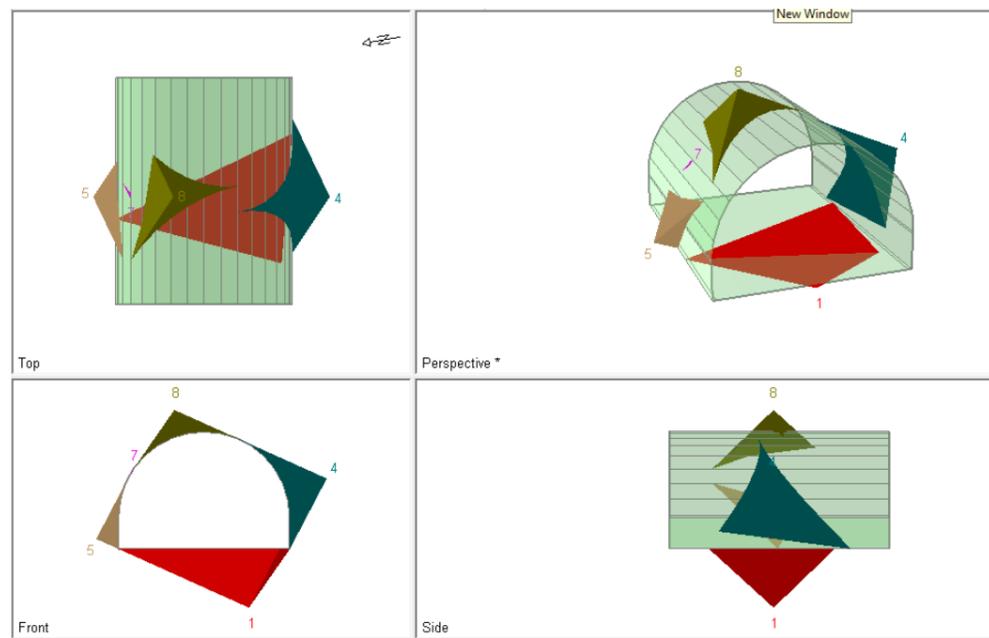


Figura 51. Vista de las cuñas. Caso I.

Cuña	Factor de Seguridad	Peso de la cuña (ton)
Suelo	9.141	493.561
Inferior derecha	6.647	176.746
Inferior izquierda	6.392	35.056
Superior izquierda	6.825	0.010
Techo	6.132	55.360
Frente cercano	6.858	103.07
Frente lejano	7.053	72.149

Tabla 17. Factores de seguridad para el Caso I.

Los FS para cada cuña son mayores a 1.5, considerando como estable este análisis, por lo que no se requerirían medidas adicionales para su estabilización.

**7.2.2. Caso II.**

Las tensiones efectivas calculadas para cada sistema de juntas son:

Junta	Dir buz	bz	bz	Tensión Normal	Tensión Normal efectiva
		grad	rad	Tn/m <sup>2</sup>	Tn/m <sup>2</sup>
Jn1	17	59	1,03	355,77	255,77
Jn2	253	54	0,94	368,22	268,22
Jn3	114	51	0,89	374,36	274,36

Tabla 18. Tensiones normales efectivas. Caso II.

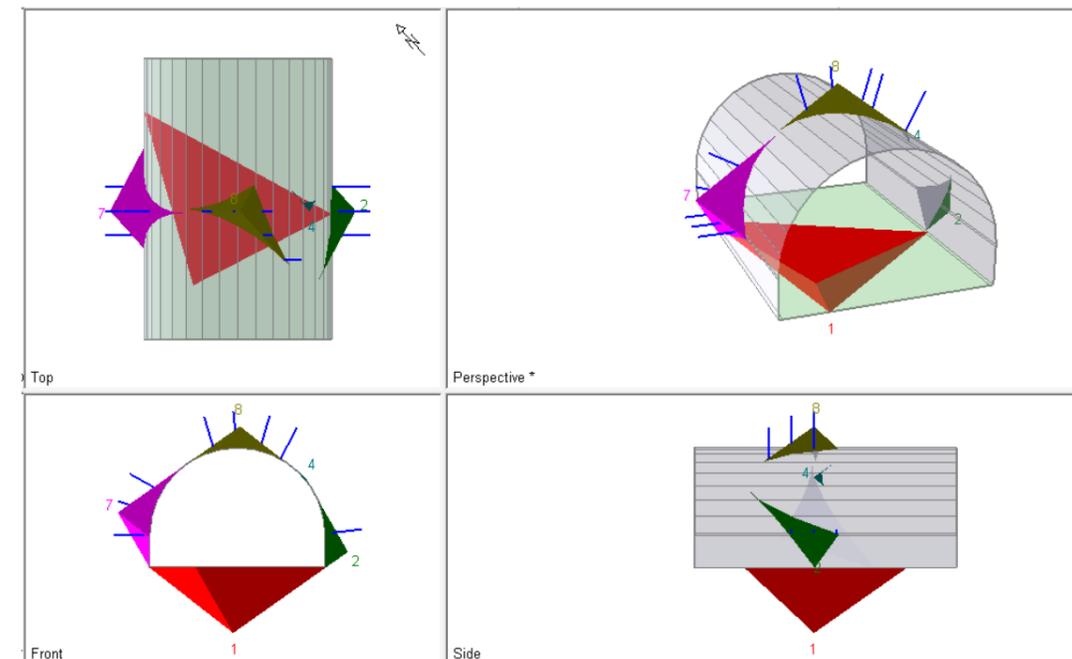


Figura 52. Vista de las cuñas. Caso II.

A continuación, se enlistan los factores de seguridad con las medidas de sostenimiento previstas.

Cuña	Factor de Seguridad	Peso de la cuña (ton)
Suelo	2.788	592.216
Inferior derecha	2.885	24.772
Inferior izquierda	2.763	76.562
Superior derecha	3.797	0.103
Techo	2.809	26.459
Frente cercano	2.851	76.562
Frente lejano	2.855	3.057

Tabla 19. Factores de seguridad para el Caso II.

Los FS para cada una de las cuñas son superiores a 1.5, considerando estable el análisis, por lo que no se requieren de medidas adicionales para su estabilización.

### 7.2.3. Caso III.

Las tensiones efectivas calculadas para cada sistema de juntas son:

Junta	Dir buz	bz		Tensión Normal	Tensión Normal efectiva
		grad	rad	Tn/m <sup>2</sup>	Tn/m <sup>2</sup>
Jn1	17	59	1,03	139,45	119,45
Jn2	253	54	0,94	144,33	124,33
Jn3	114	51	0,89	146,74	126,74

Tabla 20. Tensiones normales efectivas. Caso III.

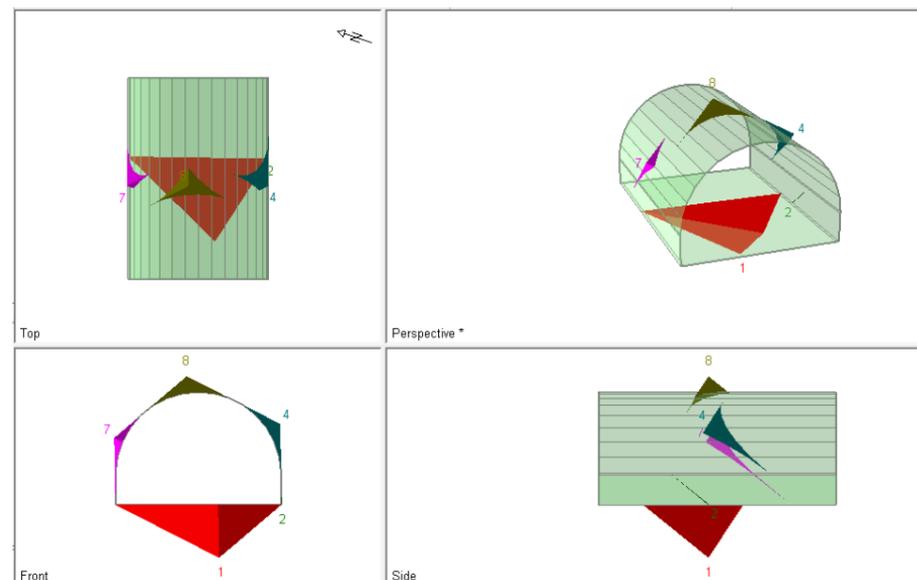


Figura 53. Vista de las cuñas. Caso III.

A continuación se enlistan los factores de seguridad sin medidas de sostenimiento.

Cuña	Factor de Seguridad	Peso de la cuña (ton)
Suelo	7.472	373.175
Inferior derecha	6.115	0.013
Superior izquierda	5.923	3.958
Superior derecha	6.190	8.863
Techo	5.868	13.402
Frente cercano	6.177	129.146
Frente lejano	6.098	196.027

Tabla 21. Factores de seguridad para el Caso III.

Los FS para cada cuña son superiores a 1.5, pudiendo considerar como estable el análisis, es por ello que no es necesario medidas adicionales para su estabilización.

## 8. Estudio detallado de los emboquilles.

Desde un punto de vista geométrico, se puede definir como la intersección del talud excavado y del propio túnel, es aquella actuación que consiste en excavar a cielo abierto una ladera hasta obtener un talud estable desde el que comenzar la excavación del túnel. Así pues, es un punto singular tanto para el talud como para el propio túnel, gozando de características distintas al talud y al túnel, y compartiendo otras. Es por esto que requiere de un tratamiento específico.

### 8.1. Problemática asociada a los emboquilles.

Debido a las singularidades presentes en esta zona, se genera la siguiente problemática:

- El talud queda debilitado, tanto por la extracción de material en el pie del mismo, provocando una situación crítica, así como por las voladuras necesarias para la ejecución del emboquille.
- La excavación del emboquille se considera bidimensional, con la asociada pérdida de las ventajas tensionales en las tres dimensiones. La zona exterior del túnel presenta unas complicaciones adicionales de una obra subterránea. Normalmente se consideran entre los 10 a 15 metros iniciales, o una vez el diámetro del túnel, recibiendo un tratamiento diferente al resto de la excavación, incluyendo el sostenimiento, siendo éste más reforzado que el resto.
- Al tratarse de una zona en mayor contacto con la superficie, la roca suele estar más alterada y descomprimida que en el resto del macizo, requiriendo de un sostenimiento mayor.
- Las inestabilidades de bóveda, hastiales o frente pueden alcanzar el plano superficial del terreno, pudiendo producirse desprendimientos o daños en cualquier construcción cercana. Un ejemplo claro de este fenómeno sería las formaciones de chimeneas.



Figura 54. Ejemplo de chimenea en un túnel. Fuente: Leopoldo Jordá Guijarro.

- Las dos inestabilidades propias de cada elemento, túnel y talud, afloran conjuntamente en este punto.

Debido a toda esta problemática, no es de extrañar que algunos autores consideren que *“de todas las partes que constituyen un túnel, los emboquilles son las más complicadas y singulares”* (Ortuño, 1998), no obstante, tal y como menciona el Manual del U.S. Corps of Engineers (1978), *“Afortunadamente, suponen una parte muy pequeña de la obra, de manera que se puede ser conservador y actuar del lado de la seguridad, sin que en general se suponga un incremento global de coste significativo”*.

## 8.2. Recubrimiento mínimo.

Para poder excavar sin riesgos, y con la finalidad que desarrollar un arco autoportante formado por el terreno, se recomienda un recubrimiento sobre la clave de dos veces el diámetro del túnel, es decir, de 15.8 m, pudiendo rebajarse a una vez el diámetro, es decir, 7.9 m, en el caso que el macizo se encontrase suficientemente sano (González de Vallejo, 1995). Se recomienda en este caso una superficie de 15.8 m, debido a que los emboquilles se encuentran en zonas estratificadas entre andesitas, escorias y tobas en uno de ellos, y de andesitas escoriáceas, tobas y aglomerados en el otro.

El talud formado tendrá una inclinación de 2H:1V, asegurando un FS mínimo de 1.3, reforzando el terreno, como se ha dispuesto anteriormente. No obstante, el portal del túnel estará adelantado respecto a la boquilla del mismo, obteniendo así una distancia de falso túnel que nos permitirá trabajar con mayor seguridad en los trabajos del frente en la zona del emboquille. Dicho falso túnel, será del tipo chapa Bernold, con HEB-180 como costillas o

cerchas, se dispondrá al inicio de la obra, previo al ataque del frente de excavación y se mantendrá, con su adaptación, durante la fase de explotación.

Se construirán sistemas de cunetas de drenaje, con las correspondientes bajantes, para evitar la escorrentía superficial sobre las superficies de los taludes de la trinchera, evitando así la erosión del plano del macizo en contacto con la superficie.

## 8.3. Aplicación de las clasificaciones geomecánicas en el proyecto de emboquilles.

Las clasificaciones geomecánicas se han utilizado como prediseño para los sostenimientos, optimizándolos posteriormente mediante el cálculo por elementos finitos. Las más conocidas y utilizadas en este proyecto han sido la clasificación RMR de Bieniawski (1973), la clasificación de RMR de Romana (2000) y la Q de Barton (1978). De estas tres, sólo estos dos últimos realizaron entraron en detalle en los emboquilles, siendo Romana quien realizó la mayor profundización.

Barton propone la reducción de un quinto del valor obtenido en su clasificación para el macizo en el emboquille. Siendo:

$$Q_{emboquille} = Q_{túnel} / 5$$

El caso de la clasificación por el RMR de Bieniawski, no se realizó ninguna particularización en esta zona; no obstante es posible realizar una conversión a partir de la conocida fórmula:

$$RMR = 9 * Ln(Q) + 44$$

Así pues, mediante la mera sustitución y despeje de los valores, a partir de la propuesta de Barton, es posible obtener una aproximación de los valores del RMR del emboquille:

$$RMR_{emboquille} = RMR_{túnel} - 15$$

Sin embargo, la clasificación de Barton no está prevista para taludes, y en la de Bieniawski, los factores de ajuste según la orientación de las juntas son mayores para taludes que para túneles, por tanto, las diferencias de clase resultarían mayores si se analizase como un talud en lugar de un túnel. Como el emboquille resulta un conjunto de talud-emboquille, no es factible el uso de las clasificaciones geomecánicas convencionales, por ello se recurre al uso de otros tipos de clasificaciones como puede ser la clasificación de Rogers y Haycocks (1989) o la de Romana (2000).

El primero de ellos, se basa en un estudio de 300 casos de portales, compuesto de 3 fases. La primera de ellas utiliza el factor F1 para taludes propuestos por Bieniawski, para su definición en función del buzamiento de las discontinuidades más significativas. Seguidamente proponen una forma y dimensión empírico para la rotura en clave en bocaminas de carbón y de sección rectangular, por último, proponen recomendaciones muy detalladas sobre los métodos de excavación, emboquille y sostenimiento basándose en el valor RMR de Bieniawski. Este método da lugar a resultados muy conservadores en el tratamiento de los taludes o la longitud de los bulones, es por ello que se recurre a la clasificación de Romana.

La clasificación para emboquilles de Romana (2000) permiten predimensionar los emboquilles a partir de un conjunto de reglas simples. No obstante, tal y como indica el propio Romana, *“estas recomendaciones no pretenden referirse al problema de estabilidad global de los taludes laterales de la trinchera de acceso, ..., si no al talud frontal de emboquille”*

Cabe mencionar que no se recomienda mantener un talud frontal en caso que el valor de RMR sea inferior a 20, siendo adecuado en el caso de estar comprendido entre 20 y 30, el estudio del uso de un muro como

alternativa. En el caso estudiado, se ha considerado un RMR inferior a 20, es por ello que se utilizará un falso túnel para la protección de los portales y bocas.

CLASIFICACIÓN		EXCAVACIÓN		TRATAMIENTO DEL TALUD FRONTAL				
RMR	CLASE	PARTICIÓN DE EMBOQUILLE	PARAGUAS	BULONES			HORMIGÓN	RED /MALLA
				L (m)	b/m <sup>2</sup>	s (m)	PROYECTAD O 1 (cm)	
100	I a	SECCIÓN COMPLETA CALOTA Y DESTROZA GALERÍA CENTRAL GALERÍAS MÚLTIPLES CONTRABÓVEDA	Opcional	No	No	No	No	Opcional
90	I b		Opcional	3 / 4	<0.10	Ocasional	No	Si
80	II a		Ligero	3 / 4	0.11	3 x 3	No	Si
70	II b		Ligero o medio	3 / 4	0.25	2 x 2	Ocasional	Si
60	III a		Medio	4	0.44	1.5 x 1.5	Ocasional	Si
50	III b		Medio	4/5	0.70	1.2 x 1.2	Ocasional	Si
40	IV a		Medio	5/6	1.00	1 x 1	0.10-0.15	No
30	IV b		Pesado	6	1.50	0.8 x 0.8	0.15-0.20	Mallazo opcional
20	V a		Pesado	No	No	No	0.20-0.25	Mallazo simple o doble
10	V b		Pesado	No	No	No	0.25-0.30	Mallazo doble

1. El tipo de paraguas se discute en el texto.
2. Las unidades para el bulonado son: L, longitud en metros (m); densidad de bulones por m<sup>2</sup> (b/m<sup>2</sup>) y s, espaciado en metros (m)
3. La unidad para el espesor de hormigón proyectado, e, es el centímetro (cm)
4. El tipo de red/malla se discute en el texto
5. Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente.
6. Las líneas de trazas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces.

Figura 55. Recomendaciones de emboquilles para túneles según el RMR modificado por Romana. Fuente: Uso de clasificaciones geomecánicas en las boquillas de túneles. (Romana, 2000).

Conforme a la figura anteriormente mostrada, se requerirá de un paraguas pesado, constituido por micropilotes de tubo metálico de diámetro exterior de 90 mm o superior, y espesor mayor que 7 mm. Deberán ser introducidos por perforaciones superiores a los 150 mm de diámetro, rellenándolas en su interior y exterior por lechada a baja presión o mediante la técnica tubos-manguito. La distancia entre micropilotes deberá ser inferior a los 50 cm.

## 9. Instrumentación y auscultación.

Una de las principales ventajas del uso de NATM, es su flexibilidad y adaptabilidad, tanto en sostenimiento como en ejecución de la excavación. Para poder sacar fruto de esta ventaja resulta imprescindible la correcta auscultación de la obra ejecutada, así como del frente, permitiendo así el control de las diferentes deformaciones que pudieran ocurrir en el interior del mismo.

Uno de los puntos con mayor criticidad son los emboquilles, es por ello que en estos puntos la instrumentación debe ser mayor durante la obra, no debiendo ser motivo para rebajar el nivel de densidad en el interior de la obra.

La instrumentación será como mínimo:

- Nivelaciones topográficas. Tanto en el emboquille como a lo largo del túnel, se deberán realizar nivelaciones topográficas de manera periódica, requiriendo de una nivelación previa a la ejecución de las obras en el caso de la nivelación de los emboquilles.
- Medidas de convergencia. Son una práctica imprescindible en toda obra subterránea, debido a la cuantía y valor de la información proporcionada y su bajo coste.
- Inclínómetros y extensómetros. La acumulación de movimientos en un inclinómetro nos puede indicar la posición de una superficie de rotura, permitiendo conocer así los desplazamientos del interior del túnel y pudiendo auscultar con mayor detalle esta superficie, tratándola si fuese necesario. Por su parte, los extensómetros, permiten conocer la deformación unitaria del terreno. Estos instrumentos resultan extremadamente caros, en comparación con los anteriormente mencionados, es por ello que se incluirán exclusivamente en puntos críticos, como pudiera ser los emboquilles y, en alguna falla que se pudiera identificar con la severidad suficiente como para requerirlos.

## 10. Características generales del sostenimiento.

Anteriormente se han descrito y justificado los sostenimientos planteados, en principio, a partir de las clasificaciones más conocidas: Barton, Romana y Bieniowski. En el apartado 6. Análisis tenso-deformacional del túnel. Se ha comprobado la eficacia de los sostenimientos planteados por los autores, según sus clasificaciones, y la optimización de los mismos.

Como se ha comentado anteriormente, el método constructivo incluye el método de sostenimiento, siguiendo la filosofía del Nuevo Método Austríaco (NATM, acrónimo de New Austrian Tunneling Method, según la terminología internacional). Este método prevé la instalación de un sostenimiento primario o sellado mediante un cierto espesor de hormigón proyectado, en este caso de 5 cm, que sigue inmediatamente a la excavación y saneo del avance. La finalidad de este sellado no es la de impedir la deformación de la cavidad, lo que conllevaría a que el sostenimiento ejecutado soportase grandes empujes, si no a preservar y aumentar en lo necesario las propias características del macizo, alteradas por la ejecución de la excavación. De esta forma, la cavidad puede alcanzar un nuevo estado de equilibrio aprovechando la totalidad de sus propios recursos.

Un elemento inherente a la correcta aplicación del método es la auscultación de la excavación. La información proporcionada por los instrumentos, instalados inmediatamente al tiempo en el que se va ejecutando el sostenimiento, permite vigilar el comportamiento de la cavidad y corregir las deficiencias y excesos del

sostenimiento empleado. Esta posibilidad hace del Nuevo Método Austríaco un sistema flexible y adaptable a cualquier circunstancia.

Consecuentemente con lo anterior, los sostenimientos propuestos en la fase del proyecto deben ser continuamente ajustados, durante la etapa de construcción, a las condiciones reales del macizo rocoso. Ello permite, por una parte, optimizar la aplicación de los sostenimientos colocados, adaptando así las previsiones del proyecto a la realidad encontrada al excavar el túnel, y por otra, realizar el refuerzo del sostenimiento inicialmente colocado en los casos donde éste ha podido resultar insuficiente, con el fin de garantizar completamente la estabilidad y seguridad de la sección excavada.

El sostenimiento se ha proyectado para que pueda soportar las cargas del terreno durante la ejecución del túnel. Asimismo, el Nuevo Método Austríaco permite reforzar el sostenimiento en los casos en que los resultados de los métodos de auscultación del túnel lo aconsejan. Por ello, en principio, no es necesario construir el revestimiento con otro condicionante que reducir al mínimo el período de construcción de los túneles. Sin embargo, deberá comprobarse durante todo el período de construcción del túnel que el comportamiento del sostenimiento es satisfactorio y que, en consecuencia, no es necesario adelantar la construcción del revestimiento.

El sostenimiento recomendado se compone, principalmente, de bulones, hormigón proyectado, y cerchas. Estos elementos se adaptan perfectamente a la filosofía del Nuevo Método Austríaco.

Para el conjunto de secciones de sostenimiento previstas, se pueden hacer las siguientes consideraciones:

- Una vez saneada la excavación, se dispondrá una capa de sellado de hormigón proyectado de 5 cm de espesor, reforzado con fibras sintéticas, el espesor total podrá variar en función de la sección tratada, estando siempre del lado de la seguridad, de esta forma, podremos optimizar los recursos, tanto materiales como temporales, al realizar la excavación.
- El hormigón proyectado con fibras sintéticas tiene una resistencia a compresión de 250 Kg/cm<sup>2</sup>. Se ha previsto una dosificación de fibras de 40 Kg/m<sup>3</sup>, para todas las capas de hormigón proyectado con fibras.
- El grueso máximo de una capa de hormigón ejecutada en una sola fase no podrá exceder de 10 cm.
- A la vista de los condicionantes geotécnicos del túnel se prevén grandes espesores de hormigón proyectado en las secciones tipo III, IV y V de sostenimientos, por lo que deberán proyectarse varias capas de hormigón. Entre las diferentes capas es recomendable disponer de un mallazo, más como elemento de contención que como elemento de armado, ya que la función resistente la cumplirán las fibras.
- Los bulones para el cosido del terreno, habrán de colocarse inmediatamente después de la capa de sellado. Se recomienda disponer estos bulones de acero corrugado anclados con resina.
- En las secciones de sostenimiento que corresponden a los terrenos de peores características no se tiene una garantía total respecto a la correcta eficacia y funcionamiento del anclaje de los bulones, porque la perforación de los bulones con el agua podría plantear problemas de alteración en el terreno del entorno de la sección, produciendo un empeoramiento de sus características geotécnicas. Además, en los terrenos más débiles, la perforación de los bulones con agua hace que el diámetro de los taladros resulte bastante mayor que el de la boca de perforación, lo que a su vez puede plantear problemas para el buen contacto entre el terreno y los elementos metálicos de los bulones, al existir una diferencia muy elevada entre el diámetro de la perforación y el de las barras de los bulones, pudiendo por esta razón mermarse la eficacia del anclaje y el correcto funcionamiento de los bulones.

Así, el efecto estructural de los bulones se ha sustituido por la correspondiente cuantía adicional de hormigón proyectado y cerchas metálicas, ante la duda y problemática que surgían en estos casos respecto a la eficacia y óptimo funcionamiento del bulonado.

Las cerchas de tipo IPN-140 deberán quedar fijadas al terreno, al menos, mediante dos bulones en el pie de la sección, para lo cual se ejecutarán en ellas los taladros correspondientes.

Todas las cerchas deberán quedar arriostradas longitudinalmente mediante tresillones constituidos por redondos de acero de 32 mm, soldados a las cerchas, o mediante perfiles laminados de pequeña sección. En el caso de las zonas de falla o materiales muy cizallados las cerchas se unirán mediante chapa Bernold o equivalente (chapas de acero troqueladas, onduladas y curvadas que realizan la función de encofrado en el hormigonado y de armadura del hormigón una vez que este ha fraguado).



Figura 56. Ejemplo de chapa Bernold. Fuente: [www.transgoal.es](http://www.transgoal.es)

Los huecos existentes entre las cerchas y el terreno se deberán rellenar con hormigón proyectado. Asimismo, las cerchas deberán quedar recubiertas por un grosor mínimo de hormigón proyectado.

- Un aspecto muy importante a tener en cuenta en la ejecución de los sostenimientos, fundamentalmente en los terrenos más débiles, es conseguir unas adecuadas condiciones de apoyo del mismo, para limitar el desarrollo de fenómenos de “hincamiento” y descenso en bloque del sostenimiento, y el de deformaciones de cierre en la base del mismo. Para ello, debe cuidarse el apoyo del sostenimiento en el momento de su ejecución y realizarse, en todo momento, el consiguiente empotramiento del mismo en el terreno.

En algunos casos, puede ser necesario recurrir a un recalce posterior del mismo, saneando el terreno alterado en dicha zona y sustituyéndolo por hormigón proyectado, para mejorar las condiciones de apoyo que se han degradado con el transcurso del tiempo tras la puesta en obra del sostenimiento inicialmente colocado.

En las secciones de peor calidad, se ha dispuesto el apoyo de las cerchas HEB-180 en “pata de elefante”, con el fin de proporcionar un mejor apoyo a las cerchas y evitar los fenómenos de “hincamiento” (asentamiento de la cercha en el terreno por efecto de la carga transmitida por la misma) comentados.

En otras situaciones puede ser necesario el arriostamiento de las cerchas en la base de las mismas. Este arriostamiento deberá hacerse como mínimo con un perfil equivalente. La necesidad o no de colocar este arriostamiento se debe tomar “*in situ*” conforme al comportamiento del terreno y las medidas de convergencia.

Hay que remarcar que se ha recopilado información de túneles excavados en terrenos similares, como complemento al dimensionamiento mediante los métodos empíricos existentes. Así, en función de estos resultados, se han extraído las siguientes conclusiones:

1. En este tipo de materiales, se disponen espesores relativamente elevados de hormigón proyectado, entre 15 y 25 cm. El refuerzo se hace con fibras sintéticas para los espesores menores, o adicionalmente con mallazo para los espesores más importantes.
2. Estos espesores de hormigón son superiores a los recomendados por los métodos empíricos tradicionales (Barton y Bieniawski, fundamentalmente). La razón de esto es doble; por una parte, estos materiales son relativamente deformables, por lo que un sostenimiento flexible es adecuado para ellos, y, por otra parte, el hormigón proyectado es la mejor forma de evitar los fenómenos de alteración, desecación, etc. que degradarían estos materiales.
3. Los bulones empleados mayoritariamente son los de fricción.
4. Las cerchas se emplean en todas las secciones excepto en andesitas, ya que se corresponden con materiales de bajas características geotécnicas. En emboquilles se emplean cerchas pesadas, del tipo HEB-180 (junto con paraguas de micropilotes).
5. Los pases de avance han oscilado generalmente entre 0,75 y 1,5 m.
6. La excavación se efectuará con voladura en las andesitas de mayor calidad y con medios mecánicos, bien con rozadoras o bien con martillo y fresadora montados sobre retroexcavadora en los demás materiales.

### 10.1. MEDIDAS ESPECIALES DE SOSTENIMIENTO

A continuación se describen las medidas especiales de sostenimiento que aparecen en los materiales de peores características (tipo III, IV y V). Además se presentan las posibles medidas de actuación, para el supuesto de que se atravesen materiales de peor calidad que los previstos y en los que serían insuficientes los sostenimientos definidos en el apartado 6. Si bien, no cabe descartar la posibilidad de tener que adoptar incluso algunas medidas más potentes y especialmente diseñadas para el caso, si se dieran circunstancias singularmente desfavorables; por ejemplo, fallas con abundante aporte de agua.

- Sellado del frente. En las zonas especialmente inestables, para asegurar la estabilidad y reducir las deformaciones después de la excavación del avance, se propone proyectar en el frente una capa de 5 cm de hormigón proyectado con fibra.
- Paraguas de micropilotes. Esta medida consiste en emplear micropilotes subhorizontales de 10 m de longitud y 100 mm de diámetros correspondiente al recorte de excavación. El efecto que se consigue es formar un vano sobre el que se sustente el terreno situado en la zona de clave. Se aplicarán en zonas especialmente inestables y difíciles (zonas de falla), así como en el emboquille.

- Patas de elefante. Consisten en unos tacones por fuera del contorno teórico de la sección que denominados generalmente “pata de elefante”, permiten que las presiones transmitidas por el sostenimiento de la bóveda las absorba el terreno de forma que la carga unitaria sea pequeña al tener una gran superficie de apoyo.
- Inyecciones en el frente. En materiales milonitizados saturados (fallas), aglomerados o cualquier tipo de material suelto y saturado, deberán realizarse inyecciones en el frente de excavación, en forma de abanico (Ilustración 2) y previsiblemente de microcemento o lechadas de cemento con aditivos, para poder excavar dichos materiales. Esto debe hacerse siguiendo las recomendaciones de empresas especializadas en dichos tratamientos.

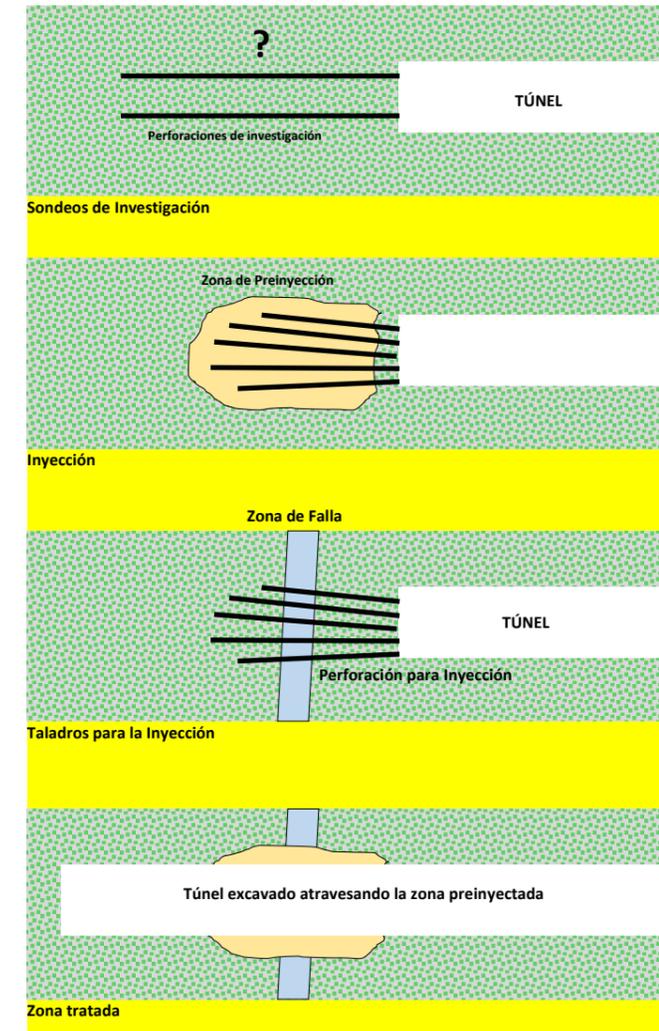


Figura 57. Fases en el proceso de inyección del frente.

Dentro de la ejecución en sí de la inyección, la técnica del T.A.M. (tubo de manguito) de doble obturador es la que mejores resultados ofrece y la que mejor se controla, por lo que sugerimos usarla en este caso.

Hay que recordar que es una técnica en la que se mejora, en general, las características mecánicas del terreno, disminuyendo el índice de huecos del mismo, aumentando su compacidad o rellenando fracturas introduciendo una masa adicional, así como pudiendo impermeabilizar la sección del túnel.

La técnica de inyección, así como el material a inyectar dependerá de los siguientes factores:

- Geometría y estructura de los materiales: necesario para diseño de un mejor tratamiento y para conocer si es necesario un tratamiento complementario como el del drenaje y descenso del nivel freático.
- Naturaleza del material: en materiales de naturaleza no cohesiva es interesante inyectar lechadas de partículas en suspensión (cementos, cementos-bentonitas y microcementos). Para naturalezas de rellenos más cohesivos es interesante inyectar soluciones (bien soluciones químicas o geles o resinas).

Se ha llegado a establecer dos posibles tipos de inyecciones, a modo de recomendación (deberá confirmarse una vez en obra en función de ensayos de Laboratorio y de campo con la asesoría de personal especializado). Cabe comentar que la inyección debe ser lo suficientemente fluida para poderse inyectar y debe fraguar rápidamente para evitar que el flujo de agua impida su fraguado:

- Inyecciones fluidas de alta penetrabilidad: Estas lechadas deben de ser fluidas de alta penetrabilidad, baja exudación, adecuada cohesividad y estabilidad volumétrica.

La lechada debe presentar masa de cementante de aproximadamente 2000 gramos, tomando como parte de esa masa el expansor ya que suele venir en polvo. Las relaciones *agua/cementante* pueden variar entre 0,55 y 0,60. Esta lechada debe llevar aditivo acelerante, aditivo expansor-plastificante y aditivo superplastificante. Esta lechada debe presentar tiempos de flujo recomendados para este tipo de trabajos, los cuales se sitúan entre los 34 y los 50 segundos medidos con el Cono de Marsh (Tablas 18 y 19).

Cemento (g)	Expansor % Cem	Expansor (g)	Cementante (g)	Agua (g)	A/Cem	HRWR (g)	HRWR % Cem
2000	0	0	2000	1100	0,55	30	1,5
1970	1,5	30	2000	1100	0,55	20	1,0
1980	1,0	20	2000	1000	0,50	30	1,5
2000	0	0	2000	1200	0,60	20	1,0
1962,5	1,5	37,5	2000	1180	0,60	20	1,0

Flujo Cono (segundos)					Exudación	Contracción	Dens Líquida	C
Inicial	30"	60"	90"	120"	%	%	kg/L	
51	55	50	49	48	2,80	2,78	1,752	Si
48	68	62	60	60	1,78	0,67	1,760	Si
66	105	88	82	80	1,67	1,11	1,800	Si
40	43	40	39	40	3,89	3,89	1,712	Si
38	39	38	39	40	2,22	2	1,736	Si

Tabla 22. Propiedades de las lechadas para inyecciones de alta permeabilidad.

3D	7D	14D	28D
		24.3	32.5
		20.1	25.2
		22.5	ND
13.8	40.9		43.9

Tabla 23. Resistencia promedio a compresión uniaxial (MPa) de las lechadas para inyecciones de alta permeabilidad en función del tiempo (D=días).

