

S.F.T.R.F. S.A.  
Société Française du Tunnel du Fréjus  
S.I.T.A.F. S.p.A.  
Società Italiana Traforo Autostradale Fréjus

# TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS

## GALLERIA DI SICUREZZA

### OPERE ESTERNE LATO ITALIA:

### CENTRALE DI VENTILAZIONE ESISTENTE

PROGETTO DEFINITIVO 2006

Relazione di calcolo predimensionamento strutture



## INDICE

	pagina
1. Premesse.....	3
2. Descrizione dell'opera in progetto.....	3
3. Normativa di riferimento.....	3
4. Caratteristiche dei materiali.....	4
5. Caratterizzazione dei terreni.....	6
6. Azioni di progetto.....	6
6.1 Azioni permanenti.....	6
6.1.1 Peso proprio della struttura.....	6
6.2 Azioni variabili: vento.....	6
7. Criteri di verifica: stati limite.....	8
7.1 Stati Limiti Ultimi: condizioni di verifica con vento.....	9
7.2 Stati Limite di Esercizio: condizioni di verifica.....	11
8. Metodo di calcolo - verifiche.....	12
ALLEGATO 1: planimetria generale del traforo del Fréjus piazzale Italia con punti di indagine (S1, S,2, S3, S4) - risultati della stratigrafia (S1, S,2, S3, S4) - foto delle carote estratte dai sondaggi.....	14
ALLEGATO 2: verifica dei plinti di fondazione.....	26

## **1. Premesse**

La presente relazione illustra i calcoli strutturali di predimensionamento per il rivestimento con carpenteria metallica della centrale di ventilazione esistente del Tunnel del Fréjus lato Italia (imbocco traforo).

L'intervento è inserito nell'ambito della sistemazione generale del piazzale italiano del Traforo del Fréjus nei lavori di costruzione della galleria di sicurezza.

Gli elaborati grafici, la relazione di calcolo e predimensionamento sono redatti ai sensi dell'art. 31 del DPR 554/99 e costituiscono parte integrante del progetto definitivo.

## **2. Descrizione dell'opera in progetto**

L'opera riguarda la realizzazione di una struttura metallica di natura puramente estetica da applicare alla facciata degli edifici esistenti ai fini di un miglioramento architettonico e ambientale.

In questa fase preliminare di predimensionamento si sono ipotizzate delle membrature strutturali che in ogni caso, vista la modesta entità delle azioni in gioco, potranno essere variate in tipologia e forma fermo restando le sezioni resistenti.

In particolare, gli elementi resistenti sono:

- Travi IPE 400 Fe360 per gli elementi verticali fondati su plinti isolati in calcestruzzo;
- Profilati cavi circolari UNI 7811 - 88.9x4 per lo schema di controventamento sulle facciate dell'edificio esistente.

I pannelli grigliati da montare sulle putrelle sono ipotizzati da montare su di un modulo con dimensioni 3.45mx3.45 m.

## **3. Normativa di riferimento**

Per la realizzazione delle strutture in oggetto si fa riferimento alle seguenti norme in vigore riguardanti la valutazione delle condizioni di carico, il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle sezioni e altre considerazioni progettuali:

- Legge 5/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992 "Norme tecniche relative per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche". Per la parte concernente le norme di calcolo e le verifiche col metodo delle tensioni ammissibili e le relative regole di progettazione e di esecuzione;

- D.M. 09/01/1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996 "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circolare Min. LL. PP. 04/07/1996, n. 156AA.GG./STC. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16/01/1996.
- Circolare Min. LL. PP. 15/10/1996, n. 252AA.GG./STC. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09/01/1996;
- D.M. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI 9858 ENV 206 "Calcestruzzo: Prestazioni Procedure Posa in opera e Criteri di Conformità";
- CNR-UNI 10011, giugno 1988 - "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- Ordinanza 3274 del 20 marzo 2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- CNR 10024/84: "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