El *aditivo acelerante* no debe de presentar cloruros, debe presentar una densidad de 1,3 kg/l  $\pm$  0,02kg/l y una temperatura mínima de aplicación de 1°C. Su dosificación debe de ser del 3 al 6 % del peso del cemento de la mezcla.

El *aditivo expansor* no debe de presentar cloruros y debe presentar una base de expansores finamente molidos. Su dosificación debe de estar en el entorno del 3% del peso del cemento usado.

Por su parte, el *aditivo superplastificante* debe de estar compuesto por resinas sintéticas y no contener cloruros. Su densidad debe de ser de 1,22 kg/l aproximadamente. Su dosificación varía entre el 0,5 y el 1,0% del peso del cemento.

No obstante, cabe que remarcar que la dosificación óptima debe determinarse mediante ensayos preliminares y previos a la obra y por empresas especializadas.

- Inyecciones de microcemento: Para estimar su composición más adecuada nos hemos basado en el artículo: "Jarauta, I. (2005). *Ensayos de estabilidad de inyecciones de lechadas de microcemento frente al transporte por flujos de agua existentes en el subsuelo*. Revista Ingeopress, 139, 46-49". En este artículo se establece una formulación de lechada en la que los granos de microcemento inyectados sean lo más resistentes a la dilución y transporte por la corriente existente en el subsuelo (se ha obviado la marca comercial de los elementos constituyentes).

Estas lechadas son en base a microcemento y aditivo superfluidificante, similares a las más empleadas en tratamientos de mejora del terreno por la técnica de impregnación y que en este caso fue de 400 Kg por metro cúbico de lechada. Aunque la dosificación del aditivo superfluidificante puede variar en función de las características del terreno a tratar, en condiciones normales, se dosifica siempre al 5% sobre el peso de microcemento. Además se le añade agente gelificador GW (Gel Water) en un porcentaje del 0,1 % del peso de microcemento.

Las características del microcemento son: microcemento ultrafino de granulometría inferior a 12 $\mu$ m, elaborado con una composición a base de escorias y de clinker, molidos hasta alcanzar una elevada finura. Su puesta en obra se efectúa con lechadas superfluidificadas. En la Tabla 7 se presentan sus propiedades físicoquímicas y en la Tabla 8 se muestran sus propiedades reológicas y características mecánicas.

Principales componentes químicos		
CaO	#	44%
SiO <sub>2</sub>	#	31%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	#	9,5%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	#	1,3%
MgO	#	6,5%
Masa volumétrica = 2,94 g/cm <sup>3</sup>		
Densidad aparente # 0,7		
Superficie Específica Blaine # 10 000 cm <sup>2</sup> /g		

Tabla 24. Propiedades físicoquímicas del microcemento.

C/A	fluidez en el cono de Marsh (seg.)*	viscosidad plástica (mPa.s ó cPo)	decantación a las 3 horas (%)**	tiempo de fraguado AFTES (horas)	resistencia mecánica a compresión a 7 días (Mpa)***
0.33	29	2.5	< 10	11	8.5
0.5	29	2.5	< 5	8	10
0.66	30	2.5	< 5	6	12
1	31	3	< 5	5	14

(\*) Diámetro : 4,75 mm – referencia agua : 27 segundos

(\*\*) medido en probetas cilíndricas graduadas de 1 l. de capacidad.

(\*\*\*) medidas en probetas de arena inyectada de granulometría 0,1 – 0,3 mm

**Tabla 25. Propiedades reológicas y características mecánicas del microcemento en función de la relación agua/cemento (A/C).**

Por su parte, el *superfluidificante* presenta las propiedades de la siguiente tabla.

#### Propiedades

<b>Apariencia:</b>	Líquido
<b>Densidad:</b>	1,18 Kg/l a 20 °C
<b>Contenido en cloruros:</b>	Nulo
<b>Inclusión de aire:</b>	Nulo
<b>Compatibilidad con cementos ultrafinos:</b>	Todo tipo de cementos.

**Tabla 26. Propiedades del superfluidificante.**

Al igual que en el caso anterior de las inyecciones fluidas de alta penetrabilidad, hay que remarcar que la dosificación óptima debe determinarse mediante ensayos preliminares y previos a la obra y por empresas especializadas.

En el caso de que se atravesen materiales de peor calidad que los previstos, se podrán emplear además alguna de las siguientes actuaciones.

- Machón central. Consiste en no excavar el frente en su totalidad y dejar, en el centro del mismo, un contrafuerte que resista los posibles empujes del terreno.
- Enfilajes en bóveda. Se aplicarán cuando existan problemas de inestabilidad y desprendimiento en la excavación de la clave del túnel. Esta medida consiste en disponer unos bulones subhorizontales, de  $\phi 32$  mm, en la posición correspondiente al recorte de excavación. Para ejecutarlo, se perforan taladros y, posteriormente, se introducen en su interior los bulones que apoyan, además, en una cercha próxima al frente.

Si se producen desprendimientos en la excavación y su entidad es de importancia, se deberá proceder en términos generales, de la siguiente forma:

- No retirar el escombros caído.

- Proceder a su proyección con hormigón si es inestable
- Si queda hueco entre el escombros y la sección del túnel en la zona de frente de la chimenea, efectuar un tape.
- Proceder al relleno del hueco mediante bombeo de hormigón o inyección de lechada, si ha sido posible introducir un tubo o manguera por el hueco creado. En otro caso, habrá que efectuar taladros para localizar el hueco y rellenarlo.
- Si es posible por las dimensiones o estabilidad de la cavidad creada, se debe proceder en primer lugar a proyectar una capa de hormigón en su superficie para evitar a corto plazo el progreso de la chimenea.
- Simultáneamente se procederá al refuerzo del tramo del túnel contiguo a la chimenea, que impida la progresión de la misma hacia la zona del túnel ya excavada y sostenida.
- Una vez efectuado el relleno se investigará mediante sondeos la existencia de huecos, y de ser así, se procederá a su relleno en una siguiente campaña de inyección.
- A continuación se procederá a un empaquetado de la sección que proteja el avance en toda la zona de hundimiento y que quede suficientemente empotrado en terreno no afectado por el hundimiento.
- Sólo después de estas labores se procederá a la retirada del escombros progresivamente, como si se tratase de una fase de excavación con avance corto, con la correspondiente reexcavación de la zona hundida con todas las medidas de precaución necesarias (avances cortos,...) procediéndose a la colocación inmediata de un sostenimiento de características similares al utilizado en las zonas de falla.

## 11. Conclusiones.

A continuación se resumen las conclusiones y recomendaciones obtenidas del análisis de sostenimientos:

- Se ha realizado el diseño de los sostenimientos necesarios para los diferentes materiales que aparecen en el trazado del túnel.
- Este diseño se ha basado en los análisis tenso-deformacionales llevados a cabo mediante elementos finitos.
- Se ha evaluado la estabilidad de las cuñas en los materiales rocosos en base a los sostenimientos propuestos.
- Se concluye que los sostenimientos para el túnel Bombolí son los presentados en la Tabla 27.

Sostenimiento		Hormigón proyectado H-25 con fibra (m)	Bulones	Cerchas	Excavación	Longitud de avance	Medidas adicionales de sostenimiento
Andesita	Tipo I	0,05	φ25 mm de 3,5 metros malla de 2,3 x 2,3	Sección completa	1,50 m	Andesita	-
Toba brechosa, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas	Tipo II	0,15	φ25 mm de 2,0 metros malla de 1,3 x 1,3	IPN - 140 espaciadas 1,5 m.	Avance	1.5	-
					Destroza	3	
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares y escoria	Tipo III	0,20	-	HEB – 180 espaciadas 0,75 m.	Avance	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Pata de elefante</li> <li>•Inyecciones de microcemento en el frente</li> </ul>
					Destroza derecha e izquierda	1.5	
					Contrabóveda	3	
Zona de fallas y materiales cizallados	Tipo IV	0,25	-	HEB – 180 espaciadas 0,75 m.	Avance	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Pata de elefante</li> <li>•Inyecciones de microcemento en el frente/Bulones de fibra de vidrio</li> <li>•Paraguas de micropilotes</li> </ul>
					Destroza derecha e izquierda	0.75	
					Contrabóveda	1.5	
Zona de emboquilles (50 m desde cada portal)	Tipo V	0,20	-	HEB – 180 espaciadas 0,75 m.	Avance	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Pata de elefante</li> <li>•Paraguas de micropilotes</li> </ul>
					Destroza derecha e izquierda	1.5	
					Contrabóveda	3	

Tabla 27. Resumen de los sostenimientos planteados en función de la sección tratada.

## Resumen de figuras.

Figura 1. Perfil geológico a lo largo del eje del túnel. ....	5	Figura 29. Desplazamientos totales en sostenimiento cuando se realiza la fase 3 de la excavación con una longitud de avance de 1.0m. ....	28
Figura 2. Recomendaciones para la excavación de túneles de 10-14 m de ancho. Fuente: Romana, 2002. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas. ....	10	Figura 30. Desplazamientos totales en sostenimiento a una distancia de 3 longitudes de avance (3 m) cuando se realiza la fase 3 de excavación. ....	28
Figura 3. Tipos de sostenimientos para túneles, según Barton ( 2000). ....	11	Figura 31. Desplazamientos totales de la sección 20+593 en fase de destroza 2, con longitud de 2 m, y distancia entre cerchas de 1.5 m. ....	29
Figura 4. Recomendaciones de escalabilidad para túneles. Fuente: Romana (2 000 a) ....	13	Figura 32. Desplazamientos totales en la sección 20+493 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75m y con bulones. ....	30
Figura 5. Proceso de iteración con sobre-relajación (a) y sin sobre-relajación (b). Fuente: Manual de referencia Versión 8, Delft University of Technology – Plaxis b.v. (2004). ....	14	Figura 33. Desplazamientos totales en la sección 20+493 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75m y sin bulones. ....	30
Figura 6. Mallado de modelo en Plaxis 3D. ....	14	Figura 34. Desplazamientos totales en la sección 20+493 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75 m, con inyecciones y patas de elefante. ....	30
Figura 7. Sistema de coordenadas y representación de las componentes positivas de tensión, correspondiendo el mismo sistema a los desplazamientos y. Fuente: Manual de referencia Versión 8, Delft University of Technology – Plaxis b.v. (2004). ....	15	Figura 35. Desplazamientos totales del sostenimiento cuando se realiza la fase 1 de avance con inyecciones en el frente. ....	31
Figura 8. Posición de los nodos y los puntos de tensión en los elementos de 6 y de 15 nodos. Fuente: Manual de referencia Versión 8, Delft University of Technology – Plaxis b.v. (2004). ....	15	Figura 36. Desplazamientos totales en la sección 20+493 en fase de destroza derecha 2, con longitud de destroza de 1.5 m. ....	31
Figura 9. Numeración local y posición de los nodos para un elemento prismático trinagular de 15 nodos. ....	15	Figura 37. Desplazamientos totales de la sección 20+493, en fase de excavación de la contrabóveda. ....	31
Figura 10. Esquema representativo del espesor equivalente. Fuente: Modelling composite sections (e.g., steel sets and shotcrete) with FLAC and Phase2. C. Carranza-Torres (2004). ....	16	Figura 38. Desplazamientos totales en el sostenimiento de la sección 20+493 en la fase de excavación de la contrabóveda. ....	32
Figura 11. Modelación de los sostenimiento con elementos tipo Plate. ....	18	Figura 39. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de avance 1 con una longitud de avance de 0.75m, sin bulones y con pata de elefante. ....	32
Figura 12. Modelación del sostenimiento con elementos tipo geogrid. ....	18	Figura 40. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75 m, con inyecciones, paraguas de micropilotes y pata de elefante. ....	33
Figura 13. Ejemplo de los estados tensionales geoestáticos en una de las secciones del túnel Bombolí. ....	19	Figura 41. Desplazamientos totales en el sostenimiento cuando se realiza la fase 3 de avance con inyecciones en el frente. ....	33
Figura 14. Esquema del modelo elastoplástico perfecto. ....	19	Figura 42. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de destroza derecha 2, con una longitud de destroza de 0.75 m. ....	33
Figura 15. Superficie de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb para los esfuerzos principales, considerando suelos no cohesivos ( $c=0$ ). ....	19	Figura 43. Desplazamientos totales en el sostenimiento de la sección 21+456 en la fase de destroza derecha. ...	34
Figura 16. Secciones geológicas modeladas con métodos numéricos. ....	22	Figura 44. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de excavación de la contrabóveda. ....	34
Figura 17. Fase para sostenimiento Tipo I. ....	23	Figura 45. Desplazamientos totales en la sección 20+354 en la fase de avance 1, con una longitud de avance de 0.75m, con paraguas de micropilotes y pata de elefante. ....	35
Figura 18. Fase para sostenimiento Tipo II. ....	23	Figura 46. Desplazamientos totales en el sostenimiento cuando se realiza la fase 1 de avance. ....	35
Figura 19. Fase para sostenimiento Tipo III. ....	24	Figura 47. Desplazamientos totales en la sección 20+354 en la fase de destroza izquierda 1, con una longitud de destroza de 1.5m. ....	35
Figura 20. Fase para sostenimiento Tipo IV. ....	24	Figura 48. Desplazamientos totales en la sección 20+354 en la fase de excavación de la contrabóveda. ....	36
Figura 21. Fases de análisis de Plaxis 3D Tunnel para el sostenimiento Tipo IV. ....	25	Figura 49. Formación de cuñas bipolares durante la excavación del túnel (Tolentino, 2014). ....	38
Figura 22. Desplazamientos totales en la sección del túnel 21+204 en fase de excavación 3 con longitud de avance de 1.0 m. ....	25	Figura 50. Posibles modelos de cuñas tetraedrales que se pueden dar en la excavación del túnel 1 y 2. En el techo, 3 y 4. En las paredes del túnel (Tolentino, 2014). ....	38
Figura 23. Desplazamientos totales en la sección 21+204 en fase de excavación 3 con longitud de avance de 1.5m. ....	26	Figura 51. Vista de las cuñas. Caso I. ....	39
Figura 24. Desplazamientos totales en sostenimiento cuando se realiza la fase 3 de excavación con una longitud de avance de 1.50 m. ....	26	Figura 52. Vista de las cuñas. Caso II. ....	39
Figura 25. Desplazamientos totales en sostenimiento a una distancia de 4 longitudes de avance (6m) cuando se realiza la fase 3 de excavación. ....	26	Figura 53. Vista de las cuñas. Caso III. ....	40
Figura 26. Desplazamientos totales en la sección 20+253 en la fase de avance 2, con longitud de avance de 1.0m y distancia entre cerchas IPN140 de 1.0m. ....	27	Figura 54. Ejemplo de chimenea en un túnel. Fuente: Leopoldo Jordá Guijarro. ....	41
Figura 27. Desplazamientos totales en la sección 20+253 en la fase de avance 2, con longitud de avance de 1.0m y distancia entre cerchas IPN140 de 1.5 m. ....	27	Figura 55. Recomendaciones de emboquilles para túneles según el RMR modificado por Romana. Fuente: Uso de clasificaciones geomecánicas en las boquillas de túneles. (Romana, 2000). ....	42
Figura 28. Desplazamientos totales en la sección 20+253 en la fase de avance 2, con longitud de avance de 1.5m y distancia entre cerchas IPN140 de 1.5 m. ....	28	Figura 56. Ejemplo de chapa Bernold. Fuente: www.transgoal.es. ....	43
		Figura 57. Fases en el proceso de inyección del frente. ....	44

## Resumen de tablas.

Tabla 1. Caracterización geotécnica de los materiales. ....	6
Tabla 2. Valores de ESR en función de la importancia de la obra. Fuente: Barton (1988). Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system.....	11
Tabla 3. Cuadro resumen de los tipos de roca esperados y estimación de su sostenimiento preliminar. (*) Estos materiales se consideran como F C (Fuera de Clase) ya que tienen básicamente un comportamiento de tipo suelo. (**) 50 mm de hormigón proyectado en el frente de excavación.....	12
Tabla 4. Sostenimientos en función de los materiales representativos atravesados. (*) Estos materiales se consideran como FC (Fuera de Clase) ya que su comportamiento se considera como tipo suelo.....	13
Tabla 5. Características de los elementos de sostenimiento tipo Plate utilizados en el modelo. ....	17
Tabla 6. Características de los elementos de sostenimiento tipo geogrid utilizados en el modelo. ....	18
Tabla 7. Propiedades geotécnicas de los materiales. Modelo: JRM: Jointed Rock Model. M-C: Mohr-Coulomb. Tipo de drenaje: D: drenado. ....	20
Tabla 8. Propiedades geotécnicas de los materiales mejorados por tratamiento del frente. Modelo: M-C: Mohr-Coulomb. Drenaje: U: no drenado. ....	20
Tabla 9. Secciones del túnel analizadas con métodos numéricos.....	20
Tabla 10. Sostenimiento Tipo I optimizado por el análisis tenso-deformacional. ....	26
Tabla 11. Sostenimiento tipo II optimizado por el análisis tenso-deformacional.....	29
Tabla 12. Sostenimiento Tipo III optimizado por el análisis tenso-deformacional. ....	32
Tabla 13. Sostenimiento Tipo IV optimizado por el análisis tenso-deformacional.....	34
Tabla 14. Sostenimiento Tipo V optimizado por el análisis tenso-deformacional.....	36
Tabla 15. Deformaciones en los sostenimientos en las diferentes fases de excavación.....	37
Tabla 16. Tensiones normales efectivas. Caso I. ....	39
Tabla 17. Factores de seguridad para el Caso I. ....	39
Tabla 18. Tensiones normales efectivas. Caso II. ....	39
Tabla 19. Factores de seguridad para el Caso II. ....	40
Tabla 20. Tensiones normales efectivas. Caso III. ....	40
Tabla 21. Factores de seguridad para el Caso III. ....	40
Tabla 22. Propiedades de las lechadas para inyecciones de alta permeabilidad. ....	45
Tabla 23. Resistencia promedio a compresión uniaxial (MPa) de las lechadas para inyecciones de alta permeabilidad en función del tiempo (D=días). ....	45
Tabla 24. Propiedades físicoquímicas del microcemento. ....	45
Tabla 25. Propiedades reológicas y características mecánicas del microcemento en función de la relación agua/cemento (A/C).....	46
Tabla 26. Propiedades del superfluidificante.....	46
Tabla 27. Resumen de los sostenimientos planteados en función de la sección tratada.....	47

## 7. Anejo de excavabilidad.

## Índice

<b>1. Introducción.....</b>	<b>3</b>
<b>2. Objetivos.....</b>	<b>3</b>
<b>3. Alcance.....</b>	<b>3</b>
<b>4. Metodología.....</b>	<b>3</b>
<b>5. Criterios específicos de selección de máquinas TBM.....</b>	<b>3</b>
5.1. Dureza del macizo.....	3
5.2. Influencia de la fracturación.....	4
5.3. Abrasividad.....	4
5.4. Criterio de excavabilidad para tuneladoras según Biwniawski (2004).....	4
5.5. Conclusiones.....	4
<b>6. Criterios de excavabilidad mecánica en roca.....</b>	<b>4</b>
6.1. Límite económico de excavabilidad con rozadoras.....	5
6.2. Criterio de Romana (1993).....	5
6.3. Velocidad de las ondas sísmicas.....	5
6.4. Criterio de Hadjigeorgiu y Scoble 1988.....	6
6.5. Excavabilidad en función del espaciado de discontinuidades e Is.....	7
6.6. Rozabilidad en función de la resistencia.....	7
6.7. Índice Schimazek.....	7
6.8. Criterio de ripabilidad de Singh y Denby.....	8
6.9. Conclusiones.....	8

## 1. Introducción.

El presente anejo versa sobre la elección de los equipos de excavación óptimos para la ejecución del túnel. Trata no sobre la metodología constructiva, que como se puede observar en el anexo de alternativas es el NATM (Nuevo Método Austríaco), si no sobre cómo se ejecutará dicho método, en función de la excavabilidad del terreno, eligiendo entre los diversos métodos conocidos.

A partir de diversas recopilaciones bibliográficas, se definen los métodos aconsejados para la ejecución del túnel, para ello se recurre a los datos plasmados en el anexo geotécnico.

## 2. Objetivos.

El objetivo del presente anejo es la definición de la excavabilidad del túnel, así como la obtención del método óptimo para la ejecución del túnel Bombolí. Para ello se requiere definir unos objetivos específicos:

- Recopilación y análisis de la suficiente bibliografía para determinar la excavabilidad del terreno.
- Determinación de la excavabilidad del macizo.
- Obtención del método óptimo para la ejecución del túnel Bombolí.

## 3. Alcance.

El alcance del estudio comprende:

- Definición de los criterios para la caracterización del macizo.
- Determinación del macizo dentro de las clasificaciones de los diferentes autores.
- Definición de la excavabilidad del macizo.
- Determinación de los equipos necesarios.

## 4. Metodología.

El proceso seguido para la investigación de la excavabilidad de la zona afectada por la obra ha sido el siguiente:

1. Recopilación bibliográfica.
2. Validación de la información de la bibliografía recabada.
3. Estudio geotécnico del área de estudio.
4. Realización mediante comparativa con proyectos similares, tipología de obra y bibliografía recabada un estudio de la excavabilidad del terreno.
5. Determinación de la excavabilidad del macizo.
6. Definición del método constructivo óptimo.

## 5. Criterios específicos de selección de máquinas TBM.

Pese a que, en el anexo de estudio de alternativas, finalmente se descartó el uso de tuneladoras por la metodología NATM, este estudio se basó en el coste asociado a dichas máquinas y a su rendimiento; es decir, el estudio del análisis de alternativas requirió de un estudio que se contempla a continuación, obteniendo la idoneidad de las TBM para el caso.

Para el análisis se requiere hacer uso de los parámetros geomecánicos del macizo, estos son:

- Resistencias mecánicas.
- Dureza.
- Densidad y factores de esponjamiento.
- Abrasividad.
- Discontinuidades del macizo.
- Flujos de los caudales de agua.

### 5.1. Dureza del macizo.

Tratando la dureza del macizo, con la tecnología desarrollada y la experiencia adquirida, es difícil encontrar un macizo que no se pueda atravesar por las cabezas cortadoras. Actualmente, pueden ser excavables rocas de hasta 300 y 350 MPa de resistencia a compresión simple, sin tener en cuenta el criterio económico, evidentemente. El límite inferior se establece en torno a los 3 MPa con cortadores rotativos.

Los rendimientos óptimos para las tuneladoras se encuentran en materiales de dureza media y baja, en torno de los 500 kg/cm<sup>2</sup> a los 1 200 kg/cm<sup>2</sup>. No obstante, la elevada variabilidad en la dureza del macizo a lo largo del túnel, podría ser un impedimento para la ejecución mediante este método, siendo, muy seguramente, la mayor limitante en la ejecución de la obra.

El límite superior admitido por las TBM se da en probetas cúbicas, es por ello que se debe hacer la conversión a probetas cilíndricas de esbeltez igual o superior a 2 y un diámetro de 5.08 cm, siendo este valor inferior a los 350 MPa comentados anteriormente. Este valor se puede estimar entre 250 a 300 MPa con la geometría escogida, raramente alcanzados por las rocas. La problemática radica en el coste económico, el cual establece un límite aproximado de unos 120 MPa.

Para el avance de la tuneladora, la máquina utiliza apoyos directamente sobre el terreno a través de dos o más codales o *grippers*. Es por esto que la roca adyacente debe ser capaz de poder soportar dicha carga, dicha carga será directamente proporcional al peso de la maquinaria utilizada. En la siguiente tabla se muestra las presiones que la roca adyacente debe poder soportar, de manera genérica, en función del uso de codales o zapatas como método de apoyo.

Apoyo	Roca compact (Ø= 4-5 m)	Roca blanda (Ø=3m)
Codales	4 MPa	2 MPa
Zapata	2.5 MPa	1-2 MPa

Tabla 1. Presiones límite inferiores necesarias en la roca para el avance de la TBM.

No obstante, una resistencia a compresión simple de 2 MPa parece ser la mínima requerida para evitar el hundimiento de la zapata en la solera del túnel. Así pues, a continuación, se desarrolla una tabla de resistencias mínimas y máximas que harían posible la utilización de las TBM, teniendo en cuenta un RQD igual o superior a 90.

$Q_u$ (MPa)	Excavabilidad	$F_n$ (T)
6-12	Posible. Problemas de apoyo	Cualquiera
12-20	Posible. Muy adecuado	Cualquiera
20-60	Posible. Muy adecuado	>15
60-150	Posible. Problemas de empuje	>25
150-200	Posible, pero con dificultades de corte	>25
>200	Inviabile	-

Tabla 2. Viabilidad del uso de TBM en función de la resistencia a compresión simple.  $F_n$ : fuerza de empuje máxima por cortador en toneladas. Fuente: Manual de procedimientos constructivos de túneles. J.C. Guerra.

La resistencia a compresión simple observada en los diferentes estratos analizados y atravesados por la obra son:

Estrato	$q_u$ (MPa)
Andesitas	177
Tobas brechosas	5
Andesitas fracturadas	67
Areniscas, tobas y limolitas	17
Aglomerados, flujos piroclásticos y lahares	0.3
Fallas	0.18

Tabla 3. Resistencia a compresión simple de los estratos atravesados.

Encontramos alguna problemática con la presencia de los aglomerados, afortunadamente no se encuentra en la solera del túnel en los perfiles estudiados del túnel, por lo que no debería suponer una problemática excesiva. El caso de las fallas se asocia a potencias muy pequeñas y puntuales, debiendo tratarse esporádicamente. Finalmente, en las andesitas, tramo que sí que se recorre con cierta regularidad, encontramos que podrían empezar a haber problemas de corte.

La elevada variabilidad del terreno supone un problema para escoger este método constructivo. Además, encontramos estratos tanto en los límites superiores como inferiores, lo que puede llevar a un aumento de los problemas en obra.

## 5.2. Influencia de la fracturación.

La fracturación favorece cuantitativamente la excavación mecánica del macizo. Los parámetros relativos a la fracturación más influyentes de cara a la excavación son:

- Orientación de las fracturas.
- Espaciado de las fracturas.
- Dimensiones de los bloques conformados por las fracturas.

No obstante, no resulta posible correlacionar las necesidades de sostenimiento con un único parámetro, es por ello que se tiene que recurrir a las clasificaciones geomecánicas.

## 5.3. Abrasividad.

Cuando el macizo presenta estratos de roca abrasiva y resistente, el reemplazo de los elementos cortadores suele ser uno de los principales costes de ejecución. Ello, junto al descenso del rendimiento del avance, hace que sea factible pero no viable la ejecución de un túnel con roca resistente; es decir, el elevado coste económico que ello supone, supera a los otros factores en que se pudieran tener ventaja, estando en una enorme desventaja frente a métodos de perforación y voladura.

## 5.4. Criterio de excavabilidad para tuneladoras según Bieniawski (2004).

Bieniawski (2004) realizó un análisis den base a 3 sistemas de clasificación de rocas: Kirsten, Bieniawski y el de Barton. Indicando los límites superiores para el uso de tuneladoras. Dichos límites se muestran a continuación.

Índice	Sistema	Valor	Excavabilidad
Kirsten	N	$N > 1\ 000 - 10\ 000$	Muy difícil
Bieniawski	RMR	$RMR_{TBM} > 80$	Puede resultar problemática
		$RMR_{TBM} > 90$	Muy problemática
Barton	Q	$Q > 100 - 1\ 000$	Puede ser problemática

Tabla 4. Criterio de excavabilidad para tuneladoras según Bieniawski (2004). Fuente: Bieniawski (2004).

Se observa que en ningún momento se alcanzan los valores límite, siendo el valor de las andesitas el más problemático ( $RMR_{TBM} = 60$ ) con valores en el resto de los estratos inferiores a 40. Por lo tanto, según esta clasificación sí que podría ser factible el uso de TBM.

## 5.5. Conclusiones.

El uso de las TBM presenta una gran ventaja en cuanto a rendimientos si el macizo se encuentra con las características geotécnicas apropiadas. Siendo el rango donde se pueden encontrar estas características suficientemente amplio como para no considerarlo una peculiaridad aislada. No obstante, si no se encuentra en este rango puede dar lugar a grandes sobrecostes y una problemática considerable.

El macizo atravesado presenta gran disparidad de estratos, que van desde rocas duras a rocas muy meteorizadas, casi suelos, es por ello que esta elevada variabilidad hace muy costosa la elección de esta metodología. Además, algunos de los estratos están rozando el límite permitido para evitar roturas del terreno, por lo que no se recomienda el uso de esta metodología.

## 6. Criterios de excavabilidad mecánica en roca.

El siguiente capítulo trata el análisis de la excavabilidad del macizo, a partir de diversos criterios existentes, con la finalidad de obtener la solución óptima de los medios a utilizar para la construcción del túnel Bombolí.

La elección del método debe basarse en una función multivariable, recurriendo a la mayor información posible. Una de las fuentes que mayor información nos aporta son las propiedades del macizo, en relación con su excavabilidad, resistencia mecánica y abrasividad.

La ISRM (*International Society of Rock Mechanics*) recomienda el uso de la siguiente clasificación basada en la resistencia a compresión simple.

Clase	Resistencia, $\sigma_c$ (MPa)
Muy débil	<1.25
Débil	1.25 - 5
Moderadamente débil	5 - 12.5
Moderadamente resistente	12.5 - 50
Resistente	50-100
Muy resistente	100-200

Clase	Resistencia, $\sigma_c$ (MPa)
Extremadamente resistente	<200

Tabla 5. Criterio de valoración de excavación de rocas, según ISRM.

### 6.1. Límite económico de excavabilidad con rozadoras.

Las variables que pueden afectar al criterio económico para el uso de rozadoras son muy extensas, siendo, desde el punto de vista del rendimiento, el peso de la máquina la más relevante de ellas. En el caso de las rozadoras de eje transversal, este factor influye directamente con la reacción necesaria para producir el empuje sobre el frente, siendo una relación indirecta en el caso de las rozadoras de eje longitudinal (C.E. Tú, 1976 o Deliac, 1993).

La potencia necesaria en la cabeza para producir el giro útil de excavación es una condición necesaria pero no suficiente para el rozado, el C.E. Tu (1976) (Centro de Estudios de Túneles), propone la siguiente relación.

Peso (t)	Potencia (kW) en cabeza de corte	Resistencia de la roca (MPa)
10	30	20 a 30
10 a 30	30 a 50	50 a 60
30 a 70	50 a 200	80

Tabla 6. Relación de pesos de rozadoras y potencias en cabeza de corte necesarias en función de la resistencia a compresión simple de la roca. Fuente: C.E. Tú, 1976.

En la actualidad tenemos útiles capaces de obtener mayor potencia en la cabeza de corte, pudiendo ser utilizados en macizos rocosos con mayor resistencia a compresión simple. Sin embargo, el límite económico suele rondar los 60 MPa, siendo rara vez factible el uso de este tipo de maquinaria en rocas compactas, no fracturadas y con resistencia igual o superior a la mencionada.

Tipo de roca	Abrasividad	Resistencia de la roca (MPa)
Caliza	Escasa	115-141
Pizarra	Media	77-96
Arenisca	Alta	51-64

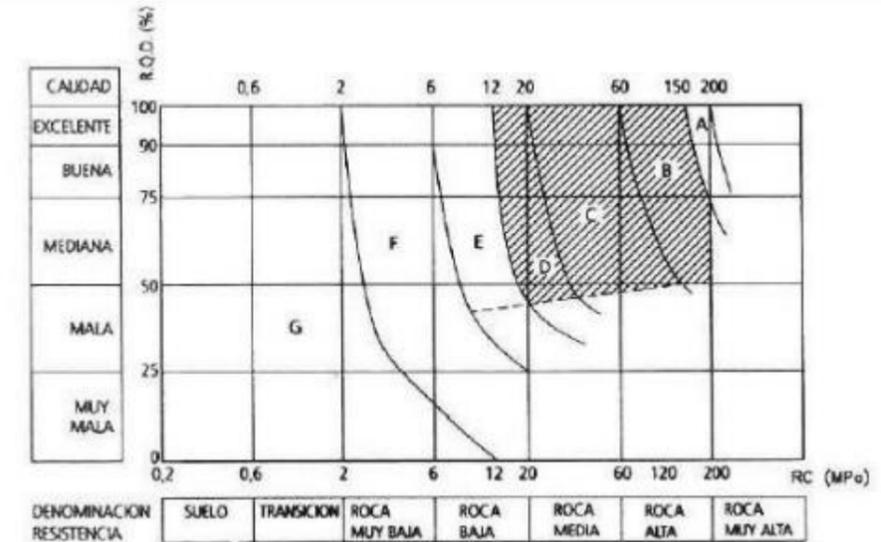
Tabla 7. Criterio de excavabilidad de las rocas. Fuente: Cornejo, 1988.

Estos valores propuestos por Cornejo (1988), se han criticado por ser demasiado optimistas, es por ello que se debe ir con cuidado en el uso de dicha tabla, escogiendo siempre límites inferiores o intermedios de los rangos.

Según la Tabla 3, donde encontramos las resistencias a compresión simple de los estratos atravesados, observamos que no habría problema en el uso de rozadoras para las tobas brechosas (5 Mpa), andesitas fracturadas (65 MPa), areniscas, tobas y limolitas (17 Mpa) y aglomerados y fallas (<1 MPa), siendo el mayor de los problemas en el paso de andesitas, con una resistencia a compresión simple superior a los 170 Mpa.

### 6.2. Criterio de Romana (1993).

Romana clasificó, en función del valor de la clasificación del RQD de la roca y su resistencia a compresión simple, una serie de zonas a partir de las cuales recomienda el uso de un método u otro.



ZONA	TOPO		ROZADORA			MARTILLO	PALA
	> 25 t	< 25 t	> 80 t	50 - 80 t	< 50 t		
A	Posible ?						
B	Adecuado	Posible ?	Posible ?				
C	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Adecuado			
D	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Posible	Posible ?	
E	Posible	Posible	Posible	Adecuado	Adecuado	Posible	Posible ?
F				Posible	Adecuado	Adecuado	Posible
G					Posible	Posible ?	Adecuado

Figura 1. Criterio de excavabilidad según Romana. Fuente: Romana, 1993.

A continuación, se muestran los valores de la calidad para los diferentes estratos estudiados:

- Andesitas: Buena.
- Tobas brechosas, areniscas, andesitas fracturadas: Muy mala.
- Flujo piroclásticos, aglomerados, lahares y escorias: Fuera de clase.
- Fallas y zonas de cizalla: Fuera de clase.

Por esta razón que, junto con el valor de resistencia a compresión simple mostrados en la Tabla 3, obtenemos que el primer grupo (Andesitas) está en la zona A, el segundo (Tobas brechosas) en la zona G y el resto estaría en zona G. Por lo que se recomienda el uso de topes con valor superior a 25 t de peso o explosivos, y posteriormente el uso de martillos o rozadoras de poco peso, combinado con palas excavadoras para el resto de los estratos.

### 6.3. Velocidad de las ondas sísmicas.

Del anejo geotécnico se pueden obtener los datos de las velocidades de las ondas sísmicas de los ensayos realizados en el trazado del túnel Bombolí. A partir de dichas velocidades se puede realizar un análisis de las diferentes excavabilidades de los estratos.

A continuación, se muestra el criterio de ripabilidad según las velocidades de las ondas sísmicas.

Criterio general de ripabilidad según la velocidad de las ondas sísmicas.	
Velocidad sísmica (m/s)	Excavabilidad
<1500	Rocas excavables con mototraíllas, excavadoras o tractores. No precisa voladura.
1500-2000	Ripado fácil. Excavación de estratos sin volar, algo difícil para excavadoras o tractores con ríper.
2000-2500	Ripado algo costoso. Voladuras ligeras (grandes longitudes de retacado, bajos consumos específicos).
2500-3000	Se precisan voladuras ligeras. Prevoladuras.
>3000	Voladuras importantes (Esquemas de perforación cerrados, pequeñas longitudes de retacado, altos consumos específicos).