#### 4. Caratteristiche dei materiali

Per la realizzazione dell'opera sono previsti i materiali sottoelencati (secondo le prescrizioni dell'Ordinanza 3274); in base alle norme vigenti le caratteristiche meccaniche e di resistenza dei materiali sono valutate come segue:

CLS sottofondazioni (cemento 32,5 o 42,5)		
Classe di resistenza		C 12/15
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck}$	12 N/mm <sup>2</sup>

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	15 N/mm <sup>2</sup>
<b>CLS fondazioni (cemento 32,5 o 42,5)</b>		
Classe di resistenza		C 20/25
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck}$	20 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	25 N/mm <sup>2</sup>
<b>Acciaio in barre ad aderenza migliorata per armatura lenta FeB 44 k controllato in stabilimento</b>		
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	≥ 430 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	≥ 540 N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità normale	E	206 kN/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale	G	78400 N/mm <sup>2</sup>
<b>Acciaio per carpenteria metallica Fe 360 B (spessori ≤ 40 mm)</b>		
Tensione di rottura a trazione	$360 \text{ N/mm}^2 \leq f_t \leq 490 \text{ N/mm}^2$	
Tensione di snervamento	$f_y$	≥ 225 N/mm <sup>2</sup>
Resilienza	KV	27 J
Allungamento percentuale a rottura per profilati e piatti	$\epsilon_t$	≥ 28
<b>Bulloni A.R. - Classe vite 8.8</b>		
Resistenza a rottura per trazione	$f_t$	800 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza allo snervamento	$f_y$	640 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica di un bullone a taglio	$f_{k,N}$	396 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica di un bullone a trazione	$f_{k,N}$	560 N/mm <sup>2</sup>
Forza di trazione nel gambo in fase di serraggio $N_s=0,8 f_{k,N} A_{Res}$ (per bullone Ø 18, $A_{Res}=192 \text{ mm}^2$ , cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV)		86 kN
Forza di trazione nel gambo in fase di serraggio $N_s=0,8 f_{k,N} A_{Res}$ (per bullone Ø 20, $A_{Res}=245 \text{ mm}^2$ , cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV)		110 kN
Forza di trazione nel gambo in fase di serraggio $N_s=0,8 f_{k,N} A_{Res}$ (per bullone Ø 22, $A_{Res}=303 \text{ mm}^2$ , cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV)		136 kN
Forza di trazione nel gambo in fase di serraggio $N_s=0,8 f_{k,N} A_{Res}$ (per bullone Ø 24, $A_{Res}=353 \text{ mm}^2$ , cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV)		158 kN
Coppia di serraggio per indurre $N_s$ (per d diam. nominale di filettatura del bullone Ø 18, cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV) $T_s 0,2 N_s$		309 N m
Coppia di serraggio per indurre $N_s$ (per d diam. nominale di filettatura del bullone Ø 20, cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV) $T_s 0,2 N_s$		439 N m
Coppia di serraggio per indurre $N_s$ (per d diam. nominale di filettatura del bullone Ø 22, cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV) $T_s 0,2 N_s$		597 N m
Coppia di serraggio per indurre $N_s$ (per d diam. nominale di filettatura del bullone Ø 24, cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV) $T_s 0,2 N_s$		759 N m

## 5. Caratterizzazione dei terreni

Per la caratterizzazione si fa riferimento sia alle indagini geotecniche condotte dalla SITAF (1966 e 1973) e dal Settore geologico della Regione (1973) allegate al progetto preliminare MUSI.NET, sia alla campagna di indagini effettuate nel novembre 2004 dalla società GEOTECNO. Sono, pertanto, impiegati i seguenti parametri geomeccanici per il dimensionamento delle fondazioni:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 5 \text{ kPa.}$$

In Allegato 1 sono riportati la planimetria generale del traforo del Fréjus del piazzale lato Itali con i punti di indagine, i risultati della stratigrafia dei relativi punti di indagine e le foto delle carote estratte dai sondaggi.

## 6. Azioni di progetto

Trattandosi di un'opera con sola funzione estetica, le azioni sono il peso proprio e il vento. Non sono, invece, considerate, quelle sismiche. In via conservativa, le putrelle e i controventi sono dimensionati considerando il pannello impermeabile.

### 6.1 Azioni permanenti

Nel calcolo delle azioni permanenti (denominate con la lettera G) vengono considerati il peso proprio della struttura, calcolato sulla base della geometria prevista nel progetto definitivo.

#### 6.1.1 Peso proprio della struttura

I valori forniti di seguito sono da confermare in fase di progetto esecutivo.

– Travi IPE 400	66.3 daN/m
– Profilato cavo circolare UNI 7811 - 88.9x4	8.38 daN/m
– Grigliato	25 daN/mq

### 6.2 Azioni variabili: vento

La pressione del vento è valutata con l'espressione fornita dal D.M. 16/01/96:

$$p = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove

$q_{ref}$  pressione cinetica di riferimento,

$c_e$  coefficiente di esposizione

$c_d$  coefficiente dinamico

$c_p$  coefficiente aerodinamico o di forma

La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1,6} \quad \text{N/m}^2$$

nella quale  $v_{ref}$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s). In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_{ref} &= v_{ref,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_{ref} &= v_{ref,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) && \text{per } a_s > a_0 \end{aligned}$$

dove

- $v_{ref,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono dati dalla Tabella 7.1 del D.M. 16/01/96 in funzione della zona, definita in Figura 7.1 del precedente decreto, ove sorge la costruzione;
- $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Considerata l'appartenenza del Piemonte alla zona 1, e l'altitudine del comune di Bardonecchia (1350 m s.l.m.), la velocità di riferimento, ricavata dalla tabella precedentemente menzionata, è risultata la seguente:

$$v_{ref} = 29.2 \quad \text{m/s}$$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$ , dipendente dall'altezza della costruzione  $z$  sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione, è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] && \text{per } z \geq z_{min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{min}) && \text{per } z < z_{min} \end{aligned}$$

dove

- $k_r, z_0, z_{min}$  sono assegnati in Tabella 7.2 del D.M. 16/01/96 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione
- $c_t$  è il coefficiente di topografia (posto uguale a 1)

La categoria di esposizione è assegnata nella Figura 7.2 del D.M. 16/01/96 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella 7.3 del sopra citato decreto.

Viste l'altezza fuori terra e la sua ubicazione, la classe di rugosità del terreno è stata assunta pari a D, corrispondente alla categoria di esposizione IV che comporta i seguenti valori per i coefficienti  $k_r, z_0, z_{min}$ :

$$k_r=0,22 \quad z_0=0,30 \quad z_{min}=8$$

Questi valori comportano un coefficiente di esposizione pari a:

$$c_e(z_{min}) = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{25}{0,30}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{25}{0,30}\right)\right] = 2.44$$

Per elementi sopravento con inclinazione maggiore di  $60^\circ$ :

$$c_p = +0,8$$

Per gli elementi sottovento

$$c_p = -0,4$$

Inoltre, considerando cautelativamente  $c_d = 1$ , si è ricavata la pressione del vento che sollecita gli edifici:

$$p_{ow} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{29,2^2}{1,6} \cdot 2.44 \cdot 0,8 \cdot 1 = 834 \frac{N}{m^2} = 83.4 \frac{daN}{m^2}$$

$$p_{uw} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{29,2^2}{1,6} \cdot 2.44 \cdot 0,4 \cdot 1 = 417 \frac{N}{m^2} = 41.7 \frac{daN}{m^2}$$

## 7. Criteri di verifica: stati limite

Gli Stati Limite sono stati al di là dei quali la struttura non soddisfa più le esigenze di comportamento per le quali è stata progettata.