Tabla 8. Criterio general de ripabilidad según la velocidad de las ondas sísmicas. Fuente: Ingeniería geológica. González de Vallejo.

Las andesitas se encuentran en el nivel geofísico 4, con una velocidad de las ondas sísmicas a su través de entre 2000 y 2500 m/s. En este rango, se podría determinar que la excavación consistiría en un ripado algo costoso complementado con el uso de voladuras ligeras.

#### 6.4. Criterio de Hadjigeorgiu y Scoble 1988.

Este criterio se basa en la determinación de un parámetro denominado Índice de excavabilidad (IE) con base empírica. Este parámetro se define a partir de 4 parámetros geomecánicos.

- Resistencia bajo carga puntual.
- Tamaño de bloque.
- Alteración.
- Disposición estructural relativa.

Definiéndose a partir de la siguiente fórmula:

$$IE = (I_S + B_S) * W * J_S$$

Donde:

- $I_S$ : Índice de resistencia bajo carga.
- $B_S$ : Índice de tamaño de bloque.
- $W$ : Índice de alteración.
- $J_S$ : Índice de disposición estructural relativa.

El criterio para el cálculo de los diferentes parámetros se expone en la siguiente tabla:

Clase	1	2	3	4	5
$I_S$ (50)	0.5	0.5-1.5	1.5-2.0	2.0-3.5	>3.5
Valoración $I_S$	10	10	15	20	25
Tamaño de bloque $J_v$ ; juntas/m <sup>3</sup>	Muy pequeño	Pequeño	Medio	Grande	Muy grande
Valoración $B_S$	30	10-30	3-10	1-3	1
	5	15	30	45	50
Alteración (W)	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Disposición estructural	Muy favorable	Favorable	Ligeramente fav.	Desfavorable	Muy desfav.
Valoración $J_S$	0.5	0.7	1.0	1.3	1.5

Tabla 9. Criterio de excavabilidad de Hadjigeorgiu y Scoble (1988).

Así pues, para el análisis de los estratos de andesitas y andesitas fracturadas obtenemos los siguientes valores.

Andesitas	
IE	22.4
$I_S$	25
$B_S$	15
W	0.8
$J_S$	0.7

Parámetros	Estado/valor	Valoración
$I_{S50}$ (MPa)	7.375	25
$J_v$ (juntas/m <sup>3</sup> )	13.636	15
Alteración	Moderada	0.8
Disposición estructural relativa	Favorable	0.7

Andesitas fracturadas	
IE	19.6
$I_S$	20
$B_S$	15
W	0.8
$J_S$	0.7

Parámetros	Estado/valor	Valoración
$I_{S50}$ (MPa)	2.708	20
$J_v$ (juntas/m <sup>3</sup> )	25.758	15
Alteración	Moderada	0.8
Disposición estructural relativa	Favorable	0.7

Tabla 10. Índice de excavabilidad de los estratos de Andesitas y andesitas fracturadas, así como sus cálculos. Fuente: elaboración propia.

A partir de la tabla facilitada por los autores, obtenemos la clase correspondiente de los dos estratos analizados.

Clase	Facilidad de excavación	IE
1	Muy fácil	<20
2	Fácil	20-30
3	Difícil	30-45
4	Muy difícil	45-55
5	Voladura	>55

Tabla 11. IE de Hadjigeorgiu y Scoble (1988). Fuente: Hadjigeorgiu y Scoble (1988).

Así pues, obtenemos que el estrato de andesitas se encuentra en la clase 2, asociado a una excavabilidad fácil, mientras que el estrato de andesitas fracturadas se encuentra en la clase 2 asociado a una excavabilidad muy fácil.

### 6.5. Excavabilidad en función del espaciado de discontinuidades e $I_s$ .

En base a la resistencia uniaxial y el espaciado de las discontinuidades es posible clasificar la roca en función de su excavabilidad, distinguiendo el uso de voladuras o medios mecánicos. Para ello, nos basamos en el gráfico de Franklin (1974).

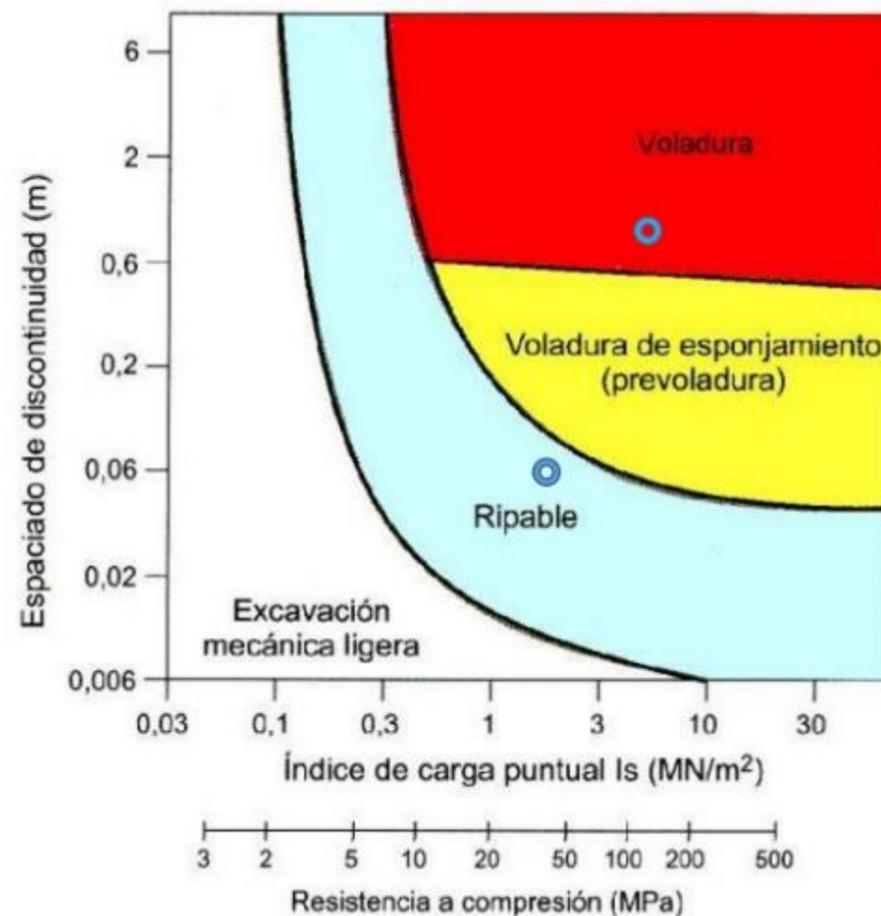


Figura 2. Clasificación de las rocas según su excavabilidad en base al espaciado y la resistencia a compresión simple (MPa). Fuente: Franklin (1974).

Observamos que las andesitas, con un  $I_s$  de 7.375 y un espaciado de 1 m, requerirían el uso de voladuras, no siendo así en el caso de las andesitas fracturadas, con un  $I_s$  de 2.71 y un espaciado de discontinuidad de 0.06m.

### 6.6. Rozabilidad en función de la resistencia.

También es posible realizar el estudio de la rozabilidad en función de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y la resistencia a tracción que presente. Clasificando entre rocas fácilmente rozables si el cociente entre estos dos parámetros es inferior a 0.1, y difícilmente rozables si es superior.

A continuación, se muestran los valores obtenidos para las andesitas y las andesitas fracturadas en función de su resistencia a compresión y tracción.

Estrato	RCS, $\sigma_c$ (MPa)	RT, $\sigma_T$ (MPa)	$\sigma_c / \sigma_T$	Rozabilidad
Andesitas	177	9	0.05	Fácilmente rozable
Andesitas fracturadas	65	8	0.12	Difícilmente rozable

Tabla 12. Estimación de la rozabilidad a partir de la resistencia a compresión y tracción de la matriz rocosa.

### 6.7. Índice Schimazek

El índice de Schimazek es uno de los parámetros más utilizados desde su elaboración por Schimazek y Kantz (1970, 1976) para el cálculo de la abrasividad en función de las características petrográficas y propiedades físicas. Este método tiene en cuenta no solo la resistencia a tracción, sino también, el tamaño medio de mineral y el porcentaje de cuarzo equivalente, el cual es difícil de obtener. Este parámetro cobra especial relevancia en el cálculo del presupuesto, ya que nos estimará el desgaste de los útiles de corte y, por ende, la frecuencia de sustitución.

El índice de Schimazek se obtiene de la siguiente forma:

$$F = Q * d_{50} * RT$$

Donde:

- F: coeficiente de abrasividad en N/mm.
- Q\*: contenido equivalente en cuarzo de los minerales abrasivos (%).
- $d_{50}$ : diámetro promedio del grano de cuarzo.
- RT: resistencia a tracción en N/mm<sup>2</sup>.

El valor Q\* se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Q * = 1.00 * (\%Cuazo) + 0.33 * (\%Feldespatos) + 0.40 * (\%Filosilicatos) + 0.03 * (\%Carbonatos)$$

El contenido de cuarzo equivalente se ha obtenido a partir de la media aritmética de los valores resultantes de la compresión modal de las muestras tomadas de los estratos de andesitas, obteniendo los siguientes resultados.

Material	F (N/mm)	F (kp/cm)	Q	$d_{50}$	$\sigma_T$ (N/mm <sup>2</sup> )
Andesitas	0.227	0.231	1.682	0.015	9
Andesitas fracturadas	0.202	0.206	1.682	0.015	8

Tabla 13. Cálculo del índice de Schimazek a los estratos de andesitas.

Los autores realizaron una clasificación en función del índice obtenido, a partir del cual se le otorgaba una rozabilidad asociada.

F (kp/cm)	Rozabilidad
0.8-1	Muy mala
0.6-0.8	Mala
0.5-0.6	Regular
0.4-0.5	Moderada
0.3-0.4	Buena
0.2-0.3	Muy buena

Tabla 14. Clasificación de la rozabilidad del material en función del valor del índice de Schimazek (F).

De esta forma obtenemos que para el estrato de andesitas con un valor del índice de Schimazek asociado de 0.231 kp/cm, la rozabilidad es "Muy buena", al igual que para las andesitas fracturadas con un valor del índice asociado de 0.206 kp/cm. No obstante, este método sólo nos permite una burda estimación, no clasificando la abrasividad; para ello debemos recurrir al índice de Cerchar (1970).

### 6.8. Criterio de ripabilidad de Singh y Denby.

Singh y Denby (1989) desarrollaron un índice de ripabilidad obtenido a partir de la suma de diversos factores como la resistencia a tracción del macizo, el grado de alteración y abrasividad y el espacio de las discontinuidades, además del índice de Hadjigeorgiu. Cada parámetro recibe una valoración, en este caso, se ha optado por un grado de abrasividad bajo, dato obtenido a partir del índice Cerchar.

Andesita	
Índice de Ripabilidad (IR)	61
Resistencia a tracción (MPa)	10
Grado de alteración	10
Grado de abrasividad	6
Espaciado de las discontinuidades	35

Parámetro	Valor	Valoración
Resistencia a tracción (MPa)	9	10
Grado de alteración	Moderado	10
Grado de abrasividad	Bajo	6
Espaciado de las discontinuidades	1	35

Ripabilidad	Difícil
Tipo de retroexcavadora	Pesada
Potencia (kW)	250-350
Peso (t)	35-55

Tabla 15. Valores de la ripabilidad de las andesitas según el criterio de Singh y Denby.

Andesitas fracturadas	
Índice de Ripabilidad (IR)	41
Resistencia a tracción (MPa)	10
Grado de alteración	10
Grado de abrasividad	6
Espaciado de las discontinuidades	15

Parámetro	Valor	Valoración
Resistencia a tracción (MPa)	8	10
Grado de alteración	Moderado	10
Grado de abrasividad	Bajo	6
Espaciado de las discontinuidades	0.06	15

Ripabilidad	Moderada
Tipo de retroexcavadora	Media
Potencia (kW)	150-250
Peso (t)	25-35

Tabla 16. Valores de ripabilidad de las andesitas fracturadas según el criterio de Singh y Denby.

De los resultados obtenidos se concluye que la excavabilidad será difícil en las andesitas, caso que concuerda con las velocidades de las ondas sísmicas obtenidas en los sondeos y su correlación correspondiente, siendo algo más sencillo en el caso de las andesitas fracturadas, algo que se esperaba debido a su elevado grado de alteración.

### 6.9. Conclusiones.

Se ha realizado un estudio en base a los diferentes criterios de uso más frecuente en la ejecución de excavaciones. Estos parámetros se han obtenido principalmente de las andesitas y las andesitas fracturadas, ya que los otros materiales presentan un grado de alteración lo suficientemente elevado como para conocer que no existirá ningún problema en cuanto a la excavabilidad se refiere, pudiendo realizarse con pala cargadora o retroexcavadora, con algún aporte puntual de rozadora o martillos, tal y como sugiere Romana (1993).

De los dos estratos más característicos, se ha obtenido que la excavabilidad es peor en el caso de las andesitas, teniendo que recurrirse a excavadoras pesadas de una potencia y peso recomendado de entre 250 a 350 kW y entre 35 a 55 toneladas respectivamente. Por su parte, en los estratos de andesitas fracturadas, la ripabilidad es moderada, pudiendo utilizarse retroexcavadoras medias con una potencia entre 150 a 250 kW y un peso de entre 25 a 35 toneladas. Se recomienda el uso de la retroexcavadora que presente una potencia mayor.

Franklin (1974) recomienda el uso de explosivos para las andesitas y el uso de rozadoras para las andesitas fracturadas en base a la resistencia a compresión simple y el espaciado entre discontinuidades que presentan los estratos.

Se concluye pues, que todos los criterios abogan por el uso de un método más potente en las andesitas que en las andesitas fracturadas, siendo el uso de rozadoras una de las mejores soluciones para ser conservadores en la ejecución de la obra. No obstante, se requerirá de un análisis de soluciones detallado para la obtención de qué maquinaria o método utilizar.

## Resumen de figuras.

Figura 1. Criterio de excavabilidad según Romana. Fuente: Romana, 1993.....	5
Figura 2. Clasificación de las rocas según su excavabilidad en base al espaciado y la resistencia a compresión simple (MPa). Fuente: Franklin (1974). ....	7

## Resumen de tablas.

Tabla 1. Presiones límite inferiores necesarias en la roca para el avance de la TBM. ....	3
Tabla 2. Viabilidad del uso de TBM en función de la resistencia a compresión simple. Fn: fuerza de empuje máxima por cortador en toneladas. Fuente: Manual de procedimientos constructivos de túneles. J.C. Guerra. ....	4
Tabla 3. Resistencia a compresión simple de los estratos atravesados. ....	4
Tabla 4. Criterio de excavabilidad para tuneladoras según Bieniaswki (2004). Fuente: Bieniawski (2004). ....	4
Tabla 5. Criterio de valoración de excavación de rocas, según ISRM. ....	5
Tabla 6. Relación de pesos de rozadoras y potencias en cabeza de corte necesarias en función de la resistencia a compresión simple de la roca. Fuente: C.E. Tú , 1976. ....	5
Tabla 7. Criterio de excavabilidad de las rocas. Fuente: Cornejo, 1988. ....	5
Tabla 8. Criterio general de ripabilidad según la velocidad de las ondas sísmicas. Fuente: Ingeniería geológica. González de Vallejo. ....	6
Tabla 9. Criterio de excavabilidad de Hadjigeorgiu y Scoble (1988). ....	6
Tabla 10. Índice de excavabilidad de los estratos de Andesitas y andesitas fracturadas, así como sus cálculos. Fuente: elaboración propia. ....	6
Tabla 11. IE de Hadjigeorgiu y Scoble (1988). Fuente: Hadjigeorgiu y Scoble (1988). ....	7
Tabla 12. Estimación de la rozabilidad a partir de la resistencia a compresión y tracción de la matriz rocosa. ....	7
Tabla 13. Cálculo del índice de Schimazek a los estratos de andesitas. ....	7
Tabla 14. Clasificación de la rozabilidad del material en función del valor del índice de Schimazek (F). ....	8
Tabla 15. Valores de la ripabilidad de las andesitas según el criterio de Singh y Denby. ....	8
Tabla 16. Valores de ripabilidad de las andesitas fracturadas según el criterio de Singh y Denby. ....	8

## 8. Anejo de estudio de alternativas.

## Índice

<b>1. Introducción</b>	<b>3</b>
<b>2. Antecedentes</b>	<b>3</b>
<b>3. Objetivos</b>	<b>3</b>
<b>4. Análisis de las alternativas del trazado</b>	<b>3</b>
4.1. Alternativa 1	3
4.2. Alternativa 2	4
4.3. Alternativa 3	5
4.4. Análisis de las alternativas	7
4.4.1. Movimiento de tierras	7
4.4.2. TRAZADO	7
4.4.3. Hidrología y geotecnia	7
4.4.4. Estabilidad de taludes	7
4.5. Riesgos	7
4.6. Selección de la alternativa óptima	8
4.7. Conclusiones del trazado	9
<b>5. Análisis de las alternativas del método constructivo</b>	<b>9</b>
5.1. Alternativa 1. Métodos convencionales	10
5.2. Alternativa 2. Método mixto excavación-entibación	10
5.3. Alternativa 3. Tuneladoras	11
5.4. Condicionantes técnicos	11
5.4.1. Longitud	11
5.4.2. Seguridad y experiencia	12
5.4.3. Tiempo de ejecución	12
5.5. Selección de la alternativa óptima	12
5.6. Conclusiones del método constructivo	13
<b>6. Análisis de alternativas de maquinaria</b>	<b>13</b>
6.1. Condicionantes técnicos	13
6.2. Alternativa 1. Perforación y voladura	13
6.3. Alternativa 2. Rozadoras	14
6.4. Alternativa 3. Retroexcavadoras combinadas con martillos hidráulicos	14
6.5. Selección de la alternativa óptima	15
6.6. Conclusiones de la maquinaria a utilizar	15

## 1. Introducción

En este Anexo se presenta el estudio de alternativas para el túnel de Bombolí y su enlace con la carretera actual.

Este apéndice se divide en seis apartados.

## 2. Antecedentes

Desde la promotora, para el caso, el Ministerio de Transporte y Obra Pública del Gobierno de Ecuador, se toma la decisión de ampliar la actual vía Alóag- Unión Toachi a 4 carriles, 2 por sentido de avance. El Gobierno de la Provincia de Pichicha considera la construcción de un túnel a la altura del sector Bombolí, comprendido entre las abscisas 20+221 a 21+959.

El túnel cuenta con un preestudio del año 2009, que, de acuerdo con los datos y parámetros considerados en el documento, se podría considerar como una prefactibilidad avanzada, por lo que resulta indispensable para los diseños definitivos.

Con este antecedente, se requiere realizar los estudios y diseños definitivos del túnel Bombolí de aproximadamente 1 740 m, y su posterior construcción. Parte de los estudios básicos de los diseños definitivos comprende el estudio de sostenimientos necesarios para garantizar la estabilidad del túnel. Este diseño depende de las características geotécnicas de los diferentes materiales identificados que atravesará el túnel Bombolí.

## 3. Objetivos.

El objetivo del presente documento es determinar y definir la alternativa de trazado óptima del túnel Bombolí, base del estudio de los diseños definitivos, la metodología constructiva del túnel Bombolí entre las abscisas 20+221 a 21+959, así como la maquinaria requerida para la construcción del mismo.

## 4. Análisis de las alternativas del trazado.

En el presente anejo se incluye el estudio de alternativas del trazado del túnel Bombolí. Los puntos donde comienzan y terminan los trazados son comunes en las tres alternativas propuestas. A continuación, se detallan las características más importantes de cada una de las alternativas.

### 4.1. Alternativa 1

La longitud total del trazado de la alternativa 1 es de 1.933,270 metros, siendo la longitud de excavación en mina de 1.742,400 metros. El portal de entrada se localiza en la abscisa 21+960,660 y el de salida en la 20+228,260. La pendiente en el interior del túnel es del 6,90%. Este trazado atraviesa, principalmente, materiales sedimentarios

de baja consistencia, brechas tobáceas, tobas brechosas, lahares y flujos lávicos. El portal de salida se localiza justo en una zona de material volcánico-sedimentario no consolidado con alto grado de meteorización, siendo necesario en esta zona sostenimiento muy pesado con tratamientos especiales y alto riesgo para la construcción. El trazado en planta y perfil de esta alternativa se adjunta en el anexo correspondiente. El volumen total de corte es de 2 503.830 m<sup>3</sup> y el de relleno de 7 021.64 m<sup>3</sup>.

Esta alternativa no contempla modificación alguna del trazado de la carretera existente ni en la zona del portal de entrada ni en la del de salida.

Muestra el estado de alineaciones de la alternativa 1:

	Longitud	Radio	Dirección	P.K. inicial	P.K. final	Ángulo girado
R1	32,324	-	S19° 17' 21"W	20+160,00	20+192,32	-
C1	158,876	300	-	20+192,32	20+351,20	30,3432
R2	1.215,393	-	S49° 37' 56"W	20+351,20	21+566,59	-
C2	507,507	500	-	21+566,59	22+074,10	58,1560
R3	19,165	-	N72° 12' 42"W	22+074,10	22+093,27	-

Tabla 1. Estado de alineaciones de la alternativa 1.

A continuación, se muestran los modelos en 3D de la Alternativa 1, donde se observa el trazado en planta y puede apreciarse el movimiento de tierras resultante en el portal de entrada y salida:

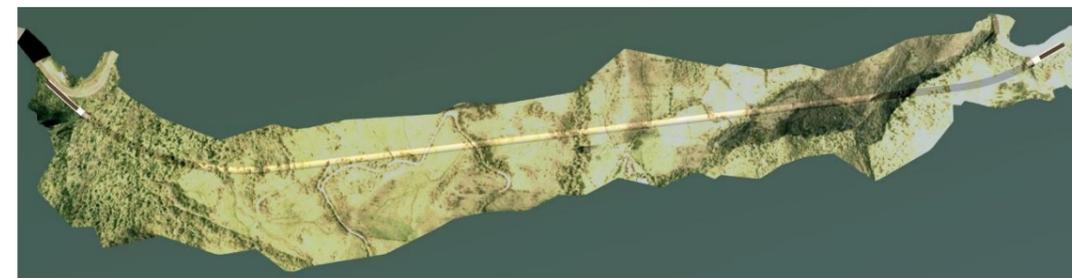


Figura 1. Trazado en planta de la alternativa 1.



Figura 2. Detalle del portal de entrada de la Alternativa 1.



Figura 3. detalle del portal de salida de la Alternativa 1.

#### 4.2. Alternativa 2.

La longitud total del trazado de la alternativa 2 es de 1.949,86 metros, siendo la longitud de excavación en mina de 1.676,59 metros. El portal de entrada se localiza en la abscisa 21+976,540 y el de salida en la 20+299,950. La pendiente en el interior del túnel es del 6,91%. Este trazado atraviesa, al igual que la alternativa 1, materiales sedimentarios de baja consistencia, brechas tobáceas, tobas brechosas, lahares y flujos lávicos. Para evitar atravesar la falla existente y el material poco competente que se encuentra en las inmediaciones del portal de salida de la alternativa 1, se propone desplazar ese portal 20 metros en dirección sur-oeste. El trazado en planta y perfil de esta alternativa se adjunta en el Anexo 3. El volumen total de corte es de 4.126,77 m<sup>3</sup> y el de relleno de 8.761,59 m<sup>3</sup>.

Esta alternativa contempla la modificación del trazado de la carretera existente en la zona del portal de salida, siendo necesaria la construcción de muros anclados para ampliar la vía.

A continuación, se detallan el estado de alineaciones de la alternativa 2, junto con el tramo de la carretera existente que se plantea modificar:

	Longitud	Radio	Dirección	P.K. inicial	P.K. final	Ángulo girado
R1	12,634	-	S19° 17' 21"W	20+160,00	20+172,63	-
C1	81,707	80	-	20+172,63	20+254,34	58,5186
R2	106,657	-	S77° 48' 28"W	20+254,34	20+361,00	-
C2	247,541	400	-	20+361,00	20+608,54	35,4577
R3	962,176	-	S42° 21' 00"W	20+608,54	21+570,72	-
C3	513,951	450	-	21+567,72	22+084,67	64,4383
R4	25,189	-	N72° 12' 42"W	22+084,67	22+109,86	-

Tabla 2. Estado de alineaciones Alternativa 2 (sentido túnel Bombolí).

	Longitud	Radio	Dirección	P.K. Inicial	P.K. Final	Ángulo girado
R1	20.682		S22° 41' 29"W	20+160.00	20+180.68	
C1	115.818	57.885		20+180.68	20+296.50	114.6393
R2	9.728		N42° 40' 09"W	20+296.50	20+306.23	
C2	32.085	50.000		20+306.23	20+338.31	36.7665
R3	59.801		N79° 26' 08"W	20+338.31	20+398.11	

Tabla 3. Estado de alineaciones Alternativa 2 (tramo modificado sentido Sto. Domingo - Alóag)

A continuación, se muestran los modelos en 3D de la Alternativa 2, donde se observa el trazado en planta y puede apreciarse el movimiento de tierras resultante en el portal de entrada y salida:

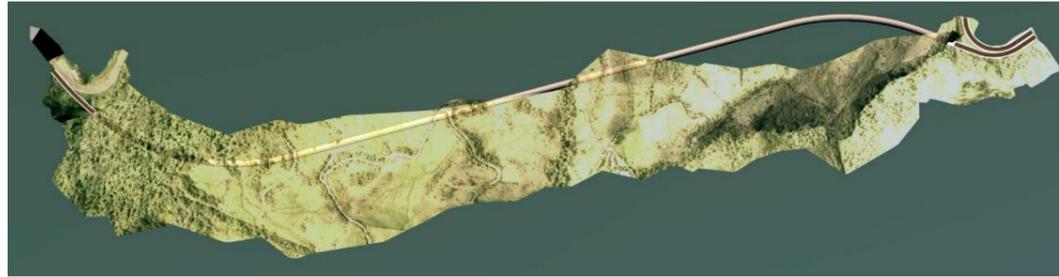


Figura 4. Trazado en planta de la Alternativa 2.

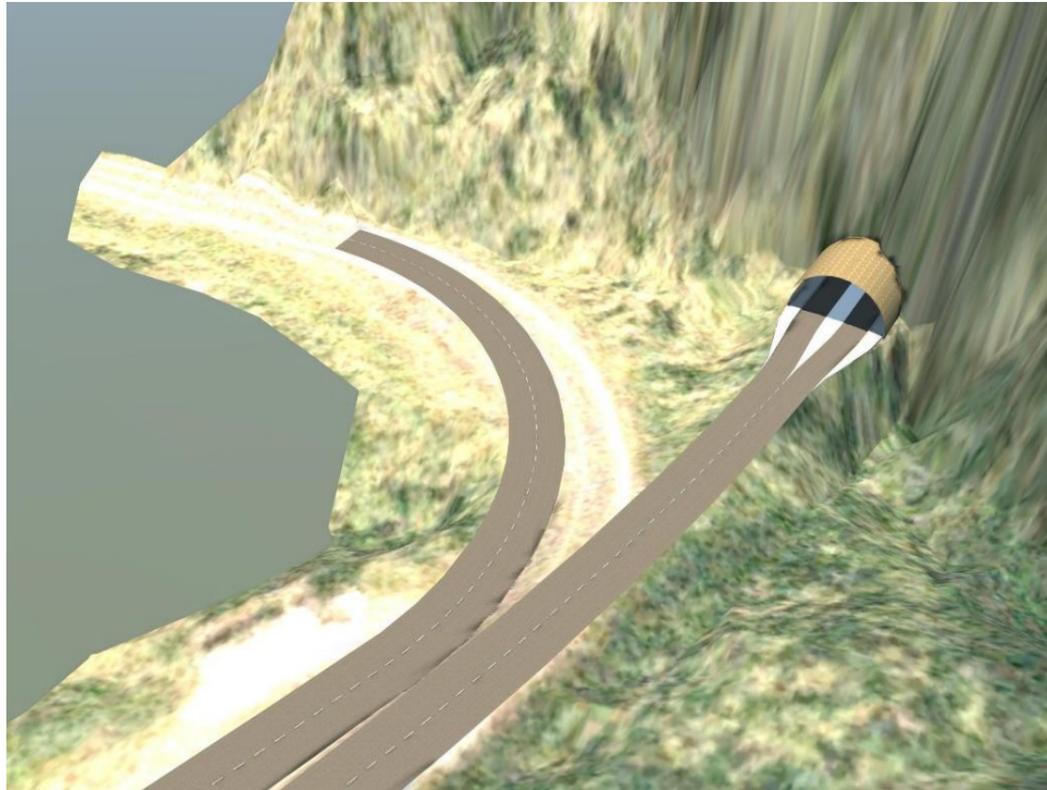


Figura 5. Detalle del portal de entrada de la Alternativa 2



Figura 6. Detalle del portal de salida de la Alternativa 2.

#### 4.3. Alternativa 3

La longitud total del trazado de la alternativa 3 es de 1.956,07 metros, siendo la longitud de excavación en mina de 1.666,92 metros. El portal de entrada se localiza en la abscisa 21+978,520 y el de salida en la 20+311,600. La pendiente en el interior del túnel es del 6,99%. Este trazado atraviesa, al igual que la alternativa 1 y 2, materiales sedimentarios de baja consistencia, brechas tobáceas, tobas brechosas, lahares y flujos lávicos. El portal de salida se sitúa de forma que la excavación en mina no atravesase ni la falla existente ni el material poco competente que se atraviesa en la alternativa 1. El trazado en planta y perfil de esta alternativa se adjunta en el Anexo 4. El volumen total de corte es de 8.029,52 m<sup>3</sup> y el de relleno de 7.236,60 m<sup>3</sup>.

Esta alternativa, al igual que la alternativa 1, no contempla modificación alguna del trazado de la carretera existente ni en la zona del portal de entrada ni en la del de salida.

	Longitud	Radio	Dirección	P.K. inicial	P.K. final	Ángulo girado
R1	20,660	-	S18° 59' 39"W	20+160,00	20+181,66	-
C1	79,493	80	-	20+181,66	20+261,15	56,9327
R2	101,139	-	S73° 23 15"W	20+261,15	20+362,29	-
C2	234,953	400	-	20+362,29	20+597,24	33,6546
R3	931,828	-	S42°07' 29"W	20+597,24	21+529,07	-
C3	562,589	492	-	21+529,07	22+091,66	65,5162
R4	20,123	-	N72° 12' 42"W	22+091,66	22+111,79	-

Tabla 4. Estado de alineaciones de la Alternativa 3.

A continuación, se muestran los modelos en 3D de la Alternativa 3, donde se observa el trazado en planta y puede apreciarse el movimiento de tierras resultante en el portal de entrada y salida:

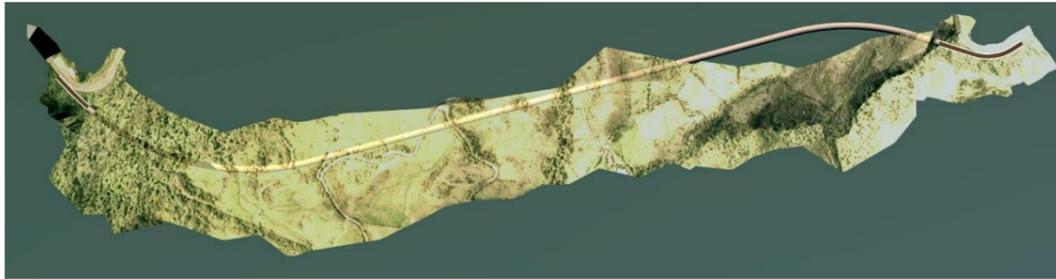


Figura 7. Trazado en planta de la Alternativa 3.



Figura 8. Detalle del portal de entrada de la Alternativa 3.



Figura 9. Detalle del portal de salida de la Alternativa 3.

#### 4.4. Análisis de las alternativas.

El análisis de alternativas se ha realizado atendiendo a los siguientes criterios:

##### 4.4.1. Movimiento de tierras.

Se han considerado los volúmenes totales de corte y relleno en cada una de las alternativas. En la alternativa 2 el relleno es mucho mayor debido al volumen necesario en el trasdós del muro anclado que se ha proyectado para ampliar la calzada. El balance total de movimiento de tierras de las dos primeras alternativas es similar; en la tercera alternativa es mucho menor porque los volúmenes se compensan.

##### 4.4.2. TRAZADO

En cuanto a la longitud total de los trazados, las tres alternativas son similares, siendo la mayor diferencia entre la alternativa 1 y la 3 de 22,80 metros. En cuanto a la longitud del túnel, sí es más notable la diferencia entre la alternativa 1, con 1.742,4 metros, y la alternativa 3, con 1.666,92 metros. El valor de la pendiente en el interior del túnel es prácticamente el mismo en las tres alternativas.

Respecto al estado de alineaciones, queda detallado en cada una de las alternativas; destacar que la alternativa con el menor radio de curvatura a lo largo del trazado es la alternativa 2.

##### 4.4.3. Hidrología y geotecnia.

Desde el punto de vista de la geología, la alternativa más desfavorable es la primera. Como se ha indicado anteriormente, esta alternativa atraviesa una zona de material volcánico-sedimentario no consolidado con alto grado de meteorización en la zona del portal de salida que aumenta el grado de dificultad durante la construcción de ese emboquille. También se han considerado el número de cruces de cauces fluviales y de estructuras geológicas, siendo la alternativa 1 la más desfavorable dado que el túnel atraviesa el cauce que se encuentra en el portal de salida.

##### 4.4.4. Estabilidad de taludes.

Dada la topografía de la zona, otro aspecto a tener en cuenta es la estabilidad de los taludes resultantes una vez ejecutado el movimiento de tierras de cada alternativa. Puesto que la alternativa 1 es la que menor volumen de movimiento de tierras implica, la estabilización de los taludes, tanto en la zona del portal de entrada como en el de salida, se va a llevar a cabo mediante métodos convencionales. En la alternativa 2 se ha planteado la ejecución de un muro anclado en la zona del portal de salida del túnel para ampliar la calzada, buscando que ese trazado no atraviese la quebrada existente en el emboquille de salida. En la alternativa 3 se propone un mayor movimiento de tierras, sobre todo en el portal de salida, con el objeto de evitar la zona de material volcánico-sedimentario no consolidado con alto grado de meteorización y esquivar la quebrada existente. En este caso, los taludes resultantes son de gran envergadura, por lo que se plantea realizar métodos más exigentes de estabilización y mitigación.

#### 4.5. Riesgos.

Atendiendo a los riesgos derivados de la construcción de cada una de las alternativas, se valoran los riesgos durante el proceso constructivo y los persistentes una vez terminado el túnel Bombolí.

La localización del portal de entrada es la misma en las tres alternativas, así que, para el comparativo entre alternativas, se han analizado los riesgos presentes en la zona del portal de salida del túnel Bombolí.

En la alternativa 1, el portal de salida atraviesa el material poco competente mencionado anteriormente, como consecuencia de ello se puede desprender gran cantidad de material durante la excavación. Una vez ejecutado el sostenimiento proyectado, se minimiza el riesgo.

Respecto a la alternativa 2, la construcción del muro anclado para ampliar la calzada implica un alto riesgo durante la ejecución de la obra, aunque se minimiza el riesgo de desprendimiento en el portal de salida cambiando su localización a una zona de material competente. Una vez terminadas las obras, el riesgo del muro anclado se ha calificado como medio por la dificultad de su ejecución.

En cuanto a la alternativa 3, se evita la zona de material no competente y no se descarta la opción del muro anclado porque no es necesario ampliar la vía, pero, por el contrario, implica la ejecución de cortes en el talud de altura variable con lo que el riesgo se ha calificado como medio. Durante la explotación de la vía, también se ha calificado el riesgo como medio debido a los posibles problemas de inestabilidad de ladera que puedan acontecer en los taludes del portal de salida del túnel.

La Tabla 5 presenta un cuadro resumen de las características más relevantes de cada una de las tres alternativas y la valoración de los criterios antes mencionados.

Después de analizar cada alternativa por separado y comparándolas conjuntamente, se presenta la Tabla 6 con las ventajas y desventajas que plantean cada una de ellas.

	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
<b>Movimiento de tierras</b>			
Corte	2.503,830	4.126,770	8.029,520
Relleno	7.021,640	8.761,720	7.236,600
<b>Trazado</b>			
Abscisa Entrada	21+960,660	21+976,540	21+978,520
Abscisa Salida	20+218,260	20+299,950	20+311,600
Longitud mina	1.742,400	1.676,590	1.666,920
Pendiente	6,90	6,91	6,99
R <sub>min</sub> trazado	300	80	80
R <sub>min</sub> túnel	300	400	400
<b>Hidrología y geología</b>			
Cruce cauces	2	1	1
cruce fallas en túnel	9	8	8
geotecnia en portales	desfavorable	favorable	favorable
<b>Estabilidad de taludes</b>			
muro anclado	no	si	no
Revestimiento talud	medio	bajo	muy alto
<b>Riesgos</b>			
Fase constructiva	Alto	Muy alto	Medio
Fase explotación	Bajo	Medio	Medio
<b>Impacto Ambiental.</b>			
	Bajo	Medio	Alto

Tabla 5. Tabla resumen de características de las tres alternativas de trazado.

	Ventajas	Desventajas
Alternativa 1	Trazado geométrico favorable	Características geotécnicas malas en el portal de salida
Alternativa 2	Características geotécnicas buenas en el portal de salida. El túnel no cruza la falla en la salida Menor longitud de túnel	Desmontes con alturas de hasta 35 m Curva y contracurva en salida Necesidad de encauzamiento de agua de la quebrada en la salida
Alternativa 3	Poco desmonte Características geotécnicas buenas en el portal de salida El túnel no cruza la falla en la salida Menor longitud de túnel	Relleno con muro (no es posible cuantificar cuánto por no tener topografía) Se modifica el trazado del eje existente. Curva y contracurva en salida. Necesidad de encauzamiento de agua de la quebrada en la salida

Tabla 6. Resumen ventajas/desventajas de las tres alternativas de trazado.

#### 4.6. Selección de la alternativa óptima.

La elección de la alternativa más adecuada viene condicionada por un amplio listado de aspectos, pero en este estudio solo se consideran los que serán condicionantes durante la ejecución y los que implican la seguridad de los usuarios de la vía una vez ejecutado el túnel Bombolí. Se consideran criterios de tipo cuantitativo, en los cuales se han comparado los valores de cálculo de cada alternativa, y criterios cualitativos basados en las prospecciones de campo realizadas y en la experiencia en anteriores proyectos similares. A continuación, se muestra resultados obtenidos para las diferentes alternativas propuestas:

		Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
Movimiento de tierras	Corte	2.503,83	4.126,77	8.029,52
	Relleno	7.021,64	8.761,72	7.236,60
Trazado	Longitud mina	1.742,40	1.676,59	1.666,92
	R <sub>min</sub> trazado	300	80	80
Hidrología y geotecnia	Cruce cauces	1	2	1
	cruce fallas en túnel	9	8	8
	geotecnia en portales	desfavorable	favorable	favorable
Estabilidad de taludes	muro anclado	no	si	no
	estabilización talud	medio	bajo	medio
Riesgos	Fase constructiva	alto	muy alto	bajo
	Fase explotación	bajo	medio	medio

Tabla 7. Evaluación de criterios para las tres alternativas de trazado.

La siguiente tabla muestra la matriz de valoración de criterios para cada una de las alternativas. En cuanto al movimiento de tierras, trazado, hidrología y geotecnia y cruce de fallas. Se han considerado los valores reales de cálculo para cada alternativa, tomando como referencia el valor de la alternativa más favorable para cada criterio y asignando valor unidad. El resto de los criterios se han evaluado de acuerdo con la tabla de evaluación de criterios cualitativos.

		Valoración				%	Ponderación		
		ALT. 1	ALT. 2	ALT. 3	ALT. 1		ALT. 2	ALT. 3	
Movimiento de tierras	Corte	1,00	0,61	0,31	10	10,00	6,07	3,12	
	Relleno	1,00	0,80	0,97	10	10,00	8,01	9,70	
Trazado	Longitud mina	0,96	0,99	1,00	20	19,13	19,88	20,00	
	R <sub>min</sub> trazado	1,00	0,50	0,50	5	5,00	2,50	2,50	
Hidrología y geotecnia	Cruce cauces	1,00	0,50	1,00	10	10,00	5,00	10,00	
	cruce fallas en túnel	0,89	1,00	1,00	10	8,89	10,00	10,00	
	geotecnia en portales	0,5	1,0	1,0	15	7,50	15,00	15,00	
Estabilidad de taludes	muro anclado	1,0	0,5	1,0	5	5,00	2,50	5,00	
	estabilización talud	0,6	0,8	0,6	5	3,00	4,00	3,00	
Riesgos	Fase constructiva	0,4	0,2	0,8	5	2,00	1,00	4,00	
	Fase explotación	0,8	0,6	0,6	5	4,00	3,00	3,00	
Total		9,15	7,50	8,78	100	84,52	76,97	85,32	

Tabla 8. Valoración y ponderación de criterios para las tres alternativas de trazado.

Cualificación	Valor
R <sub>min</sub> entre (50-100)	0,5
R <sub>min</sub> entre (100-200)	0,75
R <sub>min</sub> entre (200-300)	1
muy bajo	1
bajo	0,8
medio	0,6
alto	0,4
muy alto	0,2
favorable	1
desfavorable	0,5
si	0,5
no	1

Tabla 9. Tabla de valoración de criterios cualitativos

#### 4.7. Conclusiones del trazado.

En este documento se ha llevado a cabo el estudio de alternativas para el Túnel de Bombolí.

Así, una vez cuantificados todos los criterios y, tras haber ponderado la importancia que cada uno implica en la ejecución de túnel Bombolí, la alternativa cuya valoración total resulta mayor es la **alternativa 3**.

Esta alternativa resulta ventajosa respecto de la alternativa 1 porque al desplazar el portal de salida del túnel, no se atraviesa tan gran cantidad de material no competente (abaratando el costo de la ejecución de la obra), además se evita la construcción del muro anclado (existente en la alternativa 2) dado que no es necesario modificar el trazado de la carretera existente.

De tal modo que se concluye que el Túnel de Bombolí se va a diseñar de acuerdo al trazado en planta y perfil correspondiente a la alternativa 3.

## 5. Análisis de las alternativas del método constructivo.

En el presente capítulo se incluye el estudio del método constructivo del túnel Bombolí, en base a las características geotécnicas, longitud, presupuesto, etc. obtenidos a partir de otros anejos presentes en el trabajo, así como información obtenida incluida en la bibliografía.

En primer lugar se realizará una distinción de los métodos constructivos tradicionales frente a los mixtos y el uso de tuneladoras.

### 5.1. Alternativa 1. Métodos convencionales.

Los métodos constructivos convencionales para la ejecución de túneles contemplados han sido dos, por un lado el método Belga y por otro el método Alemán. Ambos métodos presentan características muy similares y es por ello por lo que se les ha agrupado en una única alternativa, teniendo que elegir posteriormente, en el caso de la elección de ésta, el método correspondiente en base a las características geotécnicas del terreno. Es muy probable que se tuviera que ir alternando de alternativa en función de los estratos atravesados.

El método Belga modificado o clásico de Madrid debido a su amplio uso en la construcción del metro de Madrid, consiste en un esquema de trabajo del método Belga (Melis et. al., 2003) con las siguientes etapas:

1. Excavación y entibación de la bóveda.
2. Encofrado y hormigonado de la bóveda.
3. Inyecciones del trasdós de la bóveda.
4. Excavación de la destroza central de la semisección inferior.
5. Excavación de los hastiales por bataches.
6. Encofrado y hormigonado de los hastiales.
7. Destroza o excavación de la contrabóveda o solera.
8. Ejecución de una nueva inyección del trasdós del túnel.



Figura 10. Proceso constructivo del método belga. Fuente: civilgeeks.

La excavación de la bóveda constituye uno de los puntos más críticos de este proceso, siendo el primero de ellos y donde suele aparecer la mayor problemática. La excavación se puede realizar por métodos manuales como por maquinaria.

Por otra parte, contamos con el método alemán, que consiste en las siguientes fases constructivas.

1. Excavación y sostenimiento de los hastiales. Pudiendo dividirse la excavación de estos en función de la geometría y características geotécnicas.
2. Excavación de la mitad superior de los hastiales y hormigonado.

3. Excavación de la bóveda, mediante el sistema de avance de galerías en la coronación y ensanche lateral, y su correspondiente entibación.
4. Encofrado y hormigonado de la bóveda en todo su ancho.
5. Inyección en el trasdós de la bóveda.
6. Excavación en destroza, por fases.
7. Excavación y hormigonado de la contrabóveda.

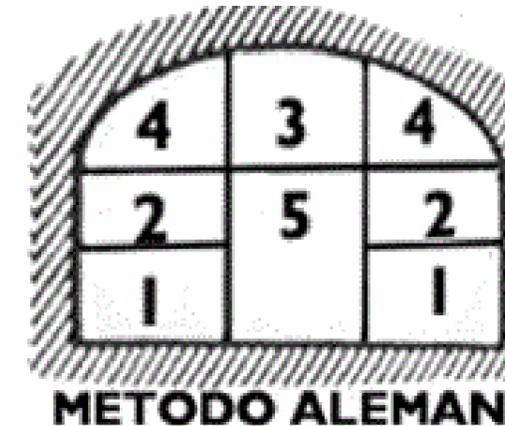


Figura 11. Proceso constructivo del método alemán. Fuente: civilgeeks.

Durante la excavación de la bóveda, se van excavando unas "costillas" que finalmente forman parte de la propia bóveda. Es buena práctica la reinyección del trasdós de los puntos más problemáticos para conseguir su impermeabilización.

### 5.2. Alternativa 2. Método mixto excavación-entibación.

Para el método mixto de excavación-entibación, se ha propuesto el nuevo método austríaco o NATM de sus siglas en inglés "New Austrian Tunneling Method", este método se basa en la teoría del empleo y aplicación de un sostenimiento de tipo flexible, permitiendo al terreno deformarse de manera controlada hasta llegar a su estabilidad. De este modo, el propio terreno junto con el sostenimiento empleado, forman parte de los elementos resistentes del túnel, pudiendo minimizar los espesores del sostenimiento utilizado.

Para ello, se utilizan sostenimientos basados en hormigón proyectado y/o bulones actuando simultáneamente.

El ciclo de trabajo consta de las siguientes fases:

1. Excavación de la sección de avance y recogida del escombro.
2. Colocación del sostenimiento de avance.
3. Excavación de la destroza y recogida del escombro.
4. Colocación del sostenimiento de la destroza.
5. Hormigonado de la solera y/o contrabóveda.

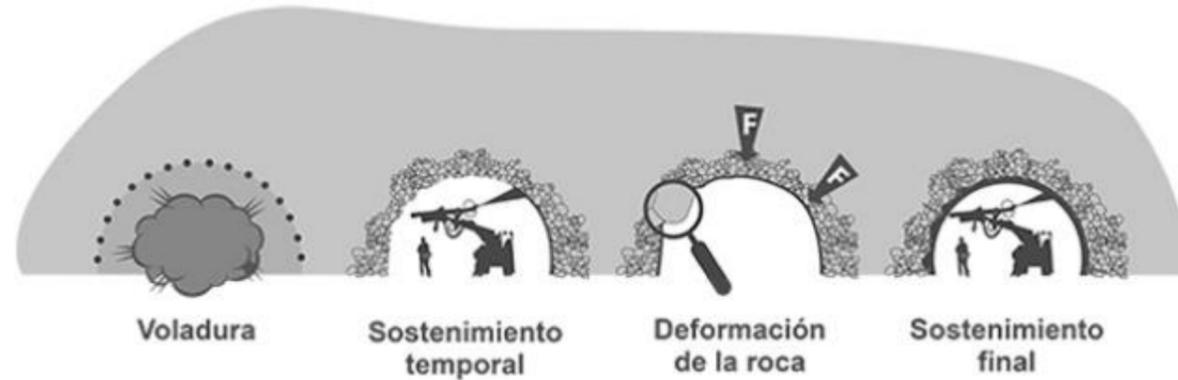


Figura 12. Proceso constructivo del NATM. Fuente: Putzmeister.

### 5.3. Alternativa 3. Tuneladoras.

Las tuneladoras o TBM de sus siglas en inglés "Tunnel Boring Machine", son máquinas capaces de excavar un túnel a sección completa, de manera mecánica y continua, combinando esta acción con el desescombro y, en ocasiones, con el recubrimiento de manera simultánea.

La excavación se produce a partir de la cabeza rotatoria, con un diámetro igual al deseado para el túnel. El material excavado es arrastrado a la parte posterior de la máquina a través de una cinta transportadora.

Existen dos tipologías de tuneladoras bien diferenciadas: las "topos" y las "Shield Machine" (S.M.), distintas según el uso que se les da, siendo el primer caso de ellas rocas medias y duras, y la segunda de ellas para suelos y rocas blandas. Dentro de las topas, encontramos diferentes tipos:

- TBM abierta convencional o *grippers*: para roca dura.
- TBM mixta: de escudo simple o sencillo de frente abierto para rocas blandas o muy fracturadas y de doble escudo para terrenos heterogéneos.
- TBM especiales: como pudiera ser la "Duplex ensanchador" o para planos inclinados.

Debido a las condiciones geotécnicas del terreno, debería usarse una TBM mixta de escudo simple o doble, siendo lo más recomendable una de simple escudo.

Las fases para la excavación son:

1. Extensión de los codales y excavación mediante el giro de la cabeza.
2. Extensión de los soportes traseros.
3. Retracción de los codales y avance de la TBM.
4. Detención del avance y retracción de los soportes traseros.

### 5.4. Condicionantes técnicos.

A continuación se presenta el análisis de las alternativas planteadas a partir de diferentes puntos de vista relevantes para la ejecución del proyecto. Cabe destacar que no se trata de un estudio de viabilidad, ni tampoco se incluirán aquellas alternativas que no pudieran realizarse, este estudio tiene la finalidad de encontrar la solución óptima en base a una función multicriterio ponderada, es decir, a cada criterio se le asocia una puntuación, que

será multiplicada por un factor en función del peso que se le quiera asociar al mismo. Así pues, por ejemplo, a una característica que no encontremos demasiado importante se le puede poner un peso inferior a una que realmente la encontremos relevante.

#### 5.4.1. Longitud.

En función de la longitud del túnel, se puede establecer un rango donde resulta factible el uso de una metodología u otra. A mayor longitud, el rendimiento de las TBM resulta ventajoso frente a los métodos convencionales, amortizando la inversión inicial y consiguiendo plazos más cortos.

Por lo tanto, el empleo de estas máquinas sólo está justificado en túneles con una longitud suficiente, con una longitud mínima aproximada de entre 4 a 5 km (V. Yepes et. al. 2012). No obstante, otros autores son un poco más permisivos con estos valores, ya que no resulta necesario la creación de nueva maquinaria, habiendo un stock de TBM relativamente importante comparada con los inicios de su uso, Sauer (2004), por su parte, realizó un estudio comparativo a nivel económico de estas metodologías, llegando a la siguiente gráfica.

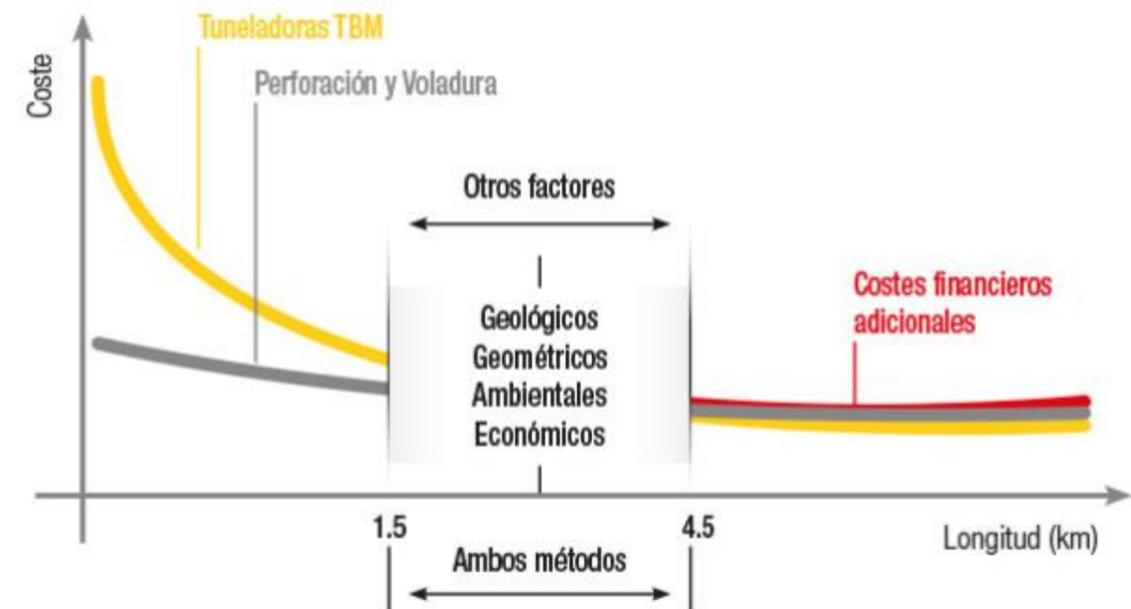


Figura 13. Comparativa de costes de construcción entre TBM y métodos convencionales (Sauer, 2004).

Hasta una longitud de 1.5 km, es recomendable el uso de metodología convencional o mixta, mientras que a partir de los 4.5 km, es conveniente recurrir a TBM, debido a sus ventajas en seguridad, rendimiento y menor afección en el entorno. En el rango intermedio, se requiere de un estudio detallado de los demás criterios. En nuestro caso, la longitud alcanza los 1.738 km, estando en el límite inferior de este rango, es por ello que este criterio no puede ser el único contemplado, sin embargo, se puede vislumbrar que métodos convencionales y mixtos, a priori, pudieran resultar ventajosos.

#### 5.4.2. Seguridad y experiencia.

Si bien, estas dos características pudieran analizarse por separado, se ha decidido agruparlas al momento de mencionarlas debido a su interrelación, donde se deduce una relación directamente proporcional, a mayor experiencia en el método utilizado, mayor seguridad, normalmente. No solo en cuanto a seguridad del personal, sino de la propia obra, pudiendo ajustar más los tiempos previstos, los costes, etc. dejando en menor proporción al fortuito.

En este apartado, se puede asegurar que, pese a haber una mayor experiencia en los métodos constructivos convencionales y mixtos, con un gran abanico de ejemplos a lo largo del país, las tuneladoras presentan una seguridad del personal que pocos elementos pueden alcanzar, debido a que el personal no tiene que trabajar en el frente de la excavación, pudiendo trabajar, en algunas ocasiones en el interior de la máquina, o en la parte posterior, donde dependiendo de la TBM utilizada, ya estaría estabilizado el terreno, con el sostenimiento ya aplicado.

Por otro lado, la experiencia en el uso de máquinas tuneladoras no es comparable con la asociada a los métodos convencionales o mixtos. Pudiendo aplicarse una mayor versatilidad en el momento que se encontrase alguna problemática.

#### 5.4.3. Tiempo de ejecución.

Uno de los parámetros más importantes a la hora de ejecutar una obra radica en el plazo temporal que se requerirá.

En el caso tratado, esta obra afectará al uso cotidiano de la vía Alóag-Santo Domingo, donde los usuarios sufrirán, muy seguramente, retenciones y demás afecciones debidas al acopio de materiales, paso de maquinaria y servicios auxiliares, etc. Este hecho es suficiente para tratar de minimizar el tiempo de molestia al máximo posible, ya que esta vía presenta un elevado IMD, razón por la cual se requiere una ampliación y mejora de la vía.

En el caso de las TBM, se requiere de un tiempo inicial cuantitativamente mayor que los otros métodos, debido a los trabajos previos del diseño, construcción y transporte de la maquinaria para hacerla útil para el trabajo programado. Resaltar que este tiempo puede verse reducido al utilizarse TBM ya construidas y usadas en otras obras.

El rendimiento del avance vendrá determinado por el macizo, para ello, Bieniawski realizó un estudio de la velocidad de avance en relación al índice de calidad de la roca. El índice de penetración (PR) como el índice de avance (AR), disminuyen conforme aumenta la calidad del terreno, no obstante, a partir del valor de RMR 72, se observa un punto de inflexión, donde las TBM empiezan a perder ventaja, debido a las inestabilidades asociadas, que exigirán un avance más cuidadoso, con aplicación de medidas de sostenimiento adicionales.

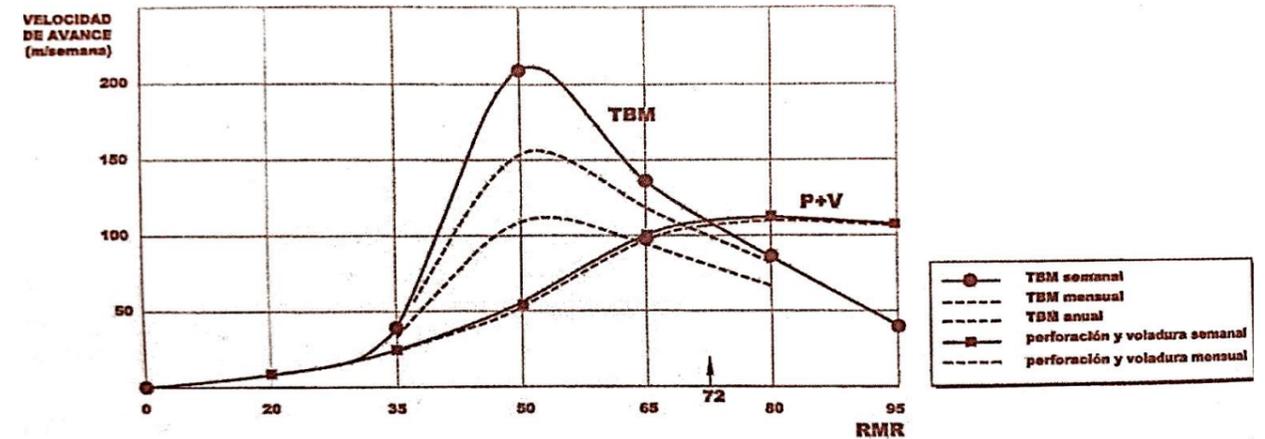


Figura 14. Comparación entre los avances de excavación con tuneladora y con explosivos (Bieniawski, 2004). Adaptada de Barton 2000).

Como se puede observar en el anexo correspondiente de geotecnia, los valores de RMR previstos para el macizo atravesado, una vez agrupados los distintos materiales, oscilan entre valores de 60 a inferiores a 20, es por ello que no se alcanza el punto de inflexión comentado anteriormente.

Al presentar estratos con una calidad tan baja, solo en aquellos donde observamos un RMR superior a 32 aproximadamente, podemos encontrar una diferencia en el avance de las TBM respecto a los métodos convencionales. Es decir, únicamente cuando nos encontremos con estratos de andesita, podremos hallar una diferencia considerable en los metros ejecutados por unidad de tiempo.

#### 5.5. Selección de la alternativa óptima.

En primera instancia, mencionaremos un breve resumen, a modo de tabla, de las ventajas y desventajas que presentan cada una de las alternativas.

Alternativa	Ventajas	Desventajas
Alternativa 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bajo coste inicial.</li> <li>Elevada adaptabilidad al terreno.</li> <li>Buen tiempo de ejecución para calidades del macizo bajas.</li> <li>Amplia experiencia.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Proceso constructivo lento cuando la calidad del macizo aumenta.</li> <li>Posibles mayores afecciones al tráfico y molestias a los usuarios.</li> <li>Menos seguro para el personal que está trabajando.</li> </ul>
Alternativa 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bajo coste inicial.</li> <li>Elevada adaptabilidad al terreno.</li> <li>Buen tiempo de ejecución para calidades bajas del macizo.</li> <li>Amplia experiencia.</li> <li>Menores espesores de sostenimiento.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Proceso constructivo lento cuando la calidad del macizo aumenta.</li> <li>Posibles mayores afecciones al tráfico y molestias a los usuarios.</li> <li>Menos seguro para el personal que está trabajando.</li> </ul>
Alternativa 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>Buen tiempo de ejecución para todo tipo de macizos, salvo de muy buena calidad.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Elevado coste inicial.</li> <li>Diámetros restringidos a las TBM existentes o por economía.</li> <li>Una única sección circular posible.</li> </ul>

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Menores afecciones al tráfico y menores molestias.</li> <li>• Seguridad para el personal de trabajo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Baja adaptabilidad a los cambios de terreno.</li> <li>• Baja experiencia.</li> </ul>
--	---

Tabla 10. Estudio de ventajas y desventajas de las alternativas planteadas.

Como se puede observar, debido a la variabilidad existente en el macizo, no se puede realizar un cálculo lo suficientemente riguroso para poder realizar una valoración económica sin entrar en detalles, es por ello que este valor se entenderá de manera cualitativa y no cuantitativa a partir de los estudios anteriormente comentados. Los demás criterios, como se puede observar, se pueden tener en cuenta de manera cualitativa, siendo este el caso, y realizando una ponderación tal que:

$$f = \sum_{i=1}^n \psi_i \cdot \alpha_i$$

Donde:

- f: valor obtenido de la ponderación para la alternativa considerada.
- $\psi$ : peso asociado a la variable i considerada para la alternativa.
- $\alpha$ : valor obtenido de la variable i para la alternativa analizada.

Así pues, los pesos considerados han sido:

	Longitud-coste	Seguridad	Experiencia	Plazos
Peso	4	2	1.5	2.5

Tabla 11. Pesos considerados para la ponderación de las variables.

La puntuación obtenida para cada una de las variables y alternativas analizadas se puede observar en la siguiente tabla, donde la puntuación se escala entre 0 y 1, obteniendo el valor más favorable en 1 y el menor en 0.

Alternativa	Valoración				Ponderación final
	Longitud-coste	Seguridad	Experiencia	Plazos	
Alternativa 1	0.6	0.6	1	0.2	5.6
Alternativa 2	0.7	0.75	1	0.7	7.55
Alternativa 3	0.15	0.9	0.2	0.9	4.95

Tabla 12. Tabla resumen de los valores de las alternativas.

Se puede observar que la mejor opción como método de ejecución es la alternativa 2, asociada al empleo de métodos mixtos, concretamente el NATM, nuevo método austríaco.

## 5.6. Conclusiones del método constructivo.

Para la elección de la alternativa óptima se ha sometido a un análisis multicriterio las diferentes alternativas planteadas, obteniendo una función ponderada de estas alternativas para poder cuantificar la idoneidad de la alternativa.

La alternativa elegida es la Alternativa 2, consistente en el uso del NATM (*New Austriac Tunneling Method*), o nuevo método austríaco. Este método resulta ventajoso frente a las otras alternativas en el coste (asociado intrínsecamente a la longitud del túnel) y en la versatilidad y flexibilidad ante un cambio de estrato o imprevistos.

Además se obtiene una gran seguridad al ir colocando el sostenimiento conforme avanza la obra, teniendo una amplia experiencia en la construcción con este tipo de método. Por último, los plazos asociados a las calidades de macizo esperadas son muy competentes respecto a las otras dos alternativas.

Por todo ello, se decide que la mejor opción para la ejecución del túnel Bombolí es el nuevo método austríaco (NATM), asociado a la alternativa 2.

## 6. Análisis de alternativas de maquinaria.

En el presente capítulo definiremos el estudio de alternativas a partir de los métodos más frecuentes en la ejecución de túneles en rocas. Como se ha comentado anteriormente, el uso de las TBM ya se ha descartado, por lo que se realizará el análisis en el uso de voladuras o excavación mecanizada con rozadoras, retroexcavadoras y martillos hidráulicos.

### 6.1. Condicionantes técnicos.

Los condicionantes que se van a tener en cuenta son varios, en primer lugar la ripabilidad del material, ya estudiada en el anexo correspondiente, el cual concluye que todo material atravesado llega a ser ripable con mayor o menor facilidad. En segundo lugar, se tendrá en cuenta la economía, entendiendo esta como una relación directa junto con el tiempo de ejecución, por ello, se buscará el menor tiempo de ejecución posible. Además este tiempo de ejecución, como se ha comentado anteriormente, mejorará la seguridad de los usuarios de la vía Alóag-Santo Domingo, bajando las horas afectadas al flujo del tráfico.

### 6.2. Alternativa 1. Perforación y voladura.

El uso de este método está destinado a rocas de alta resistencia, con una velocidad de propagación de la onda sísmica en torno a los 2000-2500 m/s, incluyendo, además, aquellos casos donde las condiciones del macizo presenten una alta abrasividad y encarezcan en exceso la ejecución con otro método.

El método consiste en la ejecución de unos taladros en el frente a excavar, rellenándolos con explosivos y detonarlos a posteriori. El objetivo principal en este tipo de voladura es deteriorar lo menos posible la roca circundante al frente, tratando de evitar la mayor alteración posible del macizo.

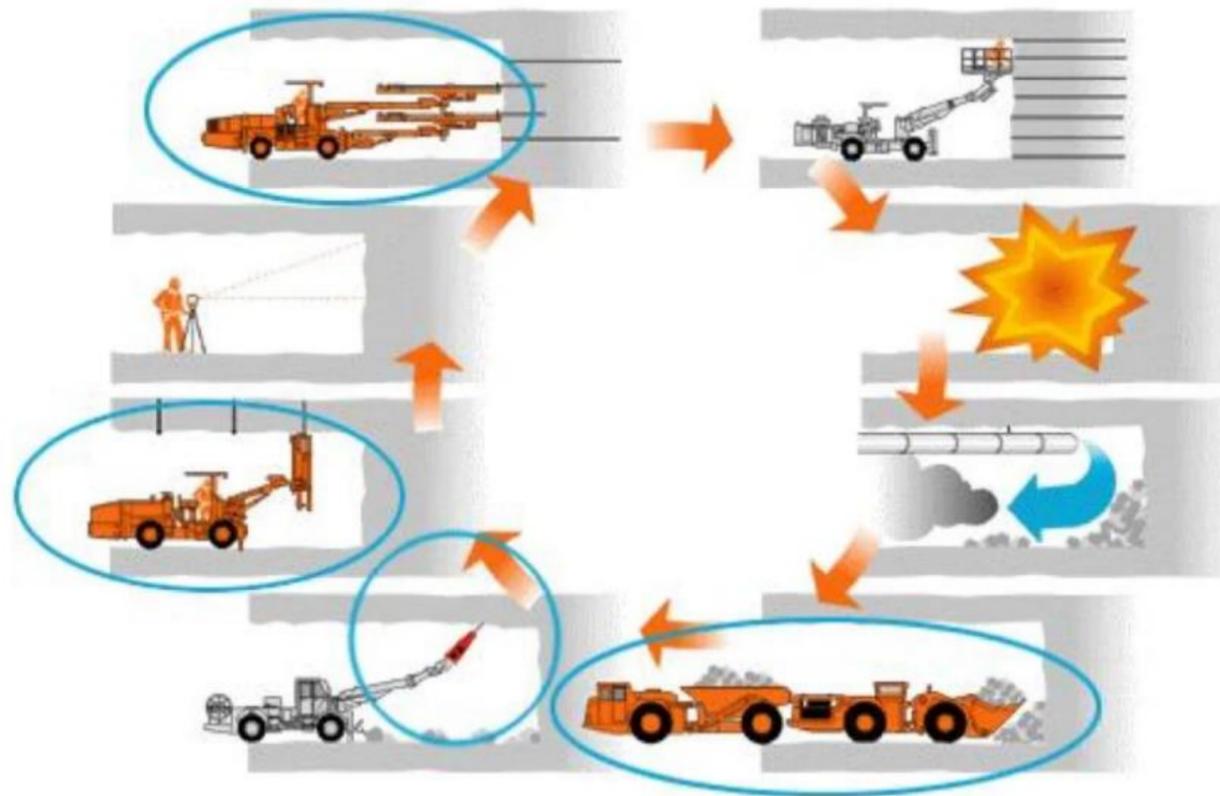


Figura 15. Esquema del proceso constructivo con voladura. Fuente: structuralia.

### 6.3. Alternativa 2. Rozadoras.

Las rozadoras son máquinas que poseen un brazo que recorre el frente de excavación, donde se instala un cabezal rotatorio que puede variar en función del material atravesado. No están indicadas para rocas abrasivas o que presenten extremada dureza, siendo su uso limitado a rocas con un medio-elevado grado de alteración, rocas blandas, terrenos de tránsito o suelos cohesivos que presenten estabilidad.

Normalmente este tipo de maquinaria se utiliza en terrenos heterogéneos, con gran variedad de estratos, ya que permite actuar de manera puntual en cada uno de ellos, siendo posible el recambio de la cabeza con poco esfuerzo.

En la actualidad existen dos tipos de ataques, el frontal o *milling* y el transversal o *ripping*, entre ellos la diferencia radica en el movimiento de la cabeza de corte. El *milling* tiene un ataque frontal, aprovechando el empuje de una manera más eficiente y el peso de la maquinaria como fuerza de reacción, mientras que en el *ripping* está destinado a suelos y rocas con una frecuente presencia de planos de discontinuidad o diaclasas. Por ello se recomienda el uso de la cabeza de eje transversal o *ripping* ya que suelen verse menos afectadas por los cambios de estratos y funcionan mejor con la presencia de diaclasas, algo concurrente en nuestro proyecto.



Figura 16. Rozadoras tipo *milling* (izquierda) y *ripping* (derecha).

### 6.4. Alternativa 3. Retroexcavadoras combinadas con martillos hidráulicos.

Esta alternativa contempla el uso de retroexcavadoras para la mayor parte de la ejecución del túnel, utilizando los martillos hidráulicos como herramienta de impacto para “destrozar” la roca y facilitar el trabajo de las primeras máquinas mencionadas.

Se basa en el uso de las retroexcavadoras como maquinaria principal, siendo los martillos hidráulicos un elemento auxiliar. No obstante, en las andesitas o andesitas fracturadas se utilizaría siguiendo el siguiente orden: en primer lugar se atacaría el frente o zona del frente a actuar con los martillos hidráulicos, alterando el estado de la roca a excavar; posteriormente retiraríamos la maquinaria para colocar las retroexcavadoras y eliminar el material del frente; finalmente aplicaríamos el sostenimiento y ejecutaríamos otro tramo o zona.

La maquinaria actual permite el uso de una única máquina con cambio de la cabeza para ambas actuaciones, no obstante, esto implicaría el desgaste de la misma y mayores tiempos de ejecución, por lo que se recomienda el uso de al menos dos máquinas en el frente, teniendo un repuesto disponible.



Figura 17. Martillo hidráulico.

Para la obtención de la maquinaria a utilizar se ha realizado un estudio multivariable, obteniendo la solución óptima a partir de un resultado numérico resultante de la suma ponderada de las diferentes alternativas analizadas.

### 6.5. Selección de la alternativa óptima.

A continuación, se presenta el estudio cualitativo y cuantitativo de las diferentes alternativas, como se puede observar se ha seguido un procedimiento idéntico al ejecutado en el estudio de las alternativas del método constructivo, cambiando los valores de ponderación.