Per ciò che riguarda le azioni, esse sono distinte in:

- Valori caratteristici  $F_k$  delle azioni (definiti dal cliente o dal progettista o dai codici relativi ai carichi)

- Valori rappresentativi principali delle azioni variabili  $Q_k$  moltiplicati per i fattori  $\psi_i$ , specificati dalla normativa vigente. Questi ultimi sono definiti come segue:

valore di combinazione:  $\psi_0 Q_k$

valore frequente:  $\psi_1 Q_k$

valore quasi-permanente:  $\psi_2 Q_k$

- Valori di calcolo delle azioni espressi in termini generali come:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

dove i vari  $\gamma_F$  sono i fattori di sicurezza per l'azione considerata.

Per ciò che riguarda i materiali, essi sono distinti in:

- Valori caratteristici  $X_k$  specificati in norme appropriate
- Valori di calcolo definito come

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove  $\gamma_M$  è il fattore di sicurezza parziale della proprietà del materiale definito dalla normativa.

E' necessario verificare che nessuno stato limite significativo sia superato e prendere in conto tutte le situazioni di progetto e i casi di carico significativi.

Le verifiche sono distinte in Stati Limite Ultimi (SLU) e Stati Limite di Esercizio (SLE), descritte nel seguito.

### 7.1 Stati Limiti Ultimi: condizioni di verifica con vento

La normativa relativa alla progettazione in zona sismica suggerisce la verifica agli SLU senza considerare il sisma, ma introducendo eventuali azioni orizzontali quali il vento (trattato nel paragrafo 7.2).

Nella valutazione di uno stato limite per rottura o per deformazione eccessiva di una sezione o di un elemento deve essere verificato che:

$$S_d \leq R_d$$

in cui  $S_d$  rappresenta il valore di calcolo di una sollecitazione e  $R_d$  la resistenza di calcolo corrispondente.

I valori di calcolo delle azioni (permanenti, variabili) devono essere combinati secondo la seguente espressione:

– Situazioni di progetto persistenti e transitorie:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_Q \left( Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

dove:

$G_{k,j}$  valori caratteristici delle azioni permanenti

$Q_{k,1}$  valore caratteristico di una delle azioni variabili

$Q_{k,i}$  valori caratteristici delle altre azioni variabili

$\gamma_{G,j}$  fattori di sicurezza parziali per la j-esima azione permanente, pari a 1.4 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_Q$  fattore di sicurezza parziale per l'azione variabile, pari a 1.5 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\Psi_{0,i}$  fattore di sicurezza parziale per la i-esima azione variabile

coefficiente per carichi variabili	$\Psi_{00}$	$\Psi_2$
Vento, neve	0.7	0

I valori dei coefficienti moltiplicativi si riferiscono alla D.M. 09/01/1996.

Nella tabella successiva sono riportate le possibili combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo per situazioni di progetto persistenti e transitorie.

combinazioni	permanente		vento
	Sfav.	Fav.	
Permanente	1.4	1.0	
Permanente+vento	1.4	1.0	1.5

Le verifiche sono, quindi, effettuate per le travi in acciaio a flessione e a taglio in modo che in ogni sezione il momento e il taglio resistente, calcolati con i coefficienti parziali di

sicurezza  $\gamma_m$ , devono risultare superiore o uguale al momento flettente e al taglio di calcolo. Le travi sono verificate a carico di punta.

Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti di sicurezza da adottare per i materiali (coefficienti per cui bisogna dividere i valori caratteristici delle resistenze per ottenere le resistenze di calcolo):

Tipo di verifica	Acciaio $\gamma_s$	Calcestruzzo $\gamma_c$
Stato limite ultimo	1.15	1.6 per c.a.

## 7.2 Stati Limite di Esercizio: condizioni di verifica

Per l'opera da eseguire, si effettua anche la verifica allo SLE durante la quale non si tiene conto dell'azione sismica.

Nella valutazione dello SLE di una sezione o di un elemento deve essere verificato che:

$$E_d \leq R_d$$

in cui  $E_d$  è l'effetto di calcolo delle azioni, determinato sulla base di una delle combinazioni sotto definite e  $R_d$  valore nominale di certe proprietà di calcolo dei materiali, corrispondenti agli effetti di calcolo delle azioni considerate.