Alternativa	Ventajas	Desventajas
Alternativa 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Abarca un amplio abanico de rocas de dureza media hasta extremadamente duras.</li> <li>Avance controlado.</li> <li>Elevada versatilidad en el trazado.</li> <li>Inalterable frente a la abrasividad del macizo.</li> <li>Muy rentable con longitudes inferiores a 1.5 km.</li> <li>Bajo coste inicial.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A mayores longitudes el rendimiento descende.</li> <li>Riesgo implícito en el método.</li> <li>Personal especializado.</li> <li>Elevada susceptibilidad a errores en el método.</li> <li>Indicada en rocas con RCS superior a 80 MPa.</li> </ul>
Alternativa 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mecanización.</li> <li>Baja o nula alteración del material colindante.</li> <li>Elevada flexibilidad.</li> <li>Instalación fácil y económica.</li> <li>Excavación en fases.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Relación directamente proporcional entre desgaste y abrasividad.</li> <li>No recomendable en RMR&gt;90.</li> <li>Requiere de una resistencia al hundimiento del terreno.</li> </ul>
Alternativa 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bajo coste.</li> <li>Elevada movilidad.</li> <li>Ajuste de potencia al terreno.</li> <li>Gran flexibilidad.</li> <li>No daña el material colindante.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>No aplicable en rocas de resistencia media-alta.</li> <li>Menor rendimiento.</li> <li>Nube de polvo que afecta a operarios y a la propia maquinaria.</li> <li>Seguridad.</li> </ul>

Tabla 13. Estudio de ventajas y desventajas de las alternativas planteadas de la maquinaria a emplear.

	Coste	Seguridad	Adaptabilidad	Plazos
Peso	3	2	3	2

Tabla 14. Pesos considerados para la ponderación de las variables de la maquinaria a emplear.

Alternativa	Valoración				Ponderación final
	Coste	Seguridad	Adaptabilidad	Plazos	
Alternativa 1	0.6	0.3	0.4	0.6	4.8
Alternativa 2	0.7	0.9	1	0.7	8.3
Alternativa 3	1	0.2	0.7	0.4	6.3

Tabla 15. Tabla resumen de los valores de las alternativas de la maquinaria a emplear.

Como se puede observar, la alternativa óptima para la maquinaria utilizada es la Alternativa 2: Rozadoras, concretamente el uso de rozadoras tipo *ripping*.

### 6.6. Conclusiones de la maquinaria a utilizar.

## Resumen de figuras.

Figura 1. Trazado en planta de la alternativa 1.....	3
Figura 2. Detalle del portal de entrada de la Alternativa 1.....	4
Figura 3. detalle del portal de salida de la Alternativa 1.....	4
Figura 4. Trazado en planta de la Alternativa 2. ....	5
Figura 5. Detalle del portal de entrada de la Alternativa 2.....	5
Figura 6. Detalle del portal de salida de la Alternativa 2. ....	5
Figura 7. Trazado en planta de la Alternativa 3. ....	6
Figura 8. Detalle del portal de entrada de la Alternativa 3.....	6
Figura 9. Detalle del portal de salida de la Alternativa 3. ....	6
Figura 10. Proceso constructivo del método belga. Fuente: civilgeeks.....	10
Figura 11. Proceso constructivo del método alemán. Fuente: civilgeeks.....	10
Figura 12. Proceso constructivo del NATM. Fuente: Putzmeister. ....	11
Figura 13. Comparativa de costes de construcción entre TBM y métodos convencionales (Sauer, 2004). ....	11
Figura 14. Comparación entre los avances de excavación con tuneladora y con explosivos (Bieniawski, 2004). Adaptada de Barton 2000). ....	12
Figura 15. Esquema del proceso constructivo con voladura. Fuente: structuralia.....	14
Figura 16. Rozadoras tipo <i>milling</i> (izquierda) y <i>ripping</i> (derecha). ....	14
Figura 17. Martillo hidráulico. ....	14

## Resumen de tablas.

Tabla 1. Estado de alineaciones de la alternativa 1. ....	3
Tabla 2. Estado de alineaciones Alternativa 2 (sentido túnel Bombolí).....	4
Tabla 3. Estado de alineaciones Alternativa 2 (tramo modificado sentido Sto. Domingo - Alóag) .....	4
Tabla 4. Estado de alineaciones de la Alternativa 3. ....	6
Tabla 5. Tabla resumen de características de las tres alternativas de trazado.....	8
Tabla 6. Resumen ventajas/desventajas de las tres alternativas de trazado. ....	8
Tabla 7. Evaluación de criterios para las tres alternativas de trazado. ....	8
Tabla 8. Valoración y ponderación de criterios para las tres alternativas de trazado. ....	9
Tabla 9. Tabla de valoración de criterios cualitativos .....	9
Tabla 10. Estudio de ventajas y desventajas de las alternativas planteadas. ....	13
Tabla 11. Pesos considerados para la ponderación de las variables.....	13
Tabla 12. Tabla resumen de los valores de las alternativas. ....	13
Tabla 13. Estudio de ventajas y desventajas de las alternativas planteadas de la maquinaria a emplear.....	15
Tabla 14. Pesos considerados para la ponderación de las variables de la maquinaria a emplear. ....	15
Tabla 15. Tabla resumen de los valores de las alternativas de la maquinaria a emplear.....	15

## 9. Anejo de valoración económica.

## Índice

<b>1. Introducción</b> .....	<b>3</b>
<b>2. Objetivos</b> .....	<b>3</b>
<b>3. Alcance</b> .....	<b>3</b>
<b>4. Metodología</b> .....	<b>3</b>
<b>5. Estimación de excavabilidad</b> .....	<b>3</b>
<b>6. Estimación del coste de ejecución</b> .....	<b>7</b>
6.1. Bernard Constantin, 1982. ....	7
6.2. ADIF, 2008. ....	9
6.3. Fórmulas analíticas y ábacos de estimación de costes Moreno, 2013. ....	11
<b>7. Conclusiones</b> .....	<b>13</b>

## 1. Introducción.

El presente anejo versa sobre la valoración económica de la obra y ejecución del túnel Bombolí. En esta valoración se trata el desglose de las diferentes actividades necesarias, con la finalidad de estimar los costes alcanzados para la realización del túnel.

A partir de diversas recopilaciones bibliográficas, se definen los diferentes precios actualizados para las actividades realizadas para la ejecución de la obra en el marco temporal y geográfico indicado.

Se debe tener en cuenta que el coste está estrecha e inequívocamente ligado a las características geotécnicas, entre otros aspectos, que presente la obra. Esto lo hace, de alguna manera, único asociado a la obra, tanto el precio total, como el precio por unidad. En este apartado del trabajo, se pretende realizar una estimación, tratando de llegar al valor más ajustado posible, pero no pretendiendo dar un valor exacto, si no uno representativo de la suma total de las unidades tratadas. Con esta premisa, no se tendrán en cuenta los costes asociados a adecuar el túnel a su uso, dicese, coste de ejecución de los pavimentos, iluminaria, ventilación, equipamiento de seguridad, etc. tratándose los apartados que se atañen a la ejecución del propio túnel, entendido este como la ejecución de la perforación en el macizo, el control de su sostenimiento o la realización de los emboquilles.

## 2. Objetivos.

El objetivo del presente anejo es la definición de los diferentes costes de las actividades realizadas, así como el grosor total estimado para la ejecución del túnel. Para ello se requiere definir unos objetivos específicos:

- Recopilación y análisis de bibliografía para determinar el precio de las actividades necesarias para la ejecución del túnel.
- Determinación de los precios en base a la información recabada.
- Obtención del presupuesto total de la obra.

## 3. Alcance.

El alcance del estudio comprende:

- Definición de los precios de las actividades.
- Obtención de diferentes cuadros de precios.
- Obtención del coste total de la obra.

Se debe tener en cuenta que no se tratará el precio de equipamiento del túnel, ni el de ejecución del pavimento, etc. Siendo este análisis de coste asociado a la ejecución del túnel y no de su adecuación a su futuro uso.

## 4. Metodología.

El proceso seguido para la investigación de la excavabilidad de la zona afectada por la obra ha sido el siguiente:

1. Recopilación bibliográfica.
2. Validación de la información de la bibliografía recabada.
3. Estudio de precios del mercado.
4. Realización de cuadros de precios.
5. Obtención del presupuesto total de la obra.

## 5. Estimación de excavabilidad.

Como se ha mostrado en otros anejos, existe diversidad en los estratos que transcurren a lo largo de la traza del túnel. Cada uno de ellos representará una complejidad concreta, asociado a unos rendimientos y costes diferentes, es por ello que primero de todo se requiere hacer una aproximación de los valores que se prevén excavar de cada uno de los estratos.

Los diferentes materiales atravesados se han agrupado, tal y como se hizo en el anexo del cálculo de sostenimiento, en 4 grupos:

- Andesitas.
- Tobas brechosas, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas.
- Aglomerados, flujos piroclásticos, lahares y escorias.
- Zonas de emboquille, zonas de falla y materiales cizallados.

En la siguiente tabla se recogen los diferentes valores de acuerdo a su clasificación geomecánica.

Material	Número de estrato	RMR (Clase)	Q (Clase)	GSI
Andesita	E1	60 (III/ IIIa)	7 (BUENA)	55
Tobas brechosas y andesitas fracturadas	E2	35 (IV/IVa)	1 (MUJ. MALA)	30
Areniscas, tobas y limolitas	E3	32 (IV/IVa)	0,7 (MUJ. MALA)	27
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares, escorias y andesitas alteradas (*)	E4	≤20 (V/V a ó b)	≤0,09 (EXTR. MALA)	≤20
Milonitas (Fallas) (*)	E5	≤20 (V/V a ó b)	≤0,09 (EXTR. MALA)	≤20

**Tabla 1. Cuadro resumen de los materiales esperados a lo largo de la traza.**

Para estimar la cuantía de material que se espera, se recurrió a el análisis de 28 perfiles, y se extrapoló el resultado a lo largo de la traza, así pues, a continuación se presenta una tabla con los cálculos para la obtención del volumen esperado a extraer de cada uno de los estratos, mostrando anteriormente las secciones que se han analizado para la obtención de dichos volúmenes. El proceso seguido ha sido la mera extrapolación de la sección tratada a la mitad de la distancia entre la siguiente y anterior sección obtenida, así pues, el recorrido entre la sección x y la sección x+1 inmediatamente posterior, tendrá la mitad exacta de la sección x y la siguiente mitad de la sección x+1, lo mismo ocurre en la sección x-1 y x.

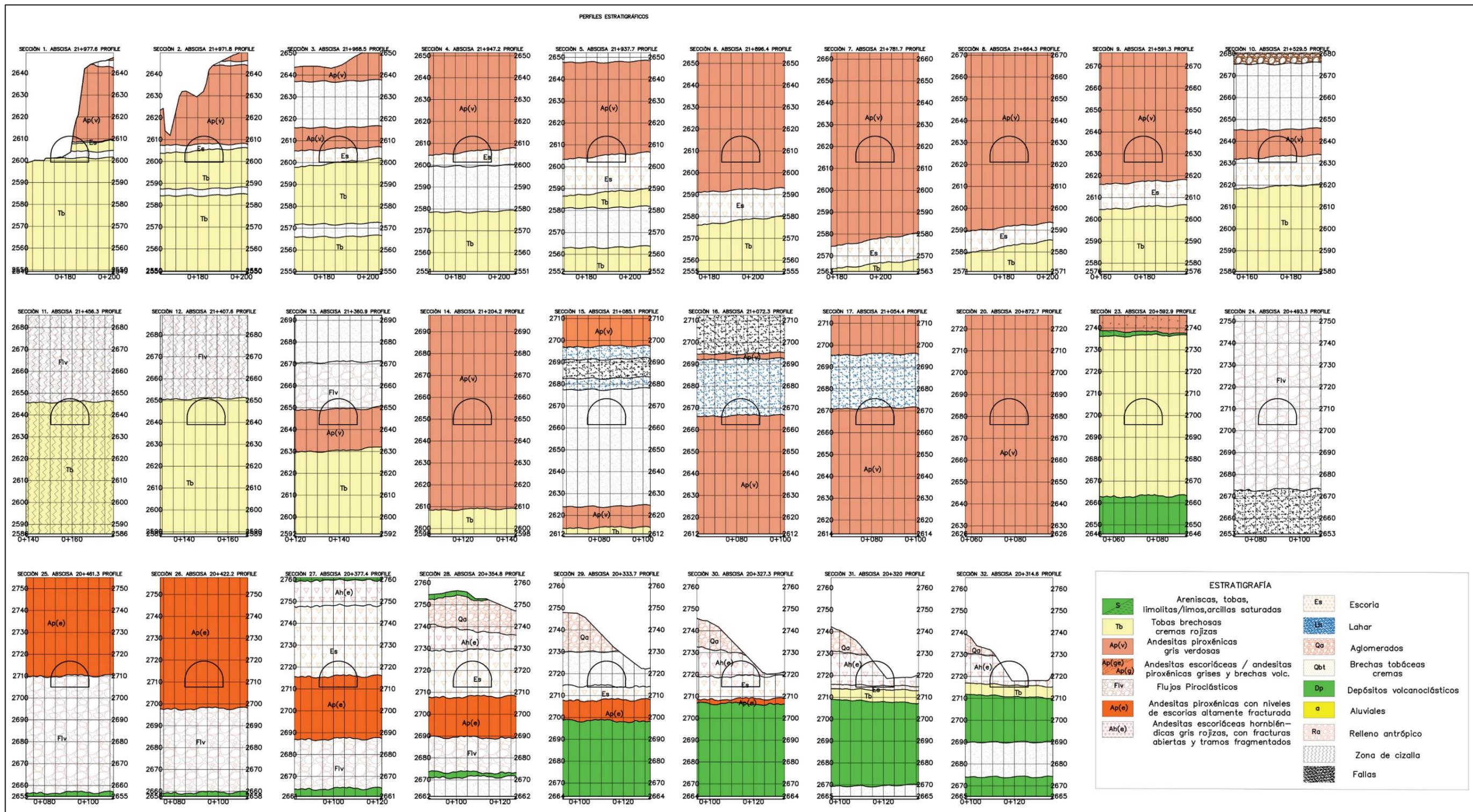


Figura 1. Secciones geológicas tenidas en cuenta para el cálculo de volúmenes extraídos.

Perfil	Longitud	Superficie del perfil					Volumen del perfil				
		E1 (m <sup>2</sup> )	E2 (m <sup>2</sup> )	E3 (m <sup>2</sup> )	E4 (m <sup>2</sup> )	E5 (m <sup>2</sup> )	E1 (m <sup>3</sup> )	E2 (m <sup>3</sup> )	E3 (m <sup>3</sup> )	E4 (m <sup>3</sup> )	E5 (m <sup>3</sup> )
1	47.4	6.477	49.097	0	27.543	0	307.0098	2327.198	0	1305.5382	0
2	5.8	25.322	66.806	0	33.359	0	146.8676	387.4748	0	193.4822	0
3	3.3	49.345	0	0	77.5308	0	162.8385	0	0	255.85164	0
4	21.3	68.919	0	0	59.166	0	1467.9747	0	0	1260.2358	0
5	9.5	86.228	0	0	39.347	0	819.166	0	0	373.7965	0
6	41.3	126.07	0	0	0	0	5206.691	0	0	0	0
7	114.7	126.07	0	0	0	0	14460.229	0	0	0	0
8	117.4	126.07	0	0	0	0	14800.618	0	0	0	0
9	73	126.07	0	0	0	0	9203.11	0	0	0	0
10	61.8	94.272	0	0	31.798	0	5826.0096	0	0	1965.1164	0
11	73.2	0	4.534	0	121.536	0	0	331.8888	0	8896.4352	0
12	48.7	0	0	0	126.07	0	0	0	0	6139.609	0
13	46.7	90.364	0	0	35.706	0	4219.9988	0	0	1667.4702	0
14	156.7	126.07	0	0	0	0	19755.169	0	0	0	0
15	119.1	0	0	0	126.07	0	0	0	0	15014.937	0
16	12.8	52.957	0	0	73.113	0	677.8496	0	0	935.8464	0
17	17.9	92.442	0	0	0	33.628	1654.7118	0	0	0	601.941
20	181.7	126.07	0	0	0	0	22906.919	0	0	0	0
23	279.8	0	0	0	126.07	0	0	0	0	35274.386	0
24	99.6	0	0	0	126.07	0	0	0	0	12556.572	0
25	32	61.923	0	0	64.147	0	1981.536	0	0	2052.704	0
26	39.1	126.07	0	0	0	0	4929.337	0	0	0	0
27	44.8	61.268	0	0	64.802	0	2744.8064	0	0	2903.1296	0
28	20.3548	22.6	0	0	0	126.07	0	0	0	0	2849.182
29	321.1	0	0	0	126.07	0	0	0	0	40481.077	0
30	6.4	0	0	0	126.07	0	0	0	0	806.848	0
31	7.3	0	0	0	100.442	0	0	0	0	733.2266	0
32	5.4	0	11.707	0	58.459	0	0	63.2178	0	315.6786	0
<b>Vol. Total a excavar (m3)</b>							111270.842	3109.779	0	98160.122	601.941
<b>Vol. Total a excavar (%)</b>							52.205	1.459	0.000	46.054	0.282
<b>Total (m3)</b>							213142.685	m3			

Tabla 2. Tabla resumen de volúmenes esperados de extracción según estratos.

## 6. Estimación del coste de ejecución.

El cómputo de la totalidad del coste asociado a las partidas de ejecución del túnel Bombolí, se ha obtenido a partir del análisis de dos criterios. Sendos criterios tienen como base la introducción como dato el índice RMR, obtenido, analizado y utilizado en otros anexos. La sección de excavación es necesaria en todos los criterios salvo en el ábaco, donde se considera implícita en la sección transversal.

El primero de ellos utiliza fórmulas analíticas para estimar el coste por metro de túnel que, multiplicado por los 1.738 km, se obtendrá el coste total de ejecución. Además, permite obtener el coste descompuesto por diferentes naturalezas, tales como la excavación, el sostenimiento, impermeabilización y revestimiento. El segundo criterio parte del uso de una fórmula para obtener el coste por unidad volumétrica de ejecución, alternativamente, propone un ábaco de cálculo para la obtención del coste.

### 6.1. Bernard Constantin, 1982.

Bernard Constantin publicó en 1982 en la revista "Revue Générale des Routes et des Aéroports" (Revista general de carreteras y aeropuertos) una publicación titulada "Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs" (a su traducción: "Costes observados en los túneles de carretera recientemente construidos en Francia. Utilización en proyectos futuros"), una de las publicaciones más famosas al respecto.

El autor clasifica los costes en dos tipos: los asociados a la obra civil propiamente dicha (sostenimiento, excavación, revestimiento, etc.) y los asociados a las instalaciones (ventilación, equipamiento de seguridad, etc.). Estos costes dependen de varios factores, el autor realizó un estudio de tres casos. El primero asociado a un túnel de carretera convencional, con doble sentido de circulación, 500 m de longitud y ventilación natural (actualmente no cumpliría los requisitos legales); el segundo de ellos un túnel de autopista con un único sentido de circulación, 3 km de longitud y ventilación semitransversal; el tercer caso se trata de un túnel urbano de doble sentido de circulación con 1.5 km y ventilación transversal.

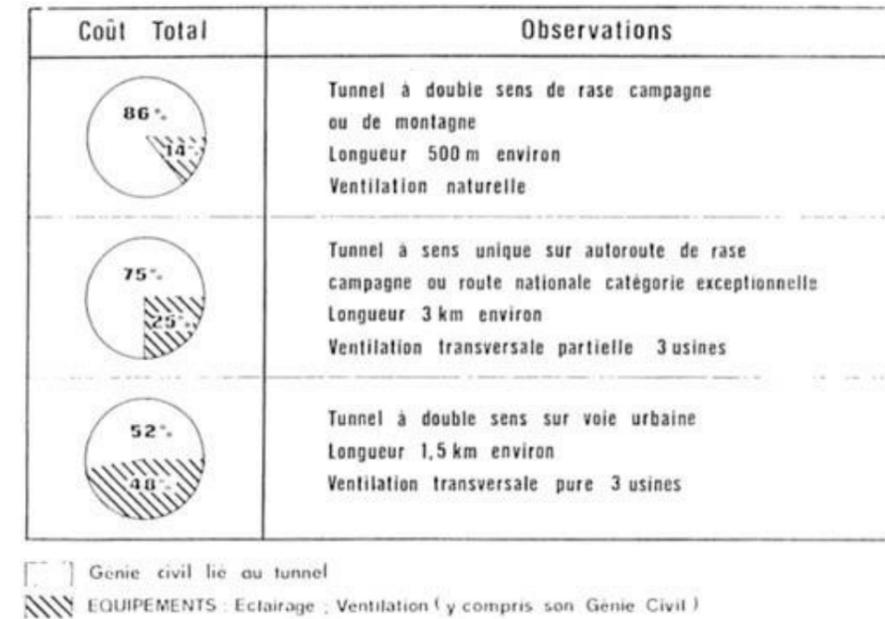


Figura 2. Porcentaje del coste asociado a la obra civil e instalaciones según Constantin (1982). Fuente: *Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs ,1982-*

En la siguiente figura se muestra la descomposición realizada por B. Constantin de manera porcentual de los costes asociados a la excavación, sostenimiento y revestimiento; teniendo en consideración la naturaleza del terreno. Cabe destacar cómo existe una relación directamente proporcional entre el coste de excavación y la calidad del macizo, siendo inversamente proporcional entre el sostenimiento y la calidad.

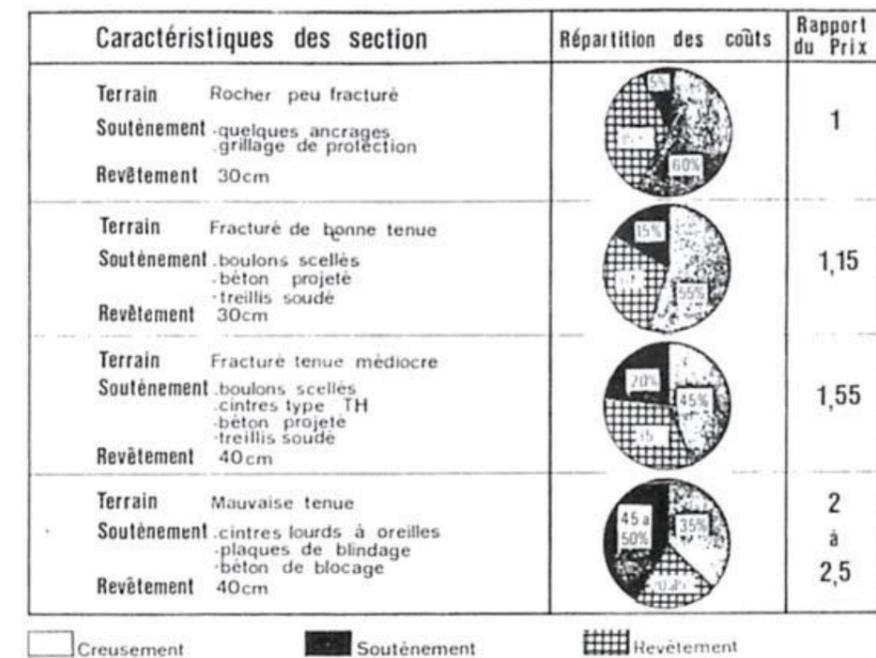


Figura 3. Porcentaje de costes asociados a revestimiento, sostenimiento y excavación según el tipo de terreno. Fuente: *Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs ,1982.*

Estos valores nos permiten realizar una aproximación, mediante comparación, a los costes asociados a nuestra obra. No obstante, se realizó un estudio para la obtención del coste total, desglosando este valor en 5 familias:

- Excavación.
- Sostenimiento.
- Impermeabilización.
- Revestimiento.
- Resto (drenaje, aceras, etc.).

El coste viene dado en francos franceses a fecha de la publicación por unidad volumétrica, es decir, F/m<sup>3</sup>, para realizar el cambio, se ha optado por la conversión de 1€ por cada 3.289 F, no se ha tenido en cuenta la inflación, al no encontrar datos fiables de la tasa de interés para su actualización, es por ello por lo que se optó al cambio actual de la moneda.

Así pues, se realizó, primero de todo una clasificación de los sostenimientos necesarios en función de los diferentes materiales que se han tenido en cuenta, cuyo sostenimiento se puede ver detallado en el anexo correspondiente.

### NOUVELLE MÉTHODE AUTRICHIENNE

Classe	Phases d'exécution	Soutènement	Epaisseur de béton en clé
A	Pleine ou	Boulonnage en voûte <ul style="list-style-type: none"> <li>- 1 boulon pour 7m<sup>3</sup> environ</li> <li>- 5cm de béton projeté</li> </ul>	30 cm
B	Demi-section	Béton projeté en voûte <ul style="list-style-type: none"> <li>- 1 boulon pour 4,5m<sup>3</sup> environ</li> <li>- 10cm de béton projeté</li> </ul>	30 cm
C	Demi-section	Boulonnage intense <ul style="list-style-type: none"> <li>- 1 boulon pour 3,5m<sup>3</sup> environ</li> <li>- 10cm de béton projeté</li> </ul>	30 cm
D		Béton projeté sur toute la section <ul style="list-style-type: none"> <li>- 1 boulon pour 2m<sup>3</sup> environ</li> <li>- 10cm de béton projeté</li> </ul>	
		Cintres type TH en D <ul style="list-style-type: none"> <li>- 1 cintre par ml</li> </ul>	30 cm

Figura 4. Clasificación de los sostenimientos por el NATM. Fuente: Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs, 1982.

Constantin (1982) propuso esta clasificación en una serie de curvas a partir de las cuales, en la intersección con la ordenada de la superficie del frente a excavación, se obtiene el precio en F/m<sup>3</sup>. Posteriormente se realizó la

conversión a € totales, a través del factor anteriormente comentado, la superficie, y la longitud del tramo del túnel correspondiente.

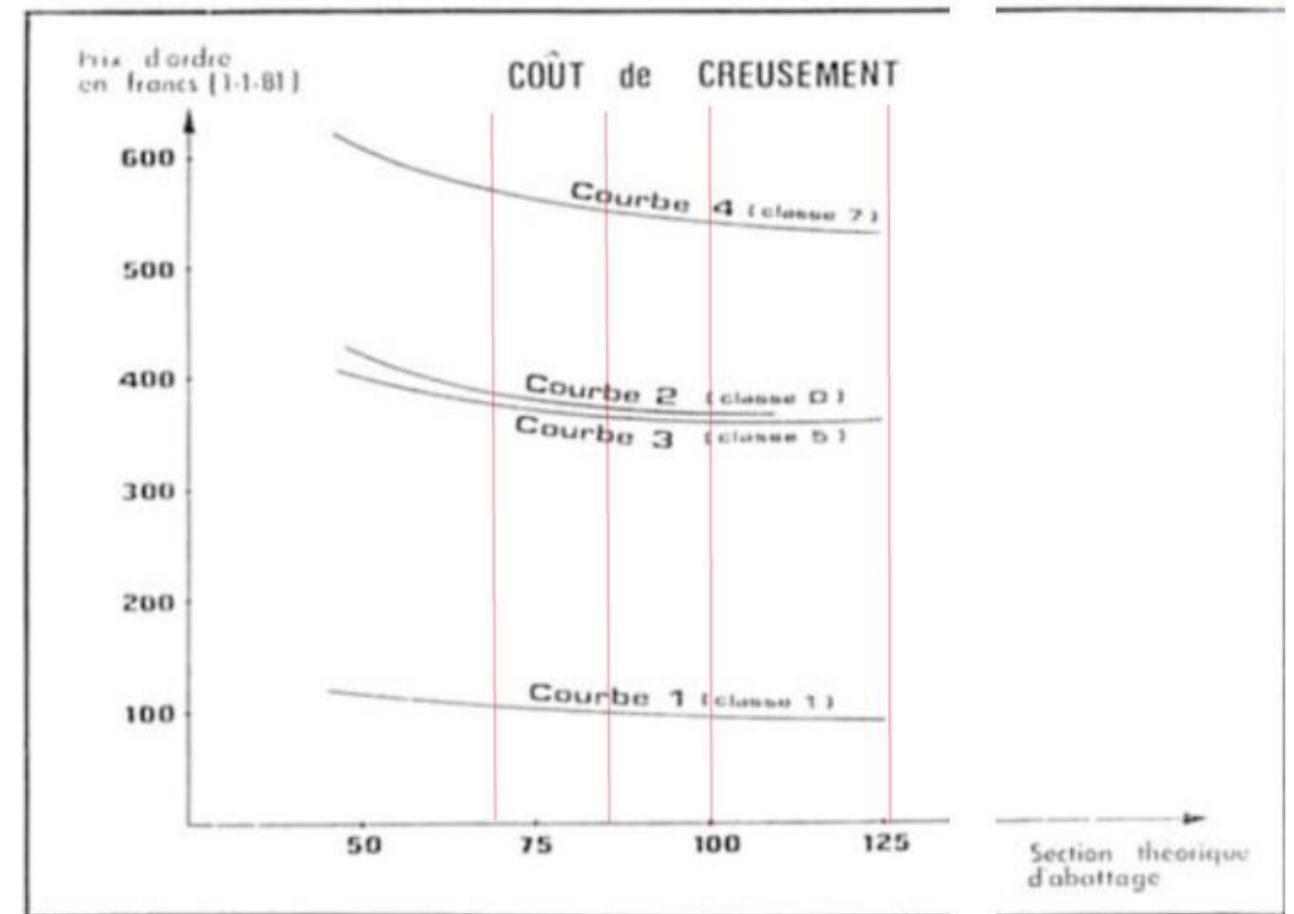


Figura 5. Gráfica de superficie-coste-sostenimiento propuesta por Constantin. Fuente: Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs (1982). En rojo, las superficies de las frentes obtenidas.

A partir de esta información se realizó una tabla con los diferentes costos asociados a cada sección.

Perfil	Longitud (m)	Superficie del frente	Curva	F/m3	€/m3	€
1	47.4	83.117	C	370	9350.34661	443206.4293
2	5.8	126.07	C	375	14374.0499	83369.48921
3	3.3	126.07	C	375	14374.0499	47434.36455
4	21.3	126.07	C	375	14374.0499	306167.2621
5	9.5	126.07	A	100	3833.07996	36414.25965
6	41.3	126.07	A	100	3833.07996	158306.2025
7	114.7	126.07	A	100	3833.07996	439654.2718
8	117.4	126.07	A	100	3833.07996	450003.5877
9	73	126.07	A	100	3833.07996	279814.8373
10	61.8	126.07	A	100	3833.07996	236884.3417
11	73.2	126.07	D	530	20315.3238	1487081.703
12	48.7	126.07	D	530	20315.3238	989356.2694
13	46.7	126.07	A	100	3833.07996	179004.8343
14	156.7	126.07	A	100	3833.07996	600643.6303
15	119.1	126.07	C	375	14374.0499	1711949.339
16	12.8	126.07	C	375	14374.0499	183987.8382
17	17.9	126.07	A	100	3833.07996	68612.13135
20	181.7	126.07	A	100	3833.07996	696470.6294
23	279.8	126.07	D	530	20315.3238	5684227.601
24	99.6	126.07	C	375	14374.0499	1431655.366
25	32	126.07	C	375	14374.0499	459969.5956
26	39.1	126.07	C	375	14374.0499	562025.3497
27	44.8	126.07	D	530	20315.3238	910126.5065
28	22.6	126.07	C	375	14374.0499	324853.5269
29	21.1	126.07	C	375	14374.0499	303292.4521
30	6.4	126.07	C	375	14374.0499	91993.91912
31	7.3	100.442	C	370	11299.3433	82485.20584
32	5.4	70.166	C	390	8320.07905	44928.42688
<b>Total</b>						<b>18,293,919.37 €</b>

**Tabla 3. Coste de ejecución del túnel Bombolí según Constantin (1982).**

La suma de la ejecución del túnel, según este autor, es de 18 293 919.37 € (dieciocho millones doscientos noventa y tres mil novecientos diecinueve euros con treinta y siete céntimos). Constantin, además, se aventuró a estimar los costes de la ejecución de los emboquilles de hasta un 30% más sobre el importe de la obra, siendo esto equivalente a un máximo de 5 488 175.81€, dependiendo de factores como la geometría de la ladera condiciones de la ladera, revestimiento o sostenimiento previsto, etc. Como se observa que los emboquilles están formados por tobas y escorias en su mayoría, no resulta extraño suponer dicho valor, haciendo el coste total de ejecución del túnel con emboquilles incluidos de 23 782 095.18 € (veintitrés millones setecientos ochenta y dos mil noventa y cinco euros con dieciocho céntimos).

### 6.2. ADIF, 2008.

La entidad pública española ADIF (Administrador de Infraestructuras Ferroviarias) realizó un estudio de los costes asociados a varios proyectos en el 2008, clasificado por capítulos, entre los cuales se recoge uno destinado a túneles.

Estos costes se recabaron en la Base de Precios Tipo para los Proyectos de Plataforma del año 2008 (BPGP-2008), expresando su coste por metro en función del RMR (Rock Mass Rating) y de la superficie del frente a excavar. Para la superficie excavable, ADIF propone 4 secciones diferentes: 80, 100, 105 y 115 m<sup>2</sup>; nuestra sección tiene aproximadamente una sección constante de 126.07 m<sup>2</sup>, sin tener en cuenta la contrabóveda necesaria en algunas de las secciones, es por ello por lo que se propone realizar una extrapolación lineal entre los precios asociados a los dos escalones anteriores, el de 105 y 115 m<sup>2</sup>, para obtener el coste de ejecución de la sección del túnel Bombolí.

Operando de este modo, se ha obtenido la siguiente tabla de resultados.

Perfil	Longitud (m)	Superficie del frente	Estrato	RMR	Superficie ADIF	€/m ADIF	Superficie ADIF	€/m ADIF	€/m/m2	€/m	€
1	47.4	83.117	es	<20	80	13700	100	16900	160	14198.72	673019.328
2	5.8	126.07	es	<20	105	17300	115	18400	110	19617.7	113782.66
3	3.3	126.07	5es5ad	40	105	11500	115	12000	50	12553.5	41426.55
4	21.3	126.07	5es5ad	40	105	11500	115	12000	50	12553.5	267389.55
5	9.5	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	100750.825
6	41.3	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	438000.955
7	114.7	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	1216433.645
8	117.4	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	1245068.09
9	73	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	774190.55
10	61.8	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	655410.63
11	73.2	126.07	tb	32	105	14500	115	15200	70	15974.9	1169362.68
12	48.7	126.07	tb	32	105	14500	115	15200	70	15974.9	777977.63
13	46.7	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	495269.845
14	156.7	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	1661858.345
15	119.1	126.07	es	<20	105	17300	115	18400	110	19617.7	2336468.07
16	12.8	126.07	es	<20	105	17300	115	18400	110	19617.7	251106.56
17	17.9	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	189835.765
20	181.7	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	1926992.095
23	279.8	126.07	tb	32	105	14500	115	15200	70	15974.9	4469777.02
24	99.6	126.07	es	<20	105	17300	115	18400	110	19617.7	1953922.92
25	32	126.07	5ad5ES	40	105	11500	115	12000	50	12553.5	401712
26	39.1	126.07	ad	60	105	10500	115	10550	5	10605.35	414669.185
27	44.8	126.07	5es5ad	40	105	11500	115	12000	50	12553.5	562396.8
28	22.6	126.07	es	<20	105	17300	115	18400	110	19617.7	443360.02
29	21.1	126.07	es	<20	105	17300	115	18400	110	19617.7	413933.47
30	6.4	126.07	es	<20	105	17300	115	18400	110	19617.7	125553.28
31	7.3	100.442	es	<20	105	17300	115	18400	110	16798.62	122629.926
32	5.4	70.166	es	<20	80	13700	100	16900	160	12126.56	65483.424
Emboquille 1	15	80	emb	Emboquille	80	18150	-	-	-	18150	272250
Emboquille 2	15	80	emb	Emboquille	80	18150	-	-	-	18150	272250
<b>Total</b>											<b>23,852,281.82 €</b>

Tabla 4. Coste de ejecución del túnel Bombolí según BPGP-2008, ADIF.