I valori di calcolo delle azioni (permanenti, variabili ed eccezionali) devono essere combinati secondo le seguenti espressioni (dove i valori di  $\psi_{0,2}$  sono quelli indicati nella tabella precedente):

– combinazione rara:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

utilizzata per verificare che in esercizio le tensioni di compressione nel calcestruzzo non siano di livello tale da determinare microfessurazione del materiale, e che le tensioni di trazione delle armature non siano tali da dare luogo a fessure di ampiezza eccessiva. Risulta, quindi, opportuno limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'acciaio. Inoltre, sono previsti aree minime e diametri massimi di armatura.

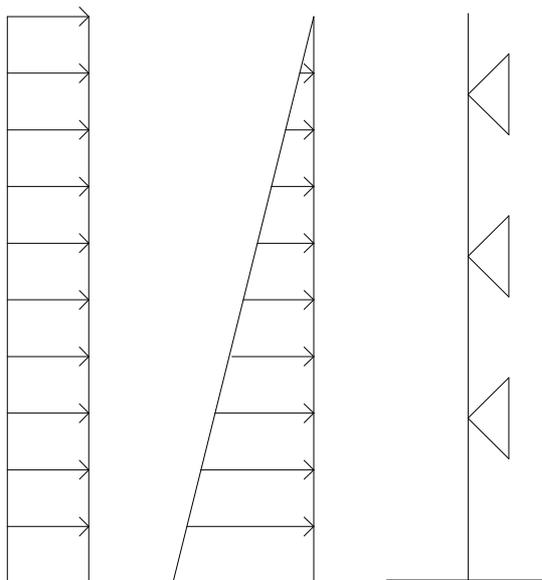
– combinazione quasi permanente:

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

utilizzata per la verifica dello stato limite di deformazione.

## 8. Metodo di calcolo - verifiche

Considerando un controvento ad interasse  $i=4.00$  m, gli elementi verticali vengono ipotizzati come trave continua con appoggi puntuali ( $i=4.00$  m) soggetta a carico uniforme (vento) e carico assiale variabile in funzione dell'altezza (peso proprio). Nella figura seguente è rappresentato lo schema statico utilizzato.



I carichi permanenti  $G$  e variabili  $Q$ , allora, risultano considerando i rispettivi coefficienti di sicurezza:

peso proprio pannelli	$25 \times 4 \times 1.4$	140 daN/m
peso proprio travi	$66.3 \times 1.4$	93 daN/m
peso proprio profilati	$8.38 \times 1.4$	12 daN/m
vento	$83.4 \times 4 \times 1.5$	500 daN/m

In via conservativa, si assume il momento alla base della colonna dovuto all'azione del vento pari a (con  $L=5.00$  m):

$$M = \frac{1}{8} Q \cdot L^2 = 1564 \text{ daNm}$$

Il valore dello sforzo normale alla base della colonna risulta ( $L=25.00$  m):

$$N = G \cdot L = 6125 \text{ daN}$$

La verifica viene effettuata a pressoflessione secondo la seguente formula:

$$\sigma = \frac{M}{\alpha \cdot W} + \frac{N}{A} \cdot \omega \leq f_d$$

dove  $\alpha$  è un coefficiente che tiene conto del carico critico euleriano. Nel caso in esame esso è pari a 1. Dalle tabelle CNR-UNI 10011, si ottiene  $\omega = 1.10$ .  $W_{yy}$ , momento resistente della sezione nella direzione più sfavorevole, è pari a  $146 \text{ cm}^3$  e  $A$ , area della sezione, è pari a  $84.50 \text{ cm}^2$ .

In corrispondenza delle aperture, dove le colonne sono posizionate in falso sulle IPN 400, il momento in mezzeria risulta (con  $L=11.50 \text{ m}$ ):

$$M = \frac{P \cdot L^2}{8} + G \cdot L \cdot 3.8 = 10406 \text{ daNm}$$

Di seguito sono riportati i valori di  $\sigma$  e  $f_d$  per l'acciaio Fe 360 relativi alla sezione base della colonna.

Sezione	$\sigma$ (daN/cm <sup>2</sup> )	$f_d$ (daN/cm <sup>2</sup> )
Base colonna $W_{yy}$	1150	1956
Aperture $W_{xx}$	897	

I plinti isolati risultano di dimensioni pari a  $120 \times 120 \times 50 \text{ h}$ . la verifica è riportata in ALLEGATO 2.

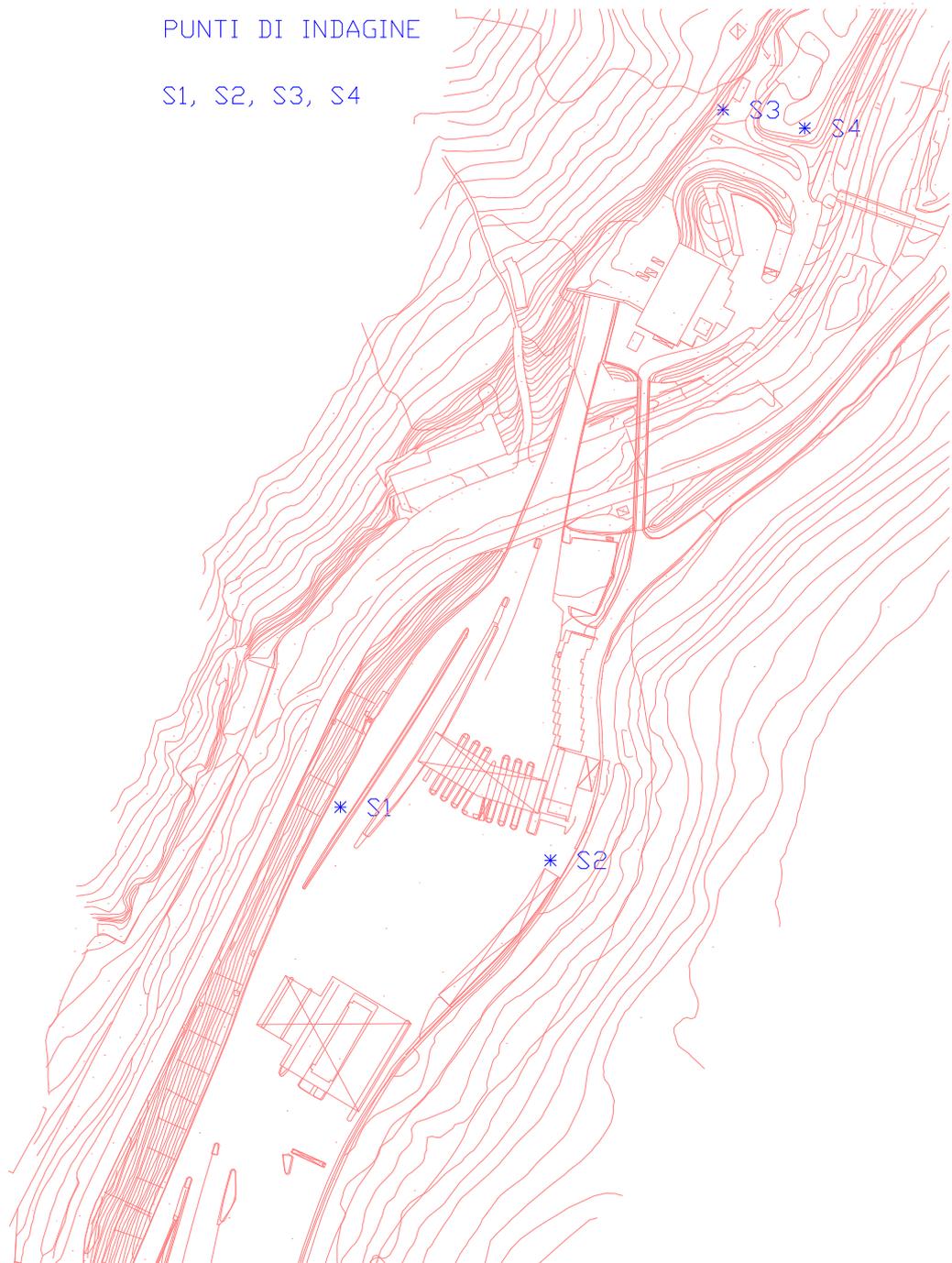
**ALLEGATO 1: planimetria generale del traforo del Fréjus piazzale Italia con punti di indagine (S1, S,2, S3, S4) - risultati della stratigrafia (S1, S,2, S3, S4) - foto delle carote estratte dai sondaggi**