Tal y como se observa, el coste de ejecución del túnel es de 23 307 781.82 € (veintitrés millones trescientos siete mil setecientos ochenta y un euros con ochenta y dos céntimos), sin tener en cuenta la construcción de los emboquilles, los cuales se han considerado con una sección de 80 m<sup>2</sup> y una longitud aproximada de 15 m, alcanzando un valor de 544 500 €, el equivalente a un 2.33 % de la suma del resto de la obra. Obteniendo un total 23 852 281.82 € (veintitrés millones ochocientos cincuenta y dos mil doscientos ochenta y un euros con ochenta y dos céntimos), coste 0.29% más elevado que el obtenido según el estudio de Constantine, 1892, diferencia casi inapreciable.

### 6.3. Fórmulas analíticas y ábacos de estimación de costes Moreno, 2013.

El presente subcapítulo muestra el método presentado en la tesina "Predicción del coste de la obra civil de un túnel ejecutado por métodos convencionales", 2013 del autor M.S. Moreno. El criterio tiene en consideración las variables de superficie excavada del frente, el RMR y la longitud recorrida.

Para este método, se descompone el coste total a partir de su naturaleza mediante fórmulas analíticas, así pues, se considera el coste total, el de sostenimiento, de impermeabilización, de revestimiento y de excavación. Obtenido siempre en €/m, a partir de las siguientes fórmulas:

- Coste total:  $C_T = 83.93 * S - 148.189 * RMR + 9578.304$ ;  $r^2 = 0.878$ .
- Coste de excavación:  $C_E = 41.623 * S - 63.325 * RMR + 3759.368$ .
- Coste de sostenimiento:  $C_S = 20.234 * S - 81.468 * RMR + 4571.080$ .
- Coste de impermeabilización:  $C_I = 5.541 * S + 96.801$ .
- Coste de revestimiento:  $C_R = 10.960 * S + 792.960$ .

El autor realizó un estudio en función de diferentes obras analizadas, con sus costes y su naturaleza, discretizando entre su función; ferroviario, hidráulico, minero y carretero, que a su vez dividió en función si se trataba de una autovía/autopista de 2, 3 ó 4 carriles, y de carretera convencional, según 2 ó 3 carriles. Realizó posteriormente una curva que representara los costes de las obras mediante el uso de una fórmula polinómica. En la parte superior, se observa otra curva, correspondiente a los costes asociados a obras en terrenos expansivos, que encarecían cuantitativamente la ejecución del túnel.

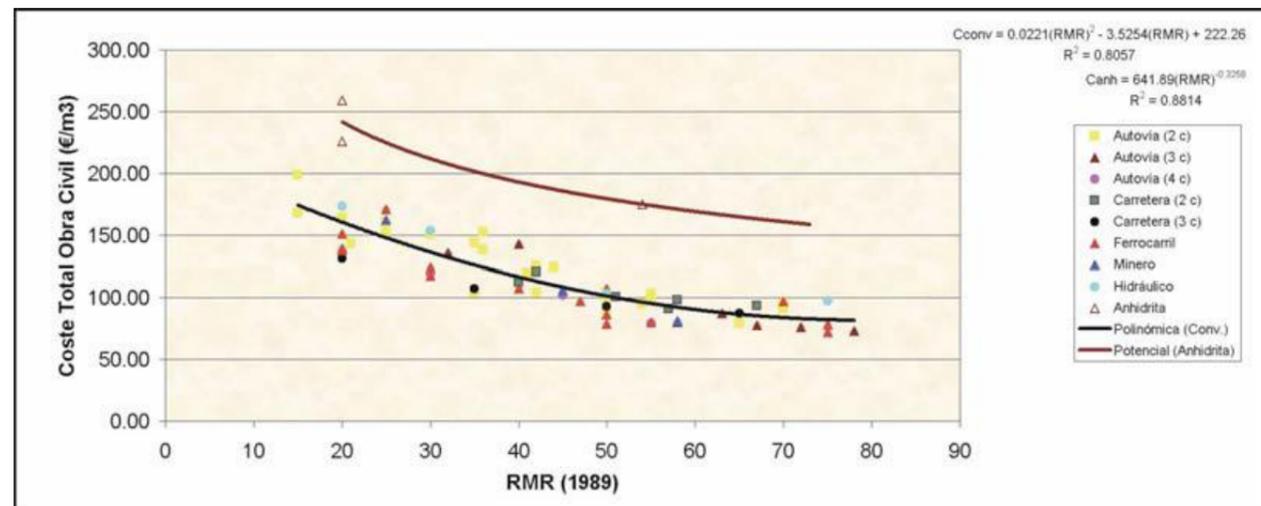


Figura 6. Ábaco de cálculo del coste total (€/m<sup>3</sup>). Fuente: Moreno, Marcos Sancho. "Predicción del coste de la obra civil de un túnel ejecutado por métodos convencionales." (2013).

Adicionalmente, el autor presenta gráficas por las cuales se puede obtener el coste de la obra, discretizado en las mismas naturalezas, por metro cúbico.

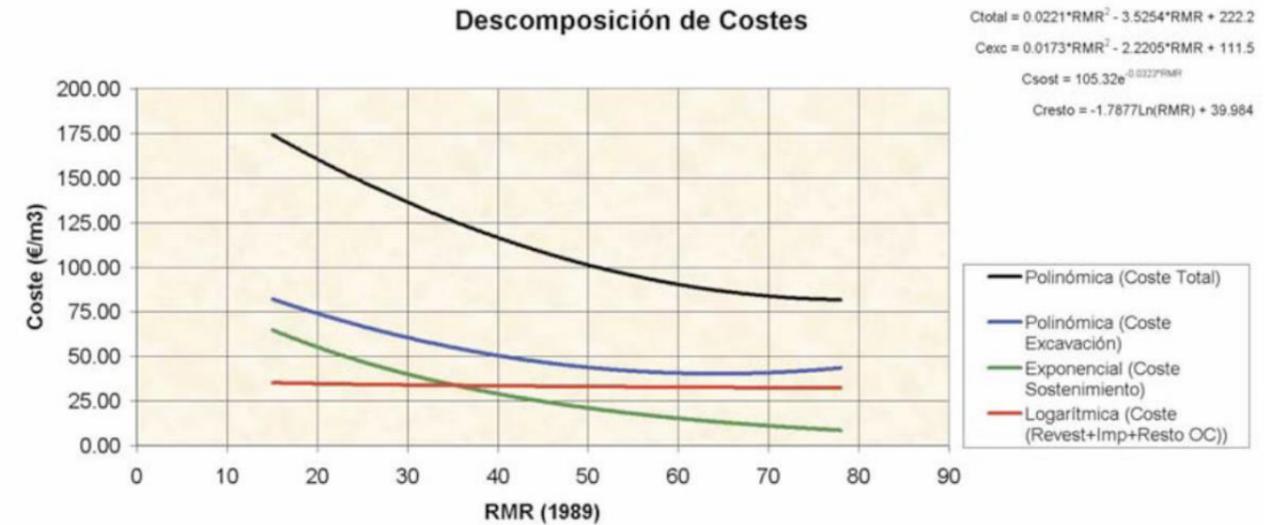


Figura 7. Ábaco de cálculo del coste total y costes descompuestos. Fuente: Moreno, Marcos Sancho. "Predicción del coste de la obra civil de un túnel ejecutado por métodos convencionales." (2013).

A partir de estas fórmulas se ha obtenido el coste asociado a cada uno de los tramos del túnel que se han discretizado, obteniendo así el coste descompuesto. En los casos de valores de RMR inferiores a 20, se ha supuesto un valor de RMR igual a 20, con la finalidad de no incrementar excesivamente el coste de la obra.

Perfil	Longitud (m)	Superficie del frente	RMR	Ct (€/m)	Ce (€/m)	Cs (€/m)	Ci (€/m)	Cr (€/m)	Ct (€)	Ce (€)	Cs (€)	Ci (€)	Cr (€)
1	47.4	83.117	20	13590.53	5952.45	4623.51	557.35	1703.92	644191.30	282145.98	219154.34	26418.50	80765.92
2	5.8	126.07	20	17195.58	7740.28	5492.62	795.35	2174.69	99734.36	44893.62	31857.20	4613.06	12613.19
3	3.3	126.07	40	14231.80	6473.78	3863.26	795.35	2174.69	46964.94	21363.47	12748.76	2624.67	7176.47
4	21.3	126.07	40	14231.80	6473.78	3863.26	795.35	2174.69	303137.32	137891.51	82287.45	16941.06	46320.84
5	9.5	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	107046.18	49469.16	21222.05	7555.87	20659.53
6	41.3	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	465369.19	215060.65	92260.09	32848.16	89814.58
7	114.7	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	1292441.79	597274.97	256228.37	91227.20	249436.62
8	117.4	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	1322865.44	611334.63	262259.90	93374.66	255308.28
9	73	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	822565.39	380131.41	163074.73	58060.91	158752.17
10	61.8	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	696363.58	321809.88	138055.04	49152.93	134395.67
11	73.2	126.07	32	15417.31	6980.38	4515.00	795.35	2174.69	1128547.17	510963.79	330498.32	58219.98	159187.10
12	48.7	126.07	32	15417.31	6980.38	4515.00	795.35	2174.69	750823.05	339944.49	219880.71	38733.78	105907.27
13	46.7	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	526216.49	243179.96	104323.15	37143.07	101557.89
14	156.7	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	1765698.59	815980.71	350052.19	124632.11	340773.48
15	119.1	126.07	20	17195.58	7740.28	5492.62	795.35	2174.69	2047993.47	921867.30	654171.09	94726.77	259005.25
16	12.8	126.07	20	17195.58	7740.28	5492.62	795.35	2174.69	220103.41	99075.58	70305.54	10180.54	27836.00
17	17.9	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	201697.54	93210.31	39986.82	14236.85	38926.90
20	181.7	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	2047399.07	946162.71	405899.70	144515.98	395140.66
23	279.8	126.07	32	15417.31	6980.38	4515.00	795.35	2174.69	4313763.65	1953110.21	1263298.23	222540.29	608477.48
24	99.6	126.07	20	17195.58	7740.28	5492.62	795.35	2174.69	1712679.68	770931.85	547064.99	79217.35	216598.85
25	32	126.07	40	14231.80	6473.78	3863.26	795.35	2174.69	455417.57	207160.95	123624.33	25451.36	69589.99
26	39.1	126.07	60	11268.02	5207.28	2233.90	795.35	2174.69	440579.55	203604.63	87345.50	31098.38	85030.27
27	44.8	126.07	40	14231.80	6473.78	3863.26	795.35	2174.69	637584.60	290025.33	173074.07	35631.90	97425.99
28	22.6	126.07	20	17195.58	7740.28	5492.62	795.35	2174.69	388620.09	174930.32	124133.22	17975.02	49147.93
29	21.1	126.07	20	17195.58	7740.28	5492.62	795.35	2174.69	362826.72	163319.90	115894.29	16781.99	45885.90
30	6.4	126.07	20	17195.58	7740.28	5492.62	795.35	2174.69	110051.71	49537.79	35152.77	5090.27	13918.00
31	7.3	100.442	20	15044.62	6673.57	4974.06	653.35	1893.80	109825.73	48717.03	36310.66	4769.46	13824.77
32	5.4	70.166	20	12503.56	5413.39	4361.46	485.59	1561.98	67519.20	29232.29	23551.88	2622.19	8434.69
Emboquille 1	15	80	15	14069.87	6139.33	4967.78	540.08	1669.76	211048.04	92090.00	74516.70	8101.22	25046.40
Emboquille 2	15	80	15	14069.87	6139.33	4967.78	540.08	1669.76	211048.04	92090.00	74516.70	8101.22	25046.40
<b>Total</b>									23,510,122.86 €	10,706,510.40 €	6,132,748.79 €	1,362,586.72 €	3,742,004.46 €

Tabla 5. Coste de ejecución del túnel Bombolí según Moreno (2010), método de coste por metro de túnel.

Así pues, se observa que el coste total de la obra ejecutada por el primer método presentado por Moreno ,2003 corresponde a 23 510 122.86 € (veintitrés millones quinientos diez mil ciento veintidós euros con ochenta y seis céntimos). Obteniendo un valor desglosado asociado que se puede observar en la última de las filas mostradas en la Tabla 5.

Además, encontramos que dicho valor se asemeja al valor mostrado por ADIF 2003, analizado en 6.2. ADIF, 2008. Con una diferencia inferior al 1.5%.

## 7. Conclusiones.

En el presente anexo se ha realizado una aproximación del coste de ejecución de la obra a partir de diferentes artículos publicados por varios autores.

Los métodos de cálculo que se han tenido en cuenta para el coste de ejecución del túnel han sido tres:

- Método 1: Constatin (1982)
- Método 2: Base de Precios Tipo para Proyectos de Plataformas (ADIF, 2008).
- Método 3: M.S. Moreno (2010).

Los tres métodos utilizados han resultado obtener un coste de ejecución similar, con una diferencia máxima, inferior al 1.5% entre ellos, equivalente a 342 158.96 €, valor despreciable dados los costes que se manejan para la ejecución del túnel.

El valor representativo que se ha tomado para la ejecución de la obra del túnel Bombolí, sin tener en cuenta la puesta en servicio del mismo, es decir, alumbrado, ventilación, pavimentado, etc. corresponde a la media aritmética de los tres valores obtenidos, ya que, al tratarse de una obra de tales dimensiones y con posible variabilidad durante la ejecución, no se debe entrar en mayor detalle.

El coste total de la obra ejecutada, se ha estimado en 23 624 833.3 € (veintitrés millones seiscientos veinticuatro mil ochocientos treinta y tres euros con tres céntimos).

## Resumen de figuras.

Figura 1. Secciones geológicas tenidas en cuenta para el cálculo de volúmenes extraídos.....	5
Figura 2. Porcentaje del coste asociado a la obra civil e instalaciones según Constantin (1982). Fuente: <i>Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs, 1982-</i> .....	7
Figura 3. Porcentaje de costes asociados a revestimiento, sostenimiento y excavación según el tipo de terreno. Fuente: <i>Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs, 1982.</i> .....	7
Figura 4. Clasificación de los sostenimientos por el NATM. Fuente: <i>Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs, 1982.</i> .....	8
Figura 5. Gráfica de superficie-coste-sostenimiento propuesta por Constatin. Fuente: <i>Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs (1982).</i> En rojo, las superficies de las frentes obtenidas. ....	8
Figura 6. Ábaco de cálculo del coste total (€/m <sup>3</sup> ). Fuente: Moreno, Marcos Sancho. "Predicción del coste de la obra civil de un túnel ejecutado por métodos convencionales." (2013).....	11
Figura 7. Ábaco de cálculo del coste total y costes descompuestos. Fuente: Moreno, Marcos Sancho. "Predicción del coste de la obra civil de un túnel ejecutado por métodos convencionales." (2013). ....	11

## Resumen de tablas.

Tabla 1. Cuadro resumen de los materiales esperados a lo largo de la traza.....	4
Tabla 2. Tabla resumen de volúmenes esperados de extracción según estratos.....	6
Tabla 3. Coste de ejecución del túnel Bombolí según Constantin (1982).....	9
Tabla 4. Coste de ejecución del túnel Bombolí según BPGP-2008, ADIF. ....	10
Tabla 5. Coste de ejecución del túnel Bombolí según Moreno (2010), método de coste por metro de túnel. ....	12

## 10.Anejo Objetivos de Desarrollo Sostenible.

## Índice

<b>1. Introducción.....</b>	<b>3</b>
<b>2. Objetivos de Desarrollo Sostenible. ....</b>	<b>3</b>
<b>3. Cumplimiento de los ODS. ....</b>	<b>3</b>
3.1. ODS 1: Fin de la pobreza. ....	3
3.2. ODS 2: Hambre cero.....	4
3.3. ODS 8: Trabajo decente y crecimiento económico.....	4
3.4. ODS 9: Industria, innovación e infraestructuras.....	4
3.5. ODS 10: Reducción de las desigualdades. ....	4
<b>4. Conclusiones. ....</b>	<b>4</b>

## 1. Introducción

Con el objetivo de mejorar la vida de las personas, la Organización de las Naciones Unidas aprobó en 2015 la Agenda 2030 sobre el Desarrollo Sostenible, donde cada uno de los países implicados se comprometían a tratar de mejorar sus sociedades en base a una serie de puntos.

La Agenda 2030 define 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) aplicables de manera universal para fomentar el crecimiento económico, el compromiso con las necesidades sociales y la protección del medio ambiente.

Con estos puntos en mente, el presente anexo pretende hacer una reflexión de qué puntos son aplicables al presente Trabajo Final de Máster, así como en qué medida puede ayudar o aportar el túnel Bombolí al cumplimiento o mejora de estos objetivos.

## 2. Objetivos de Desarrollo Sostenible.

A continuación, se listan los ODS definidos por la Organización de las Naciones Unidas en la Agenda 2030.

- ODS 1. Fin de la pobreza.
- ODS 2. Hambre cero.
- ODS 3. Salud y bienestar.
- ODS 4. Educación de calidad.
- ODS 5. Igualdad de género.
- ODS 6. Agua limpia y saneamiento.
- ODS 7. Energía asequible y no contaminante.
- ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.
- ODS 10. Reducción de las desigualdades.
- ODS 11. Ciudades y comunicaciones sostenibles.
- ODS 12. Producción y consumo responsables.
- ODS 13. Acción por el clima.
- ODS 14. Vida submarina.
- ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.

Cabe destacar, que es imposible que un proyecto pueda mejorar todos los objetivos, no se trata de abarcar la mayor cantidad posible, si no en hacer una reflexión sobre qué puntos podría abarcar la ejecución del túnel Bombolí.

## 3. Cumplimiento de los ODS.

En este capítulo se analizan los objetivos de desarrollo sostenible que se cumplen, cuales no y en qué medida afecta el proyecto a los objetivos. Para ello se ha realizado una tabla resumen con los objetivos de la Agenda 2030, marcando con una **x** según corresponda.

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.		<b>x</b>		
ODS 2. Hambre cero.		<b>x</b>		
ODS 3. Salud y bienestar.				<b>x</b>
ODS 4. Educación de calidad.				<b>x</b>
ODS 5. Igualdad de género.				<b>x</b>
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.				<b>x</b>
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.				<b>x</b>
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.	<b>x</b>			
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.	<b>x</b>			
ODS 10. Reducción de las desigualdades.			<b>x</b>	
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.				<b>x</b>
ODS 12. Producción y consumo responsables.				<b>x</b>
ODS 13. Acción por el clima.				<b>x</b>
ODS 14. Vida submarina.				<b>x</b>
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.				<b>x</b>
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				<b>x</b>
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.				<b>x</b>

Tabla 1. Resumen de la evaluación de ODS cumplidos por el proyecto.

### 3.1. ODS 1: Fin de la pobreza.

Este ODS tiene como finalidad poner fin a la pobreza en todas sus formas en todo el mundo. Este proyecto podría disminuir la desigualdad económica existente en el país, si bien es sabido que la mejora de las infraestructuras existentes está estrechamente ligado a este hecho.

Con la ampliación de las vías, se permitiría una comunicación más eficiente entre los distintos núcleos urbanos que atraviesa, facilitando mayores oportunidades a aquellos menos favorecidos para poder llegar a los núcleos donde se observa mayor movimiento económico, permitiendo así, un flujo de personas y comercio que facilita el combate con la pobreza.

### 3.2.ODS 2: Hambre cero.

Este objetivo está estrechamente relacionado con el anterior, por lo que se basa en el mismo principio. A mayor facilidad para el transporte de mercancías, mayor flujo habrá, pudiendo aportar alimentos a núcleos urbanos cercanos.

Reduciendo el tiempo de transporte, podemos reducir costes y esto provocar nuevas vías de comercio a otros núcleos. Así pues, reduciríamos la escasez de alimentos en algunos de éstos.

### 3.3.ODS 8: Trabajo decente y crecimiento económico.

Bien es sabido que las infraestructuras son un medio necesario para el correcto crecimiento económico.

Es por ello que una mejora de la infraestructura facilitará el flujo de personas entre diferentes núcleos urbanos, permitiendo así una mayor oportunidad laboral. Además, como se ha comentado anteriormente, podrá reducir costes en el transporte y reducir tiempos, lo que erradica inequívocamente, en una mejoría económica.

### 3.4.ODS 9: Industria, innovación e infraestructuras.

Evidentemente el proyecto se trata de una infraestructura, por lo que la creación de la misma mejorará cuantitativamente este punto.

### 3.5.ODS 10: Reducción de las desigualdades.

Este punto busca reducir la desigualdad en y entre países. El caso de la obra tratada no contempla la reducción de desigualdades entre países, salvo por una mejora de las infraestructuras existentes entre los mismos, no obstante, sí que lo hace de cara a la desigualdad interna de Ecuador.

Como se ha mencionado anteriormente, esta infraestructura mejorará la calidad de vida de las personas, mejorando el flujo de personas entre los núcleos urbanos, lo que facilitará la equidad de oportunidades, independientemente del origen de la persona.

## 4. Conclusiones.

Este proyecto tiene como finalidad la mejora de la condición de vida de los usuarios de la vía Alóag-Santo Domingo, facilitando el flujo de tráfico de los usuarios, a mayor velocidad de proyecto y con menor distancia a recorrer.

Este hecho no quiere decir que no se produzcan mejoras en otros aspectos, como pudiera ser el crecimiento económico de la zona. Es por ello que los ODS 8 y 9 asociados a la economía y a las infraestructuras observarán una mejora sustancial en esa zona, mientras que los ODS 1 y 2 tendrá una incidencia media, siendo estos dos los relacionados con la pobreza y el hambre. Por último, el ODS 10, que versa sobre las desigualdades tendrá baja incidencia; los demás ODS no observarán ningún cambio asociado al proyecto.

## Resumen de tablas.

Tabla 1. Resumen de la evaluación de ODS cumplidos por el proyecto. ....3

## 11. Bibliografía.

## Bibliografía.

### A

AGUIAR FALCONÍ, R. 2003. Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar el desempeño estructural en países Latinoamericanos. (capítulo 8). Centro de Investigaciones Científicas CEINCI. ESPE. Ecuador.

AGUIAR FALCONÍ, R. 2008. Análisis sísmico de edificaciones. Centro de Investigaciones Científicas CEINCI. ESPE. Ecuador.

ALCANTARA AYALA, Irasema. Landslides: ¿deslizamientos o movimientos del terreno? Definición, clasificaciones y terminología. *Invest. Geog* [online]. 2000, n.41 [citado 2015-06-24], pp. 7-25. Disponible en: [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0188-46112000000100002&lng=es&nrm=iso](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0188-46112000000100002&lng=es&nrm=iso). ISSN 0188-4611.

Arturo E. Alexandra A. et al., 2003. Database and Map of Quaternary Faults and Folds of Ecuador and its offshore regions. A project of the International Lithosphere Program Task Major Active Faults of the World. IG – EPN. USGS. Quito – Ecuador.

### B

Barton, N. (1988). Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system. In *Rock classification systems for engineering purposes*. ASTM International.

### C

Carretera Alóag-Santo Domingo. Estudios y diseños del túnel Bombolí  
Crónicas de Egred, 1988. EPN.

### D

DIRECCIÓN NACIONAL DE DEFENSA CIVIL. 1991. Mapa Sismo tectónico del Ecuador. Escala 1: 1 000 000. Escuela Politécnica del Ejército. Quito – Ecuador.

Diseño y Cálculo Geométrico de Viales- Alineamiento Horizontal. Universidad Nacional de Ingeniería. Ing. Sergio Navarro Hudiel (2011).

Diseño y ejecución de Obras subterráneas. R. Pérez Álvarez. Universidad de Cantabria.

Duque, P. (2000). Breve Léxico Estratigráfico del Ecuador. Sistema de Información Geológica y Minera - Quito. Editores Laser.

### E

Egred, J., 1981. Catálogo Sísmico del Ecuador, EPN., Quito.

Egred, J., 1990. Actualización de Catálogos Sísmicos, Ecuador. EPN, Quito.

EGUEZ, A. 1986. Evolution Cenozoique de la Cordillere Occidentale Septentrionale d' Equateur: Les mineralisation associees. Unpublished Ph. D. thesis; Universite Pierre et Marie Curie. Paris.

### F

Flujo en canales, Recuperado de [http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulosos/flujoencanales/imperm\\_tuneles/pagina\\_nueva\\_1.htm](http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulosos/flujoencanales/imperm_tuneles/pagina_nueva_1.htm)

Francisco R. Mónica S. et al., 2007. Breves Fundamentos Sobre Terremotos en el Ecuador. IG-EPN. Corporación Editorial Nacional. Quito – Ecuador.

<ftp://ftp.conagua.gob.mx/zapotillo/08.%20Geol%20y%20Geotec%20Diques/8.01.%20CEAG-OD-CFE-2006-058%20PDF/8.01.02%20TALUDES/CAP%2011%20Geologia%20de%20depositos%20de%20Talud.pdf> (11/05/2021)

### G

Geociencias para las comunidades andinas, Modelo Digital del Terreno, Resolución 90m, 2003.

"Geotechnical risks on large civil engineering projects". Evert Hoek and Alessandro Palmeiri. 1998 (con datos anteriores de USA, 1984)

Gierke, J., 2012, Monthly Water Budgets. Michigan Technological University. Department of Geological and Mining Engineering and Sciences.

Gonzales de Vallejo, Ingeniería Geológica, Universidad Complutense de Madrid, Pearson Prentice Hall.

### H

<http://www.pichinchacomunicaciones.com.ec/en-marcha-el-tunel-mas-grande-del-ecuador/> (13/01/2020)

<https://www.obraspublicas.gob.ec/mtop-firma-convenio-para-financiar-la-construccion-del-tunel-bomboli-el-mas-grande-del-ecuador/> (13/01/2020)

<http://www.igepn.edu.ec/>.(15/02/2020)

<http://repositorio.ipicyt.edu.mx/bitstream/11627/153/1/GonzalezPina.pdf> (14/04/2020)

[http://www.efn.uncor.edu/archivos/doctorado\\_cs\\_ing/quintana/TESIS\\_COMPLETA.pdf](http://www.efn.uncor.edu/archivos/doctorado_cs_ing/quintana/TESIS_COMPLETA.pdf) (12/02/2021)

[http://www.egs.mx/casos/lomas\\_verdes\\_naucalpan.pdf](http://www.egs.mx/casos/lomas_verdes_naucalpan.pdf) (11/05/2021)

[https://eost.unistra.fr/fileadmin/upload/EOST/Mike\\_Heap/pdf\\_files/Kushnir\\_et\\_al\\_2012\\_BC.pdf](https://eost.unistra.fr/fileadmin/upload/EOST/Mike_Heap/pdf_files/Kushnir_et_al_2012_BC.pdf)  
(12/05/2021)

<http://pubs.usgs.gov/of/2005/1317/of2005-1317.pdf> (11/05/2021)

## I

Infiltration in the hydrologic cycle, AGU, 1993.

Ingeniería Geológica. Luis I. González de Vallejo. Año 2006.

Ingeniería geológica. L.I. González Vallejo. (2004)

## L

Le Maitre, 1989; R.V. Fisher & H. U. Schimincke, 1984; M.E. Tucker, 2001. Rocas Volcanoclásticas. Traducción y Resumen de los Textos de RW.

## M

Mapa de fallas y pliegues cuaternarias de Ecuador y regiones adyacentes y memoria explicativa

Mapa de Fallas y Pliegues de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes. Escala 1:1 250 000. Año 2003. EPN. USGS. Quito – Ecuador.

Mapa Geológico de La Cordillera Occidental del Ecuador entre 0°-1° S, escala regional 1:200000, por R.A. Hughes, R. Bermúdez y G. Espinel el 12 de noviembre de 1998.

Mapa Geológico de la República del Ecuador, Escala 1:1.000.000, Cooperación Técnica entre los Gobiernos del Ecuador (Ministerio de Energía y Minas) y el Reino Unido de Gran Bretaña e Irlanda del Norte (Overseas Development Administration: ODA). 1993

Mapa Geológico del Ecuador, escala 1:100000, hoja de Machachi, año 1978, realizada por la Dirección General de Geología y Minas.

Mapa Geológico del Ecuador. Escala 1:100 000. Machachi. Hoja 66. Edición 1978. Ministerio de Recursos Naturales y Energéticos. Dirección General de Geología y Minas.

Geología del Ecuador, Boletín de la explicación del Mapa Geológico.

Mapa geológico de Ecuador. Hoja de Machachi. Escala 1:500 000. Edición 1-1 978.

Mapa geológico de la República del Ecuador, Escala 1:1.000.000. J. Baldock (GIS), 1982.

Mapa sismotectónico de Ecuador y memoria explicativa

Memoria técnica mapa geológico de la cordillera occidental 0°-10° S.

Modelling composite sections (e.g., steel sets and shotcrete) with FLAC and Phase2. C. Carranza-Torres (2004).

Moreno, Marcos Sancho. "Predicción del coste de la obra civil de un túnel ejecutado por métodos convencionales." (2010).

## N

NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación. (2009).

NEC-14, Capítulo 2. Peligro sísmico y requisitos de diseños sísmo resistentes. Norma Ecuatoriana de la construcción 2014

Norma Ecuatoriana de la Construcción. 2 014. NEC-14. Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sísmo Resistente. Cámara de la Construcción de Quito. Decreto Ejecutivo N° 706 del 06 de Abril de 2 014.

## P

Petroecuador, Actualización Mapa Hidrogeológico y de Cuencas Hidrográficas del Ecuador Escala 1:1'000000, con Referencia a la Infraestructura del Sector Hidrocarburífero, 2005.

## R

R.A. Hughes, R. Bermúdez y G. Espinel. Geology of the Cordillera Occidental of Ecuador Between 0° 00' and 1° 00' S. World Bank Mining Development And Environmental Control Project, 13-16, 21-28.

Ramiro, I. Arturo, E. Víctor, P. 1 991. Memoria Explicativa. Mapa Sismo tectónico del Ecuador. CONSEJO DE SEGURIDAD NACIONAL. DIRECCIÓN NACIONAL DE DEFENSA CIVIL. Escuela Politécnica del Ejército. Quito – Ecuador.

Revisión crítica de los ensayos de abrasividad en rocas y de la influencia de las características petrográficas. N. Sánchez-Delgado et. al. (2016).

Ruiz, M. R. (2002). Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas.

## S

Sancho, Marcos. (2013). Predicción del coste de la obra civil de un túnel ejecutado por métodos convencionales. Obras Urbanas - N°41.

SPIKINGS, R.A. WINKLER, W., SEWARD, D., HANDLER, R., (2001). Alongstrike variations in the thermal and tectonic response of the continental Ecuadorian Andes to the collision with heterogeneous oceanic crust, Earth and Planetary Science Letters, v. 186, p. 57-73.

## T

THALMANN, H. E. 1946. Micropaleontology of upper Cretaceous and Paleocene in Western Ecuador. Bulletin of the American Association of Petroleum Geologists, 30, 337-347.

Técnica de voladuras y excavaciones en túneles. J.V. Martí Albiñana et.al., 2012.

## U

Uso de clasificaciones geomecánicas en las boquillas de túneles. Romana (2000).

## V

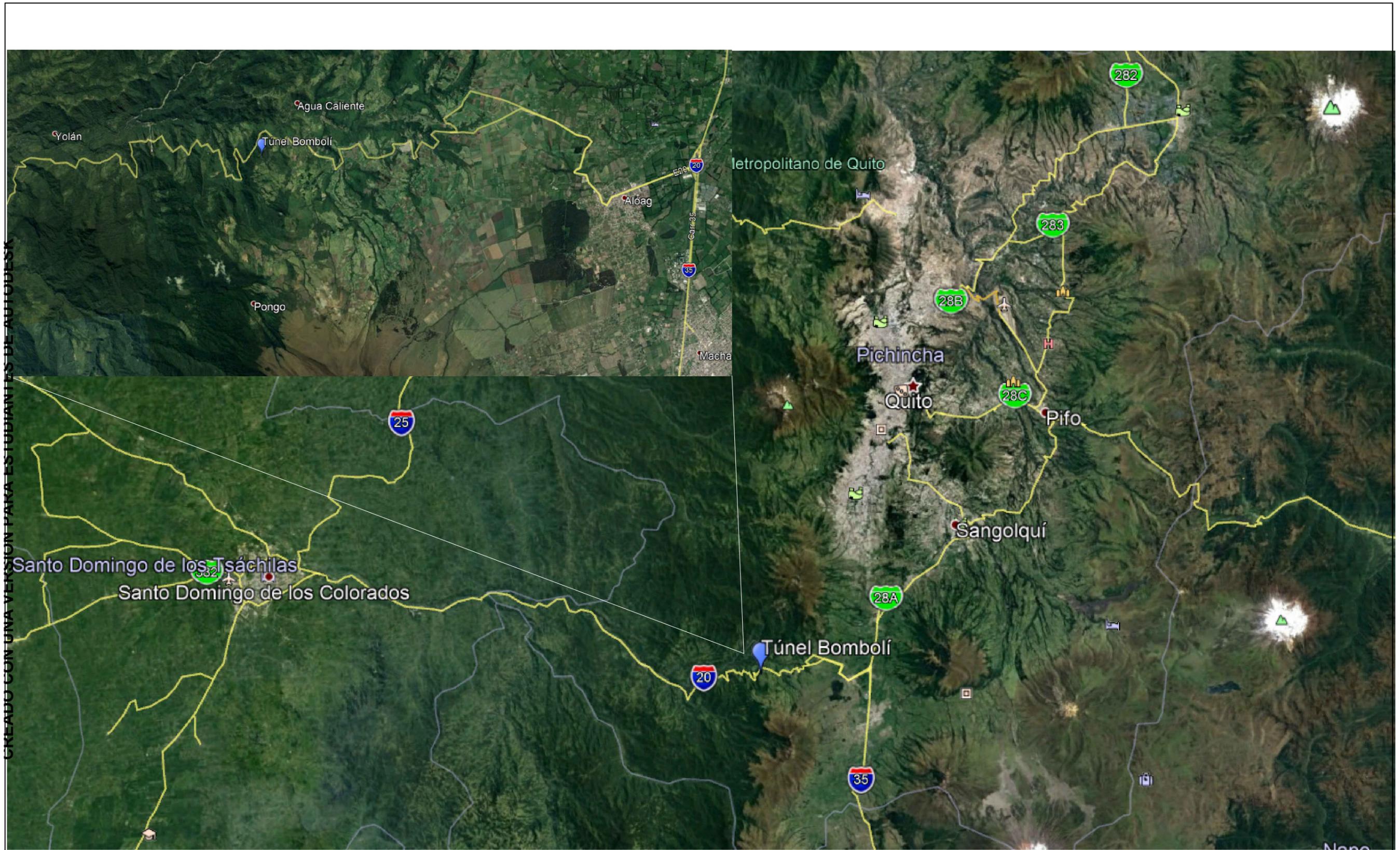
VALLEJO, C., (2007). Evolution of the Western Cordillera in the Andes of Ecuador (Late Cretaceous–Paleogene) [Ph.D. thesis]: Zürich, Switzerland, Institute of Geology, ETH Zürich, 208 p., <http://ecollection.ethbib.ethz.ch/show?type=diss&nr=17023>.

Villagómez, D. Winckell A. 1 992. Los Paisajes Naturales del Ecuador. Volumen 1. Las condiciones generales del medio natural. Fig.5. Pg. 25, Pg. 20-26. CEDIG, IPGH, IRD, IGM. Quito – Ecuador.