PLANIMETRIA GENERALE TRAFORO DEL FREJUS  
PIAZZALE LATO ITALIA

SCALA 1:2000

PUNTI DI INDAGINE

S1, S2, S3, S4



RISULTATI STRATIGRAFIA



COMMITTENTE: LOMBARDI SA LOCALITA': Imbocco lato Italia Tunnel Frejus metodo perforazione: Carotaggio continuo diam. perf.: 101/127 quota inizio: p.c.	SONDAGGIO N. S 1 COMMESSA N. 68/04 RCN : Dott. D. Grandis CSQ : sig. G. Zahariev Data: dal 11.11.2004 al: 12.11.2004
--	--

Data	Profondita'	Stratigrafia	Scala 1:100	Descrizione	Carotaggio	Manovre carot.	N.° S.P.T.
	0.10			Pavimentazione bituminosa.			
11.11.2004	1.50	1		Terreno di riporto costituito da ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, poligenica, da angolare a subarrotondata e sabbia medio-fine, limosa, nocciola, debolmente umida.	20 40 60 80	1.50	
		2				3.20	
		3				4.50	7-6-8
		4				6.00	9-12-14
		5				7.50	9-11-10
		6				9.00	11-14-14
		7				10.50	
		8				12.00	15-17-17
		9				13.50	
		10				15.00	
12.11.2004	15.00	11		Terreno di riporto costituito da scaglie e frammenti di calcescisto Pot. max 10 cm, angolari, in gran parte alterati e sfatti e sabbia medio-grossa con limo, grigio scuro, debolmente umida, da moderatamente addensata ad addensata. Presenza di frammenti di laterizi e metallici.			
		12		Tra 13.70 e 14.30 mt presenza di blocco di calcescisto alterato e sfatto.			
		13					
		14					
		15					
		16			FINE SONDAGGIO		



COMMITTENTE: LOMBARDI SA  
 LOCALITA': Imbocco lato Italia Tunnel Frejus  
 metodo perforazione: Carotaggio continuo  
 diam. perf.: 101/127  
 quota inizio: p.c.

SONDAGGIO N. S 2  
 COMMESSA N. 68/04  
 RCN : Dott. D. Grandis  
 CSQ : sig. G. Zahariev  
 Data: dal 28.10.2004 al: 03.11.2004

Data	Profondita'	Stratigrafia	Scala 1:100	Descrizione	Carotaggio	Manovre carot.	N.° S.P.T.
28.10.2004	0.20			Pavimentazione bituminosa.	20 40 60 80	0.60	
	1.80	1		Terreno di riporto costituito da ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, poligenica, subarrotondata, in parte alterata e sabbia medio-fine, da limosa a con limo, olivastro chiaro con screziature varicolori, debolmente umida.		1.50	
	2.10	2		Conglomerato cementizio.		3.00	5-9-5
29.10.2004	3.50	3		Terreno di presumibile riporto costituito da ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, poligenica, da angolare a subarrotondata e sabbia fine con limo, olivastro scuro, debolmente plastica, debolmente umida.		4.50	
		4				6.00	4-6-7
		5				7.50	5-8-8
		6				9.00	32-R13
		7				9.60	
03.11.2004		8		Sabbia medio-fine, da limosa a con limo, grigio-cenere, debolmente plastica, da debolmente umida a umida e scaglie e frammenti di calcescisto grigio, angolari, in parte alterati e sfatti, moderatamente addensata, localmente molto addensata. Presenza di locali blocchi di calcescisto di potenza pluridecimetrica.		10.50	
		9				12.00	9-12-16
		10				13.40	
		11				15.00	
		12					
	13.40	13		Scaglie e frammenti di calcescisto, angolari, in parte alterati e sfatti con sabbia medio-grossa, limosa, grigio-cenere con locali passaggi più limosi, nocciola, umidi.			
	15.00	14					
		15					
		16		FINE SONDAGGIO			



COMMITTENTE: LOMBARDI SA  
 LOCALITA': Imbocco lato Italia Tunnel Frejus  
 metodo perforazione: Carotaggio continuo  
 diam. perf.: 101/127  
 quota inizio: p.c.

SONDAGGIO N. S 3  
 COMMESSA N. 68/04  
 RCN : Dott. D. Grandis  
 CSQ : sig. G. Zahariev  
 Data: dal 03.11.2004 al: 05.11.2004

Data	Profondita'	Stratigrafia	Scala 1:100	Descrizione	Carotaggio 20 40 60 80	Manovre carot.	N.° S.P.T.	Piezom.
03.11.2004	4.00		1	Terreno di riporto costituito da ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, poligenica, angolare, in parte alterata e sabbia medio-fine, limosa, grigiastra, debolmente umida. Presenza di frammenti di laterizi.		0.80		
			2			1.50		
			3			2.20		
			4			2.70		
04.11.2004	12.50		5	Sabbia medio-fine, da limosa a con limo, olivastro, debolmente plastica, debolmente umida e ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, monogenica, subangolare, in parte alterata, da moderatamente addensata a molto addensata.		4.00	7-5-7	
			6			4.50		
			6			6.00		
			7			6.00		
			8			6.00		
			8			7.50		
			8			8-10-9		
			9			9.00		
			9			9-11-12		
			10			10.50		
			11			10.50		
			12	Scaglie e frammenti di calcescisto grigio Pot. max 20 cm, angolari, in parte alterati e limo sabbioso, grigio-cenere, debolmente plastico, da debolmente umido a umido.		12.00	6-R12	
			12			12.30		
			13			13.00		
			14			13.80		
			14			14.20		
			15		14.80			



COMMITTENTE: LOMBARDI SA  
 LOCALITA': Imbocco lato Italia Tunnel Frejus  
 metodo perforazione: Carotaggio continuo  
 diam. perf.: 101/127  
 quota inizio: p.c.

SONDAGGIO N. S 3  
 COMMESSA N. 68/04  
 RCN : Dott. D. Grandis  
 CSQ : sig. G. Zahariev

Data: dal 03.11.2004 al: 05.11.2004

Data	Profondita'	Stratigrafia	Scala 1:100	Descrizione	Carotaggio	Manovre carot.	Piezom.
05.11.2004			16	Scaglie e frammenti di calcescisto grigio Pot. max 20 cm, angolari, in parte alterati e limo sabbioso, grigio-cenere, debolmente plastico, da debolmente umido a umido.	20.40-50.00		-15.40
			17			-15.90	
			18			-16.40	
			19			-17.00	
			20			-17.70	
			21			-18.30	
			22			-18.60	
						-19.20	
						-19.50	
		21.00					
				FINE SONDAGGIO			

Installato piezometro a tubo aperto Ø 3" da p.c. a fondo foro  
 -Cieco: da p.c. a -6.00 m;  
 -Fessurato: da -6.00 mt a fondo foro

Data	Letture
05.11.2004	-12.53 mt



COMMITTENTE: LOMBARDI SA LOCALITA': Imbocco lato Italia Tunnel Frejus metodo perforazione: Carotaggio continuo diam. perf.: 101/127 quota inizio: p.c.	SONDAGGIO N. S 4 COMMESSA N. 68/04 RCN : Dott. D. Grandis CSQ : sig. G. Zahariev Data: dal 10.11.2004 al: 11.11.2004
--	--

Data	Profondita'	Stratigrafia	Scala 1:100	Descrizione	Carotaggio 20 40 60 80	Manovre carot.	N.° S