## W

Winckell, A. Zebrowski C. Sourdat, M. 1 997. Los Paisajes Naturales del Ecuador. Los Paisajes y Regiones del Ecuador. Geografía Básica del Ecuador. Tomo IV Volumen 2 Geografía Física. Centro Ecuatoriano de Investigación Geográfica (CEDIG), IPGH, ORSTOM, IGM. Quito – Ecuador.

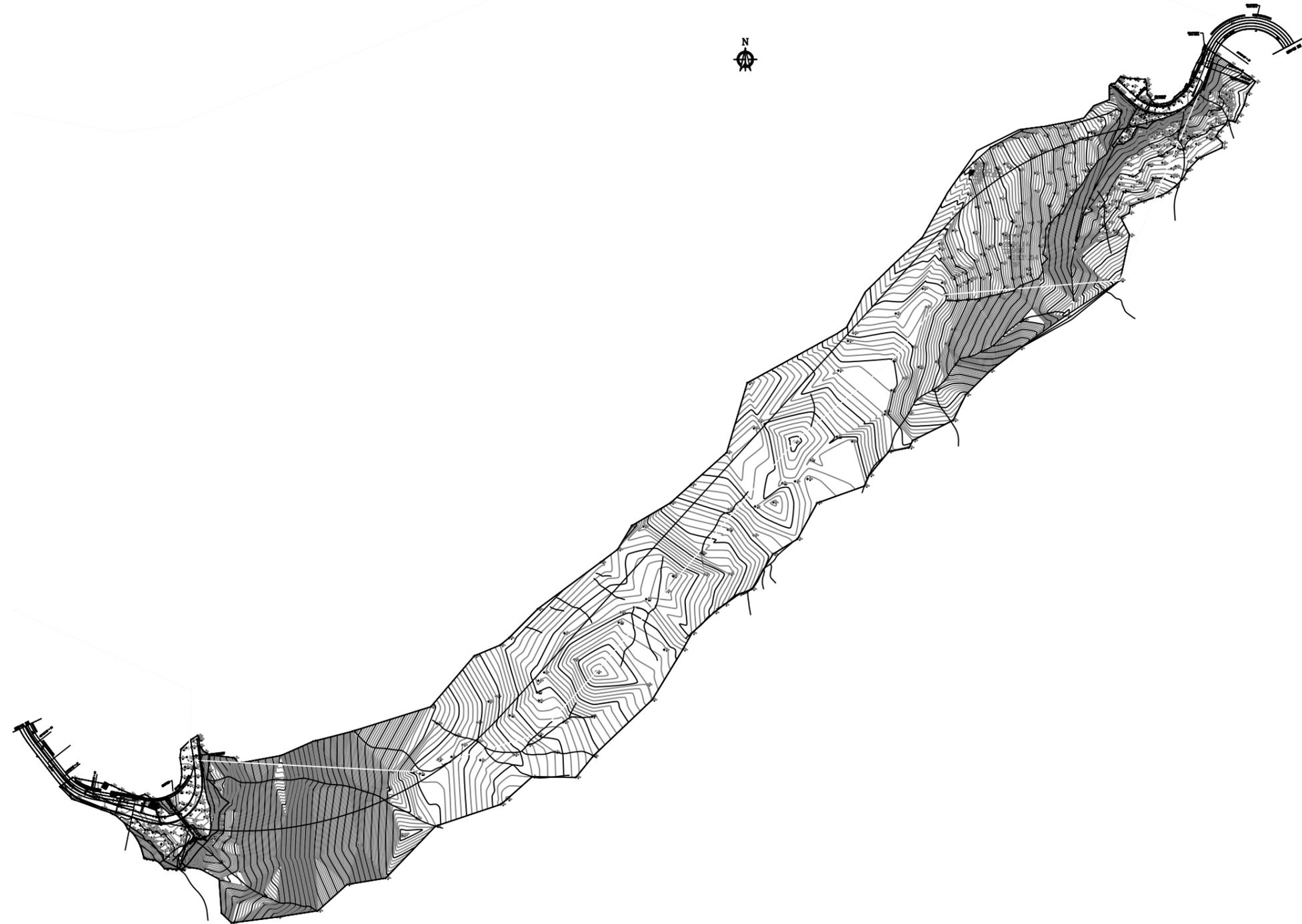
## 12. Planos



CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODIS

 	<b>Título del proyecto:</b> Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi, Ecuador.	<b>Autor:</b> Francisco Devesa Peiró	<b>Fecha:</b> 11-05-2021	<b>Título:</b> Ubicación.	<b>Escala:</b> Varias
				<b>Nº Plano:</b> 01	





**CAMINOS**  
upv

UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Título del proyecto:

Estudio geotécnico-estructural del  
túnel de Bombolí en la vía  
Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:

Francisco Devesa Peiró

Fecha:

11-05-2021

Título:

Topografía general

Nº Plano:

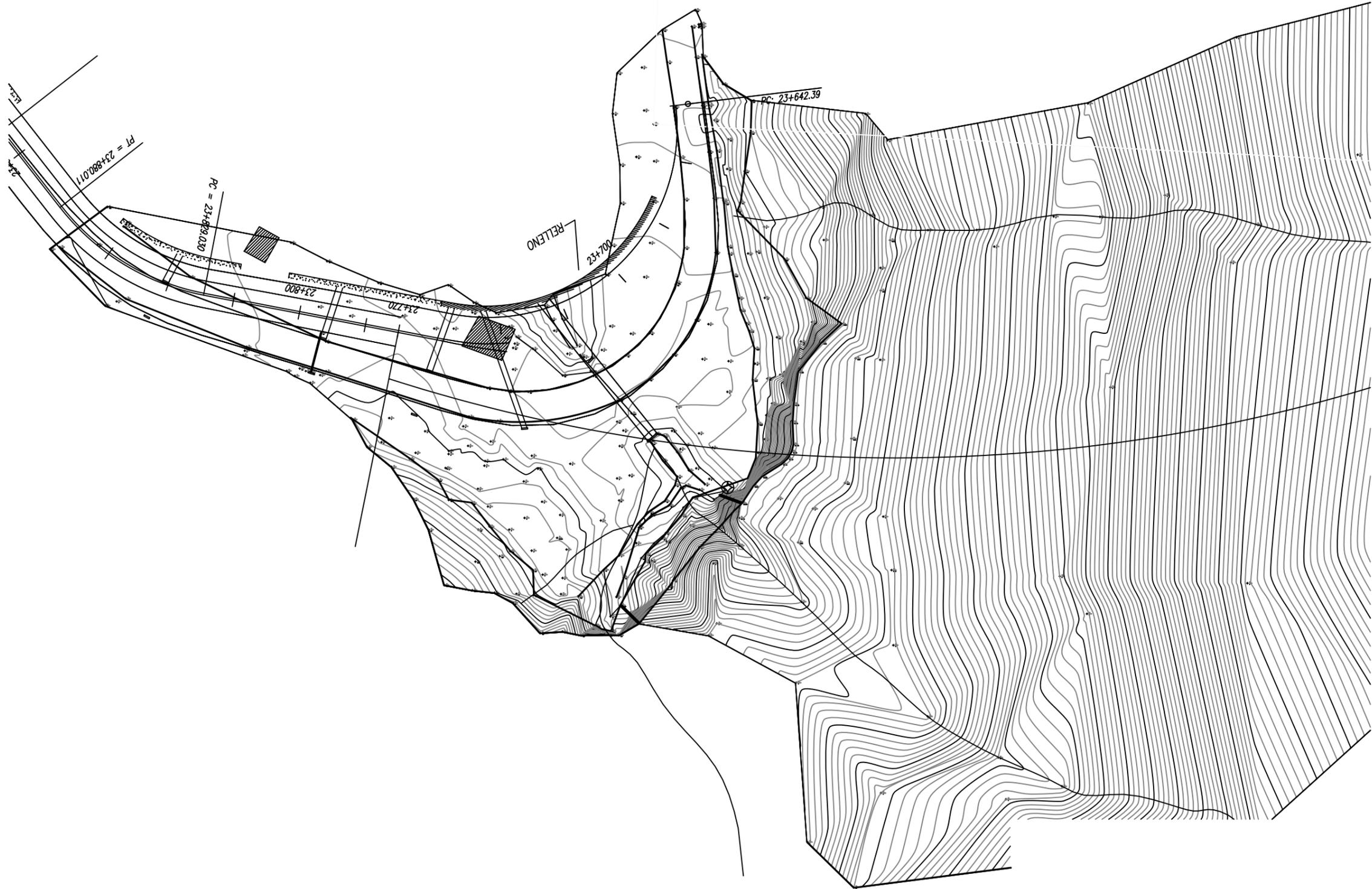
03

Escala:

1:6400

0 50 100 200 m

4



**CAMINOS**  
upv



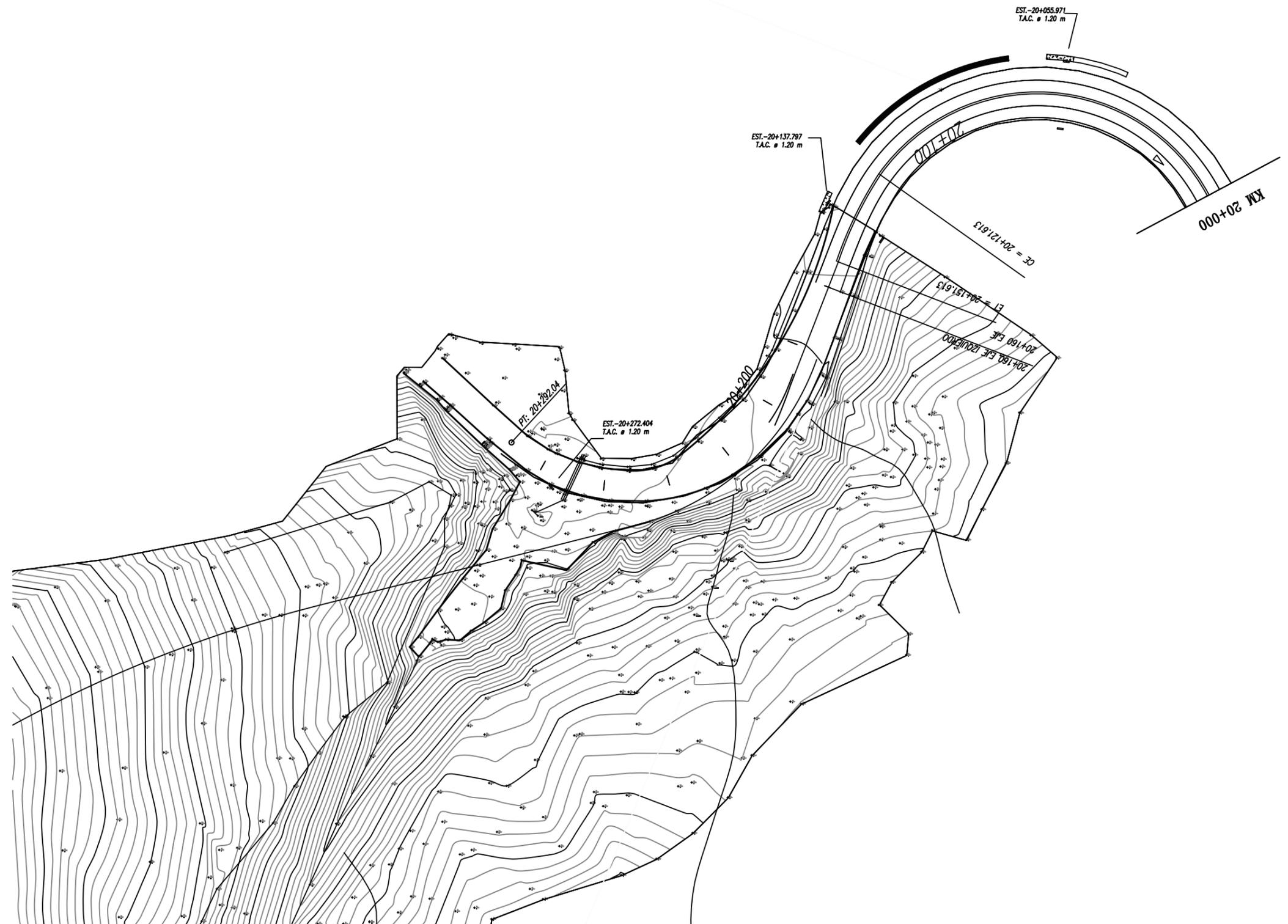
Título del proyecto:  
Estudio geotécnico-estructural del  
túnel de Bombolí en la vía  
Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:  
Francisco Devesa Peiró

Fecha:  
11-05-2021

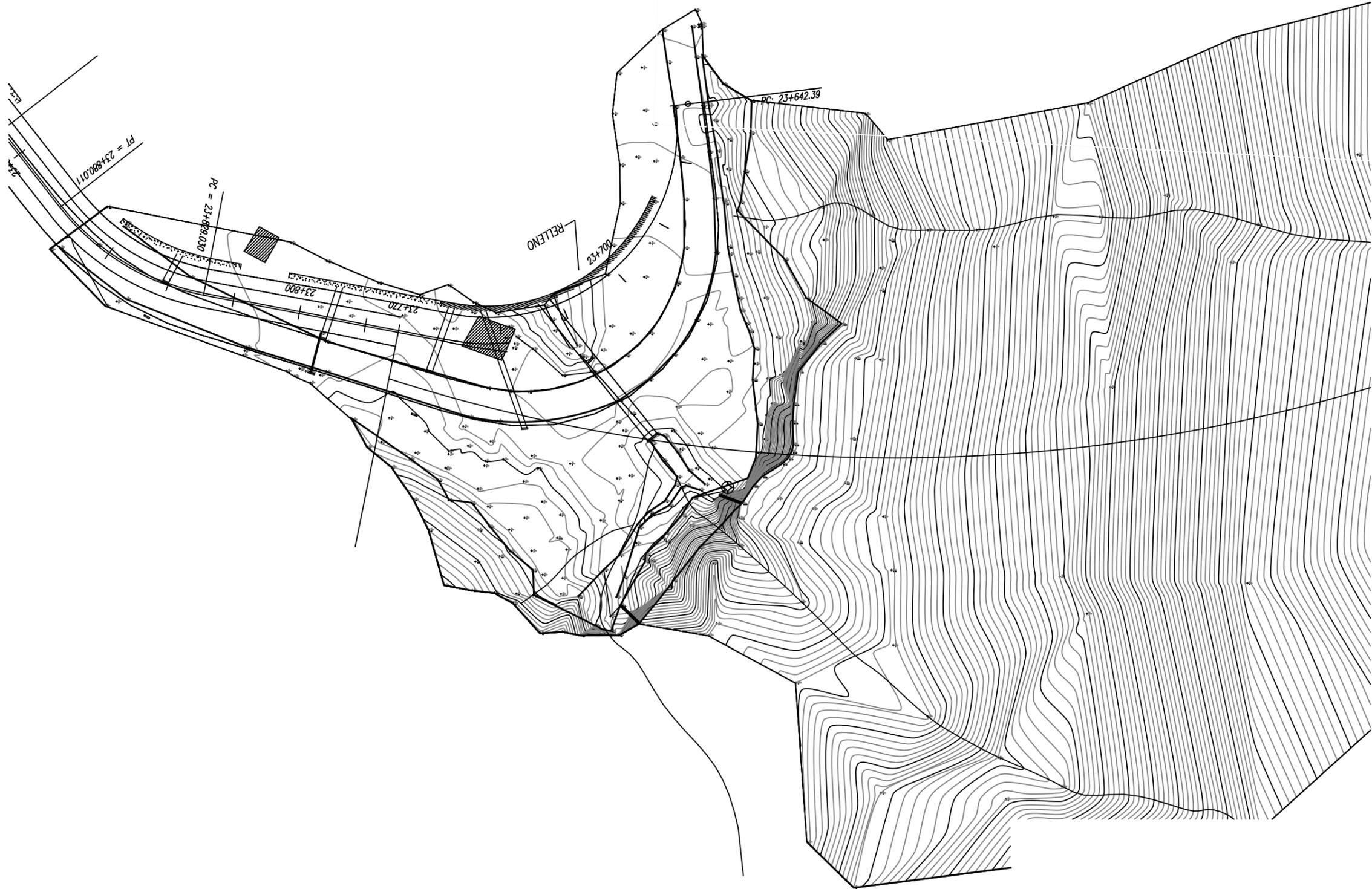
Título:  
Topografía portal de entrada  
Nº Plano:  
04

Escala:  
1:1200  
0 10 20 40 Metros



 	<b>Título del proyecto:</b> Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi, Ecuador.	<b>Autor:</b> Francisco Devesa Peiró	<b>Fecha:</b> 11-05-2021	<b>Título:</b> Topografía portal de salida	<b>Escala:</b> 1:1300 

4



**CAMINOS**  
upv



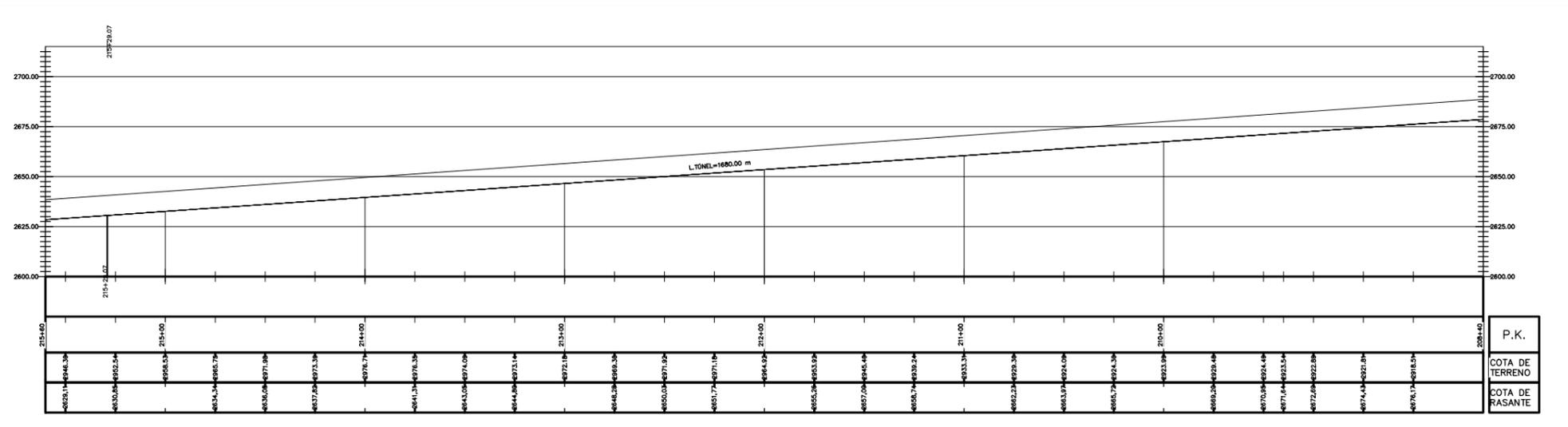
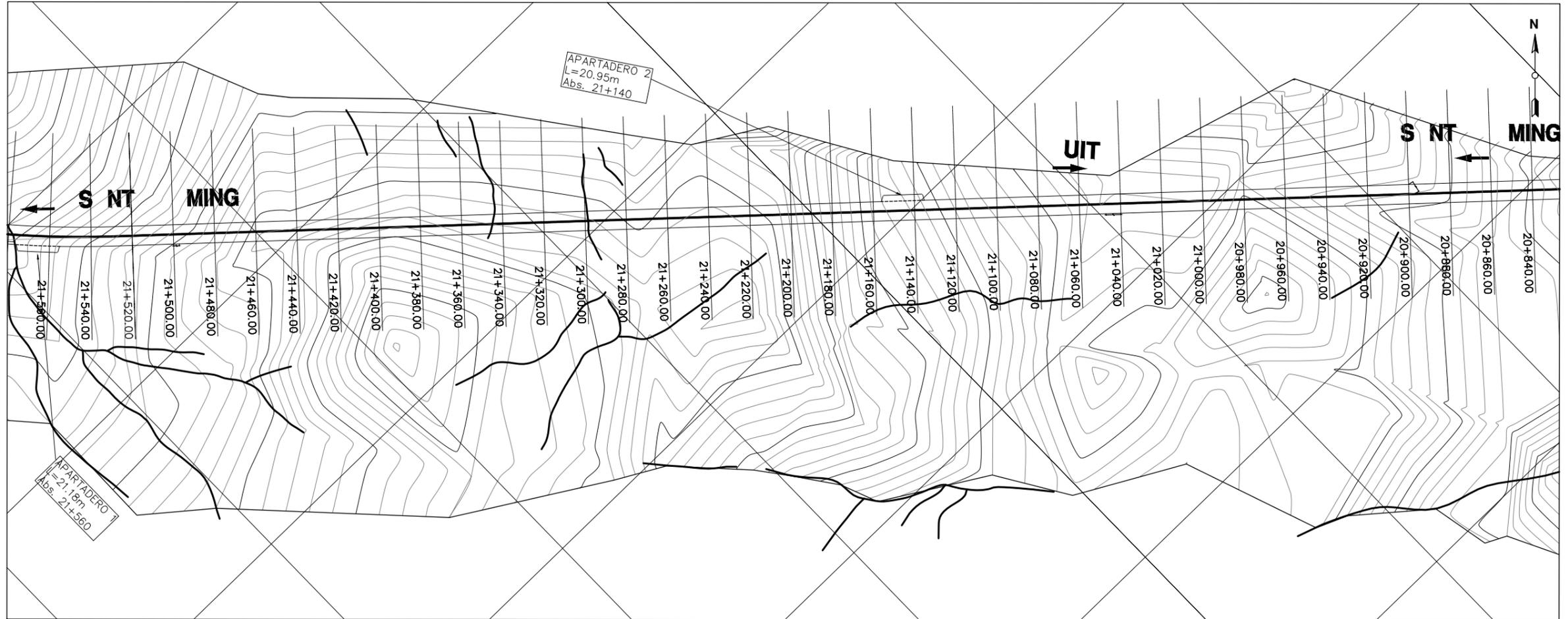
Título del proyecto:  
Estudio geotécnico-estructural del  
túnel de Bombolí en la vía  
Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:  
Francisco Devesa Peiró

Fecha:  
11-05-2021

Título:  
Topografía portal de entrada  
Nº Plano:  
06

Escala:  
1:1200  
0 10 20 40 Metros



Título del proyecto:  
 Estudio geotécnico-estructural del  
 túnel de Bombolí en la vía  
 Alóg-Unión Toachi, Ecuador.

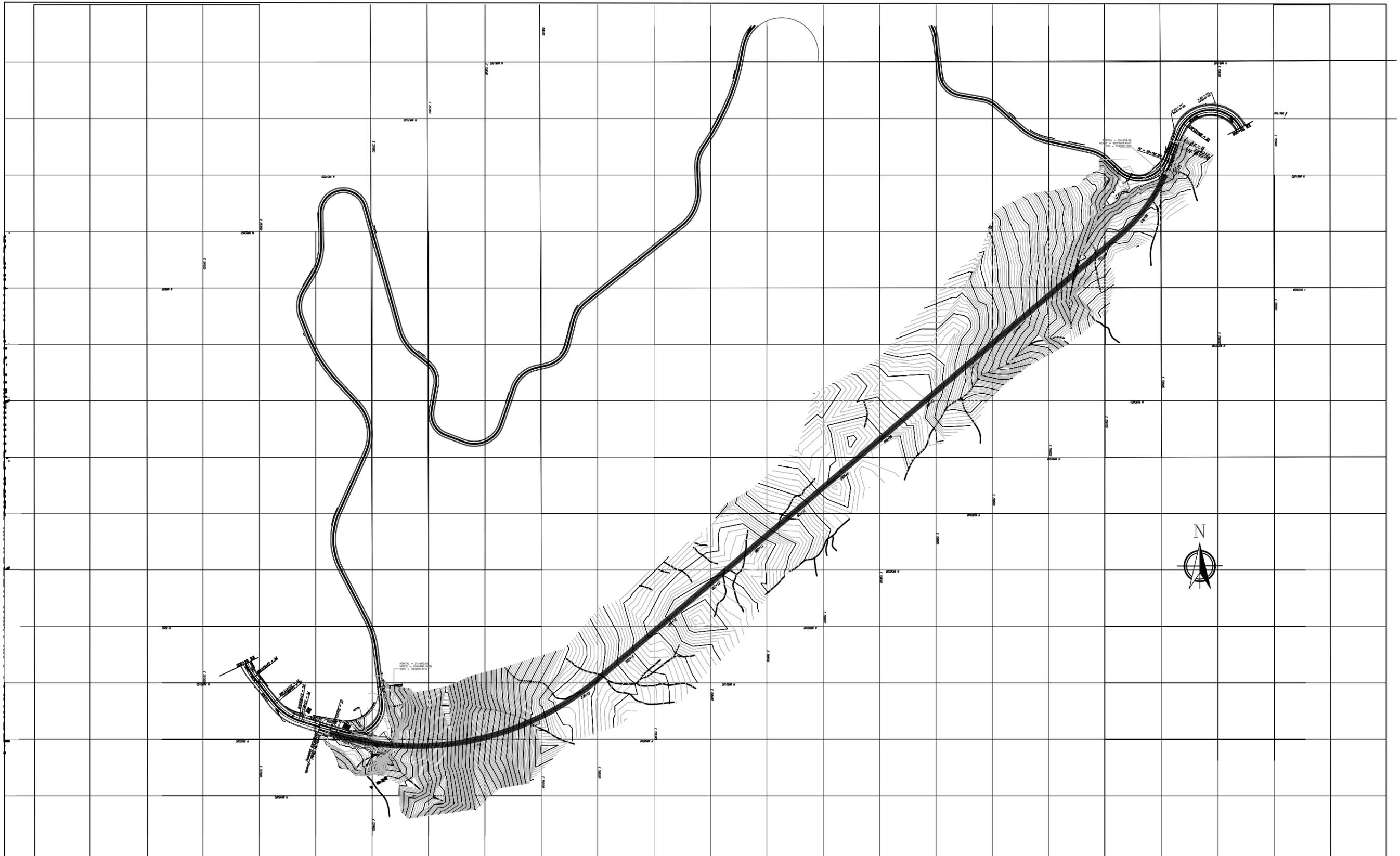
Autor:  
 Francisco Devesa Peiró

Fecha:  
 11-05-2021

Título:  
 Trazado Eje túnel: PK: 21+560 a  
 21+840.  
 Nº Plano:  
 07

Escala:  
 VARIOS



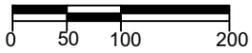


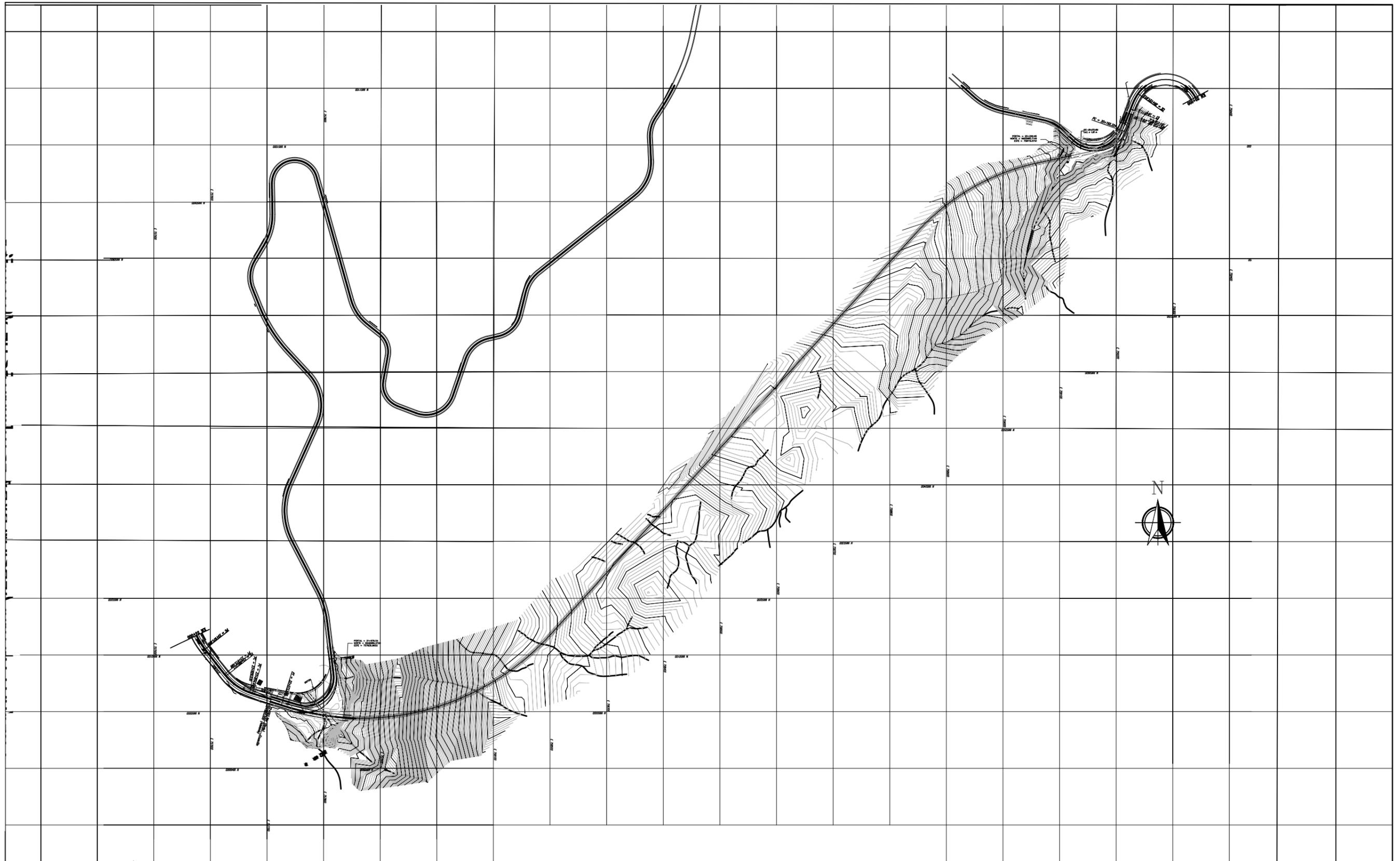
Título del proyecto:  
 Estudio geotécnico-estructural del  
 túnel de Bombolí en la vía  
 Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:  
 Francisco Devesa Peiró

Fecha:  
 11-05-2021

Título:  
 Planta del trazado y replanteo de la  
 Alternativa 3.  
 N° Plano:  
 09

Escala:  
 1:50 000  




**CAMINOS**  
UPV



Título del proyecto:

Estudio geotécnico-estructural del  
túnel de Bombolí en la vía  
Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:

Francisco Devesa Peiró

Fecha:

11-05-2021

Título:

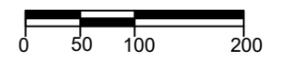
Planta del trazado y replanteo de la  
Alternativa 3.

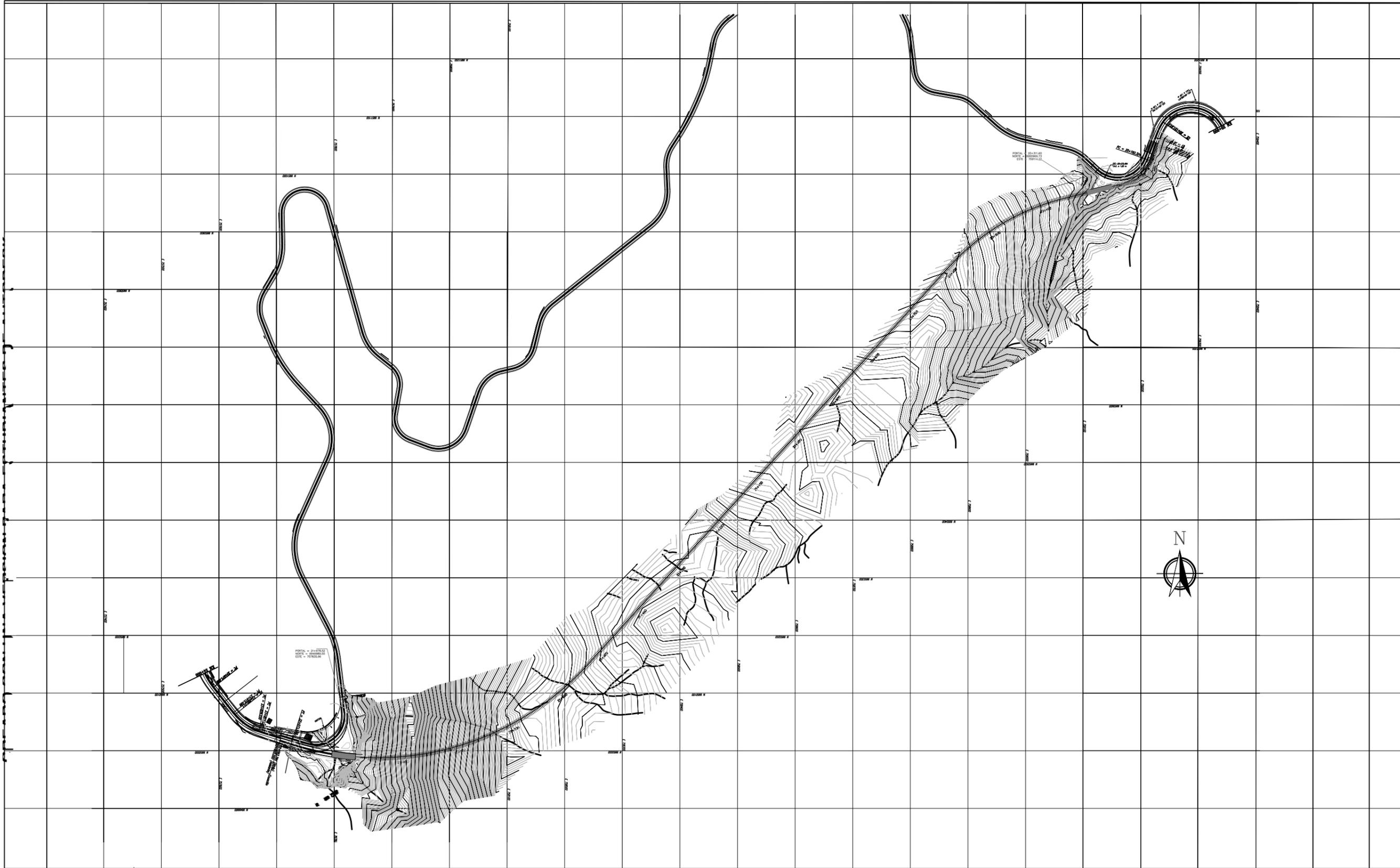
Nº Plano:

10

Escala:

1:50 000





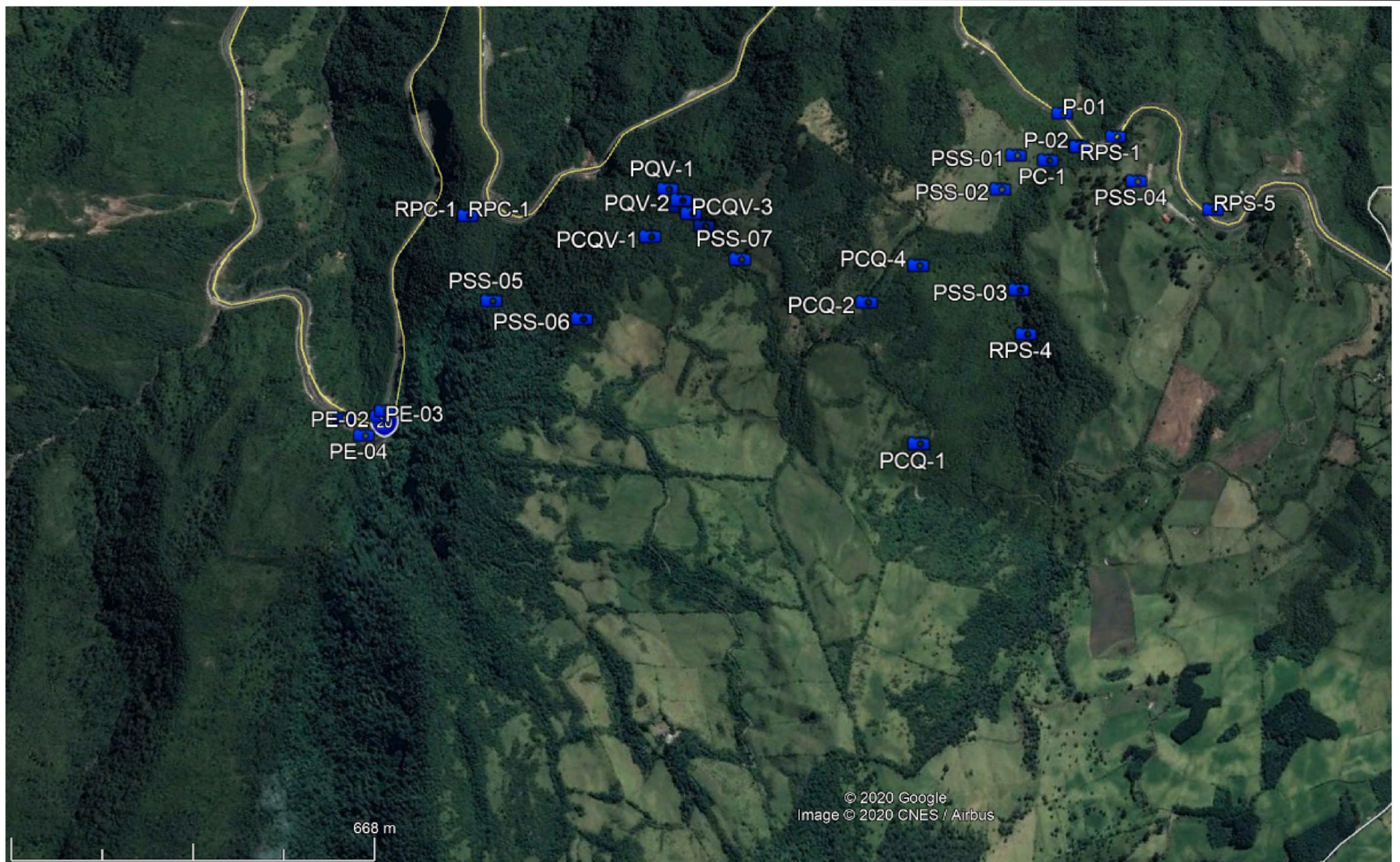
Título del proyecto:  
 Estudio geotécnico-estructural del  
 túnel de Bombolí en la vía  
 Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

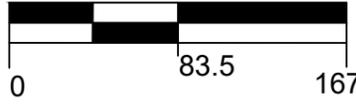
Autor:  
 Francisco Devesa Peiró

Fecha:  
 11-05-2021

Título:  
 Planta del trazado y replanteo de la  
 Alternativa 3.  
 N° Plano:  
 11

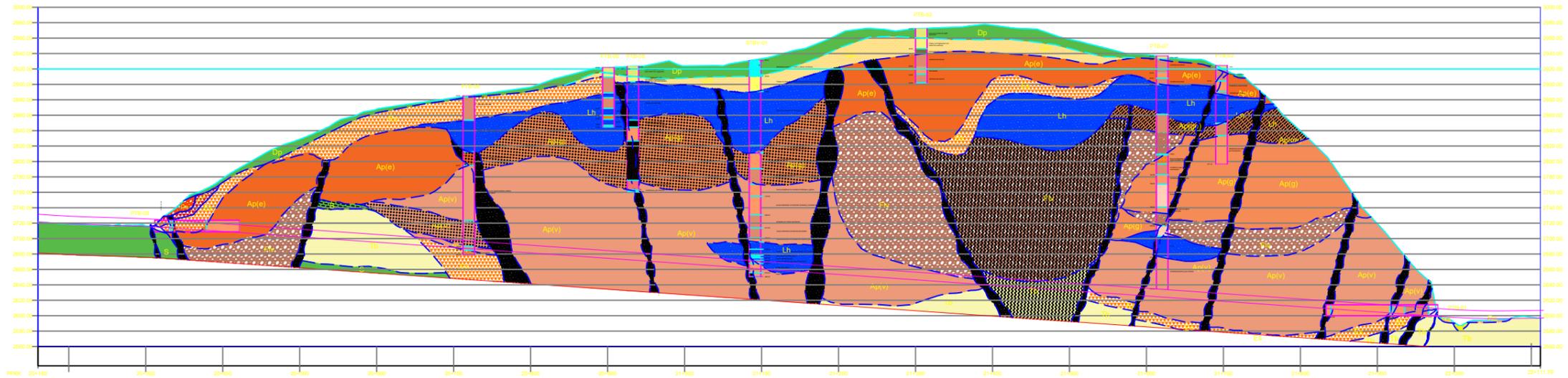
Escala:  
 1:50 000



 	Título del proyecto:	Autor:	Fecha:	Título:	Escala: 49:3340 
	Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi, Ecuador.	Francisco Devesa Peiró	11/05/2021	Ubicación fotografías de reconocimiento geológico N° Plano: 12	



PERFIL GEOLÓGICO LONGITUDINAL  
GUITARRA GEOTÉCNICA



ESCALA DE IMPRESIÓN 1:3000.  
ESCALA DE TRABAJO 1:1000.

TRAMO (LONGITUD EN METROS)	50	90	48.9	13.3	132.8	92.7	34.2	171.3	8.1	93.3	27	110	72	187	159.7	33	19.4	125.3	0.1	55.8	0.2	63.7	0.1	188.7	0.2	75.9	0.1	50
COBERTURA DEL TERRENO	55.5	105.9	127.8	134.1	181.9	202.8	209.9	232.6	233.5	290	297.2	299.9	292.4	301.7	330.1	349.3	334.9	336.2	30.0	314.3	312.9	310.9	296.2	296.5	201.9	187.3	95.3	
UTILIZACIÓN	SE-ES	Ap(1) - Escoria	Fr	F	Tb	Ap(1) - Escoria	F	Ap(1)	F	Ap(1)	Lh	F	Lh	F	Ap(1) - Escoria	Fr	F	Tb - COYALLA	Fr	Ap(1)	F	Ap(1)	F	Ap(1)	F	Ap(1)	F	Ap(1)
CLASE DE ROCA	C	B	C	D	B	C	D	B	D	A	C	D	C	D	B	C	D	D	D	A	D	A	D	A	D	A	D	C
RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
RESISTENCIA A TRACCIÓN (MPa)	2.2	2.2	2.1	1.8	1.6	2.1	1.6	2.3	2.3	2.3	2.1	1.4	2.1	1.8	2.2	2.1	1.4	1.8	2.1	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	
RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa) - RANGO DE FLUJOS	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
RESISTENCIA A TRACCIÓN (MPa) - RANGO DE FLUJOS	1500	1500	100	80	100	100	80	1500	1500	100	80	100	80	100	1500	1500	100	80	100	100	100	100	100	1500	1500	100	80	100
COEFICIENTE DE FROTAMIENTO	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37
MÉTODOS DE EXCAVACIÓN	A, D, CB	A, D	A, D, CB	D	A, D	A, D, CB	A, D, CB	A	A	A	A, D, CB	A, D, CB	A, D, CB	A, D, CB	A, D	A, D, CB	A, D, CB	A, D, CB	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
TIPO DE SISTEMAS DE EXCAVACIÓN	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	
ESPAESOR NOMINAL PROYECTADO (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
VALORES DE ANCHO DE EXCAVACIÓN (m)	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3	1.3 X 1.3
TIPO DE CÁMARA	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100	HEB-100
ESPAESOR NOMINAL ENTRE CÁMARA (cm)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
ESPAESOR NOMINAL DEL PISO (cm)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
LONGITUD DE PASE DE EXCAVACIÓN (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
CANTAL APROXIMADO EN EL TRAMO (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

**LEYENDA**

<b>ESTRATIGRAFÍA</b>	<b>LEYENDA</b>	<b>SIMBOLOGÍA</b>
Areniscas, tobos	Escoria	Zona de cizalla
Imolitaclinos, arcillas saturadas	Lahar	Fallas
Tobas brechosas cremas rojizas	Aglomerados	Contactos geológicos
Andesitas piroxénicas gris verdosas	Brechas tobáceas cremas	Sondeos
Andesitas escoriaceas / andesitas piroxénicas grises y brechas volc.	Depósitos volcanoclásticos	Roca con meteorización alta a completa
Flujos Piroclásticos	Aluviales	Túnel
Andesitas proxímicas con niveles de escorias altamente fracturada	Relleno antrópico	
Andesitas escoriaceas hombléndicas gris rojizas, con fracturas abiertas y tramos fragmentados		



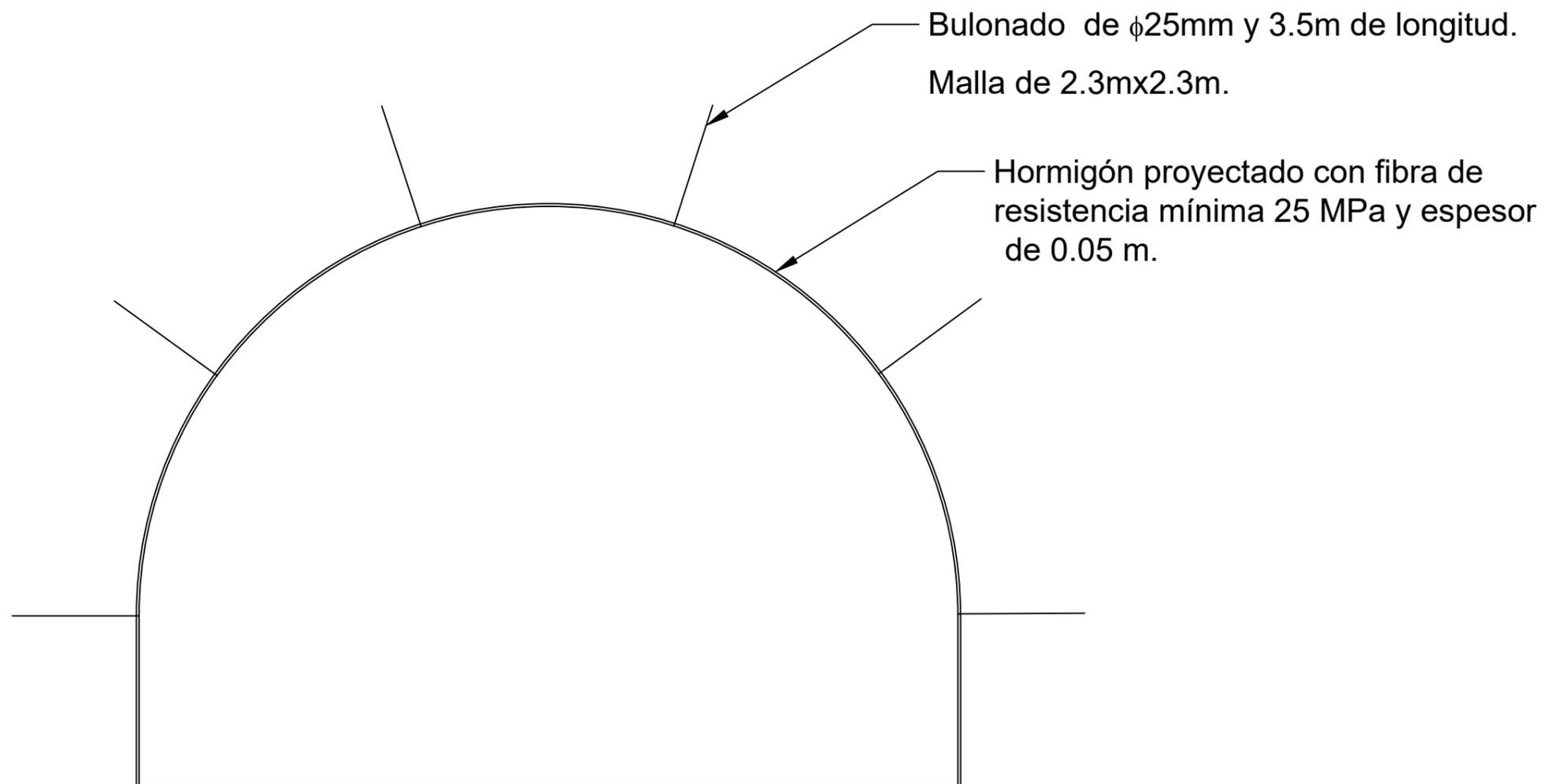
Título del proyecto:  
Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:  
Francisco Devesa Peiró

Fecha:  
11-05-2021

Título:  
Guitarra Geotécnica  
Nº Plano:  
14

Escala:  
1:6400

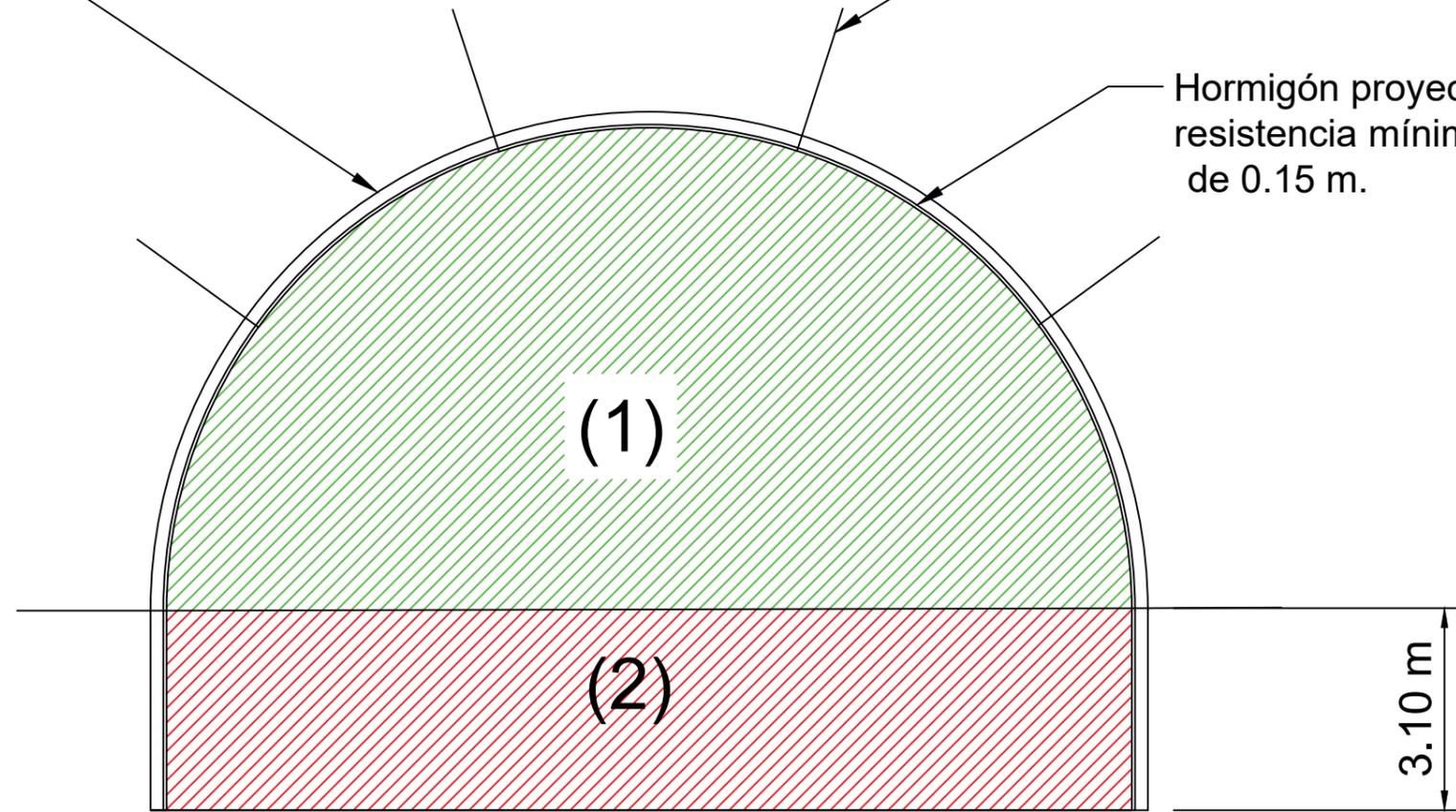


 	<b>Título del proyecto:</b> Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi, Ecuador.	<b>Autor:</b> Francisco Devesa Peiró	<b>Fecha:</b> 11-05-2021	<b>Título:</b> Sostenimiento Tipo I: Andesitas	<b>Escala:</b> 1:1 000 
				<b>Nº Plano:</b> 15	

Cerchas IPN-140  
espaciadas 1.5 m

Bulonado de  $\phi 25\text{mm}$  y 2 m de longitud.  
Malla de 1.3m x 1.3m.

Hormigón proyectado con fibra de  
resistencia mínima 25 MPa y espesor  
de 0.15 m.



La excavación se realizará en avance  
(1) con una longitud de avance de 1.5  
m y en destroza (2) con una longitud  
de avance de 3 m.

**CAMINOS**  
upv

UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Título del proyecto:

Estudio geotécnico-estructural del  
túnel de Bombolí en la vía  
Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:

Francisco Devesa Peiró

Fecha:

11-05-2021

Título:

Sostenimiento Tipo II: Tobas brechosas, areniscas  
tobáceas, limolitas y andesitas muy fracturadas.

Nº Plano:

16

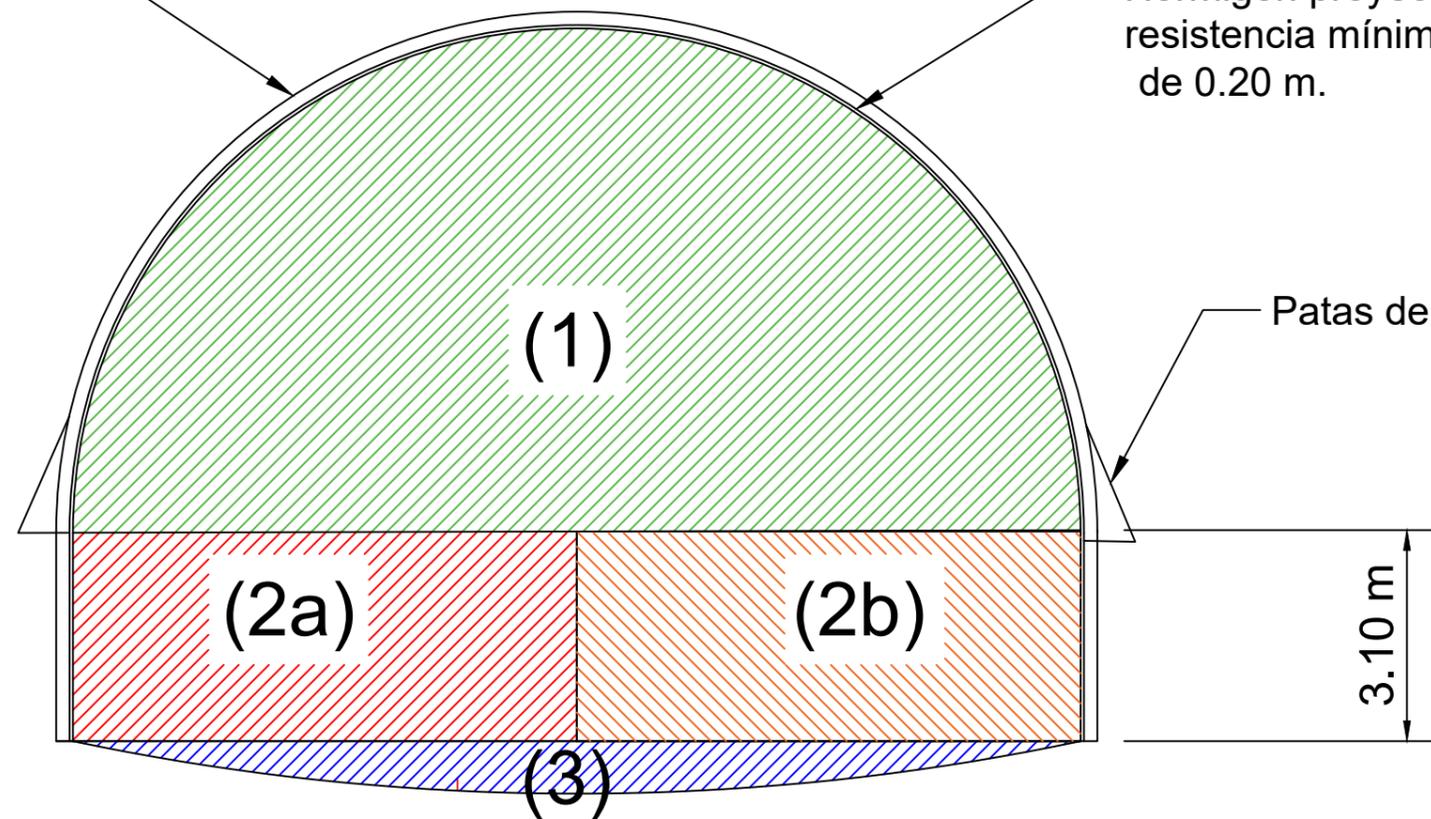
Escala:

1:1 000



Cerchas IPN-180  
espaciadas 0.75 m

Hormigón proyectado con fibra de  
resistencia mínima 25 MPa y espesor  
de 0.20 m.



Patas de elefante.

3.10 m

La excavación se realizará en avance (1) con una longitud de avance de 0.75 m, en destroza a derecha e izquierda (2a) y (2b) con una longitud de avance de 1.5 m, y la contrabóveda (3) con una longitud de avance de 3 m.

Medidas adicionales de sostenimiento: Patas de elefante a ambos lados e inyecciones de microcemento en el frente.

**CAMINOS**  
UPV

Título del proyecto:

Estudio geotécnico-estructural del  
túnel de Bombolí en la vía  
Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:

Francisco Devesa Peiró

Fecha:

11-05-2021

Título:

Sostenimiento Tipo III: Aglomerados, flujos piroclásticos,  
lahares y escorias.

Nº Plano:

17

Escala:

1:1 000



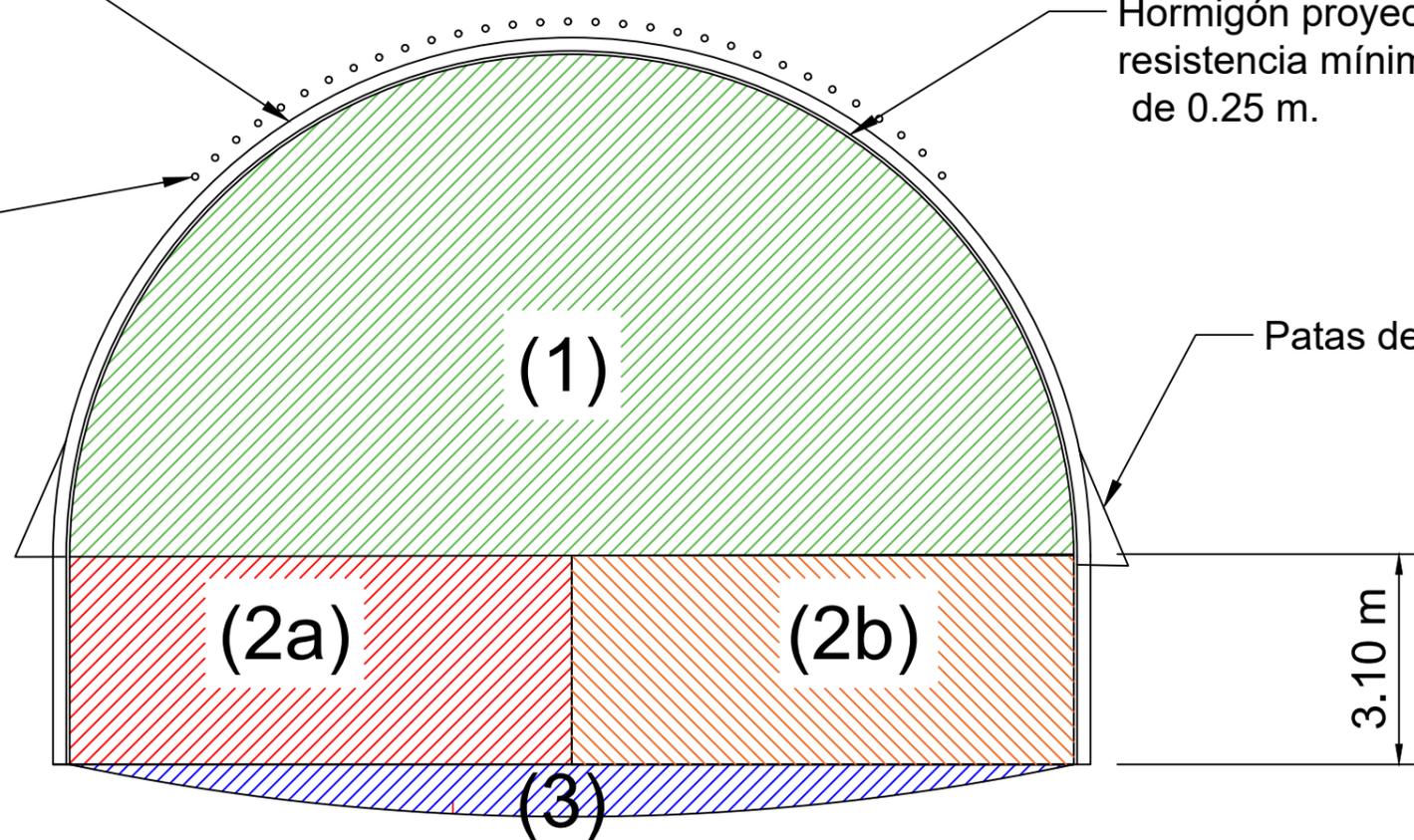
UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Cerchas HEB-180  
espaciadas 0.75 m

Pantalla de micropilotes  $\varnothing 100$   
mm, c/0.4 m

Hormigón proyectado con fibra de  
resistencia mínima 25 MPa y espesor  
de 0.25 m.

Patas de elefante.



La excavación se realizará en avance (1) con una longitud de avance de 0.75 m, en destroza a derecha e izquierda (2a) y (2b) con una longitud de avance de 0.75 m, y la contrabóveda (3) con una longitud de avance de 1.5 m.

Medidas adicionales de sostenimiento: Patas de elefante a ambos lados, inyecciones de microcemento y bulones de vidrio en el frente y paraguas de micropilotes.

**CAMINOS**  
UPV

Título del proyecto:

Estudio geotécnico-estructural del  
túnel de Bombolí en la vía  
Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:

Francisco Devesa Peiró

Fecha:

11-05-2021

Título:

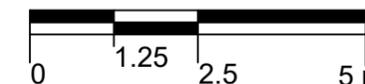
Sostenimiento Tipo IV: Zonas de fallas y materiales  
cizallados.

Nº Plano:

18

Escala:

1:1 000



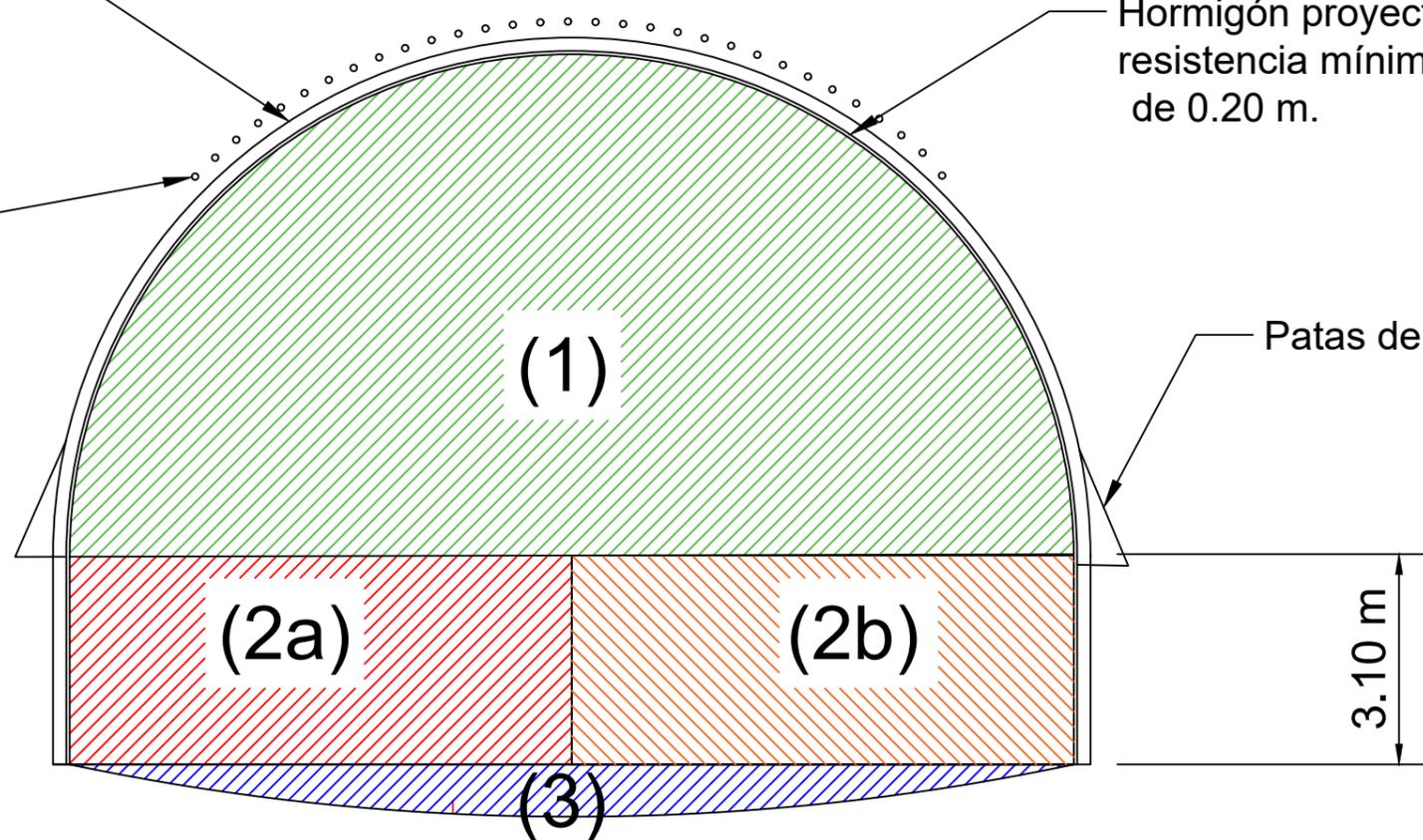
UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Cerchas HEB-180  
espaciadas 0.75 m

Pantalla de micropilotes  $\varnothing 100$   
mm, c/0.4 m

Hormigón proyectado con fibra de  
resistencia mínima 25 MPa y espesor  
de 0.20 m.

Patas de elefante.



La excavación se realizará en avance (1) con una longitud de avance de 0.75 m, en destroza a derecha e izquierda (2a) y (2b) con una longitud de avance de 1.5 m, y la contrabóveda (3) con una longitud de avance de 3 m.

Medidas adicionales de sostenimiento: Patas de elefante a ambos lados, y paraguas de micropilotes.

**CAMINOS**  
UPV

Título del proyecto:

Estudio geotécnico-estructural del  
túnel de Bombolí en la vía  
Alóag-Unión Toachi, Ecuador.

Autor:

Francisco Devesa Peiró

Fecha:

11-05-2021

Título:

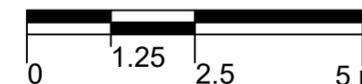
Sostenimiento Tipo V: Emboquilles.

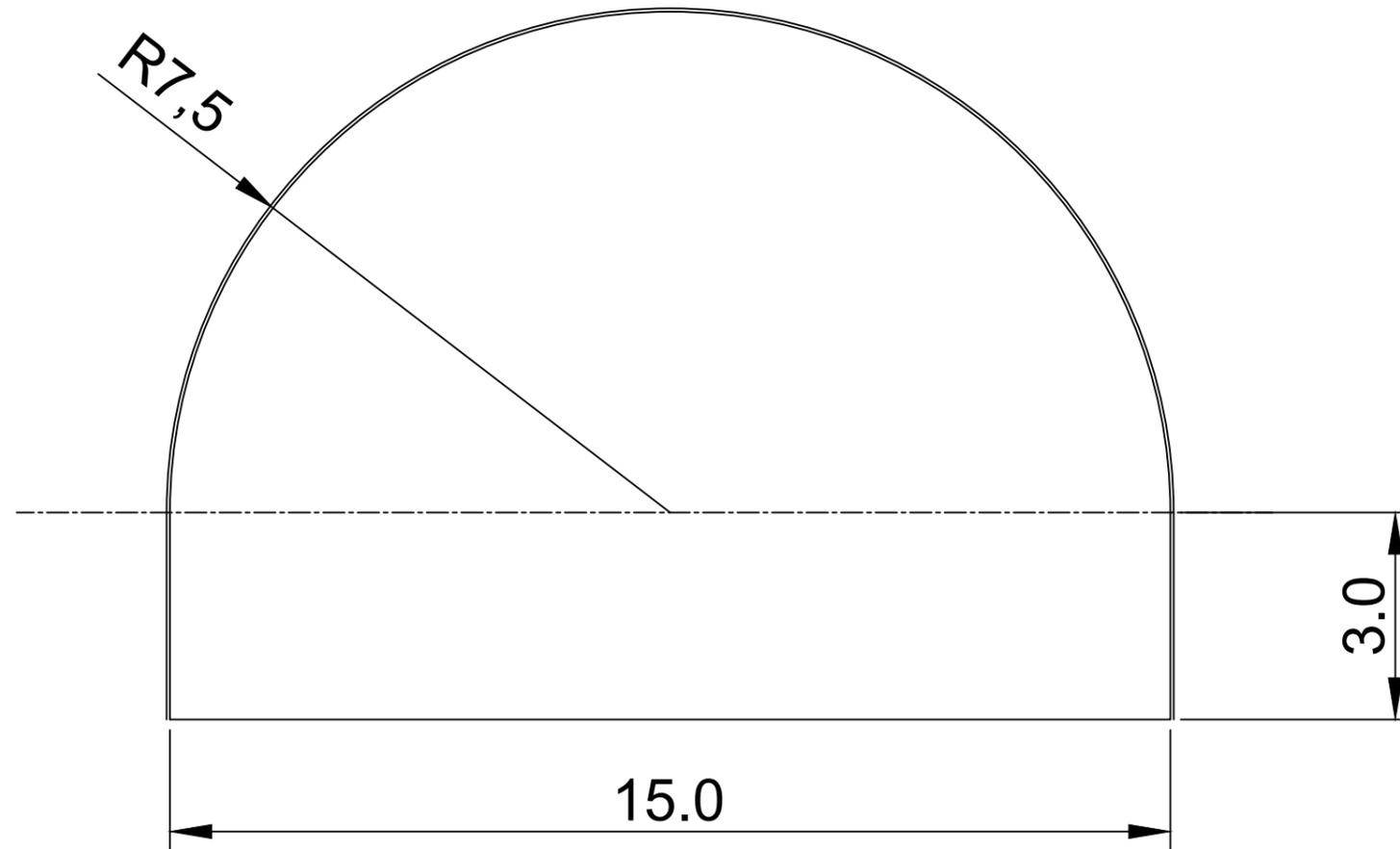
Nº Plano:

19

Escala:

1:1 000





 	Título del proyecto: Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi, Ecuador.	Autor: Francisco Devesa Peiró	Fecha: 11-05-2021	Título: Sección genérica túnel Bombolí	Escala: 1:1 000
				N° Plano: 20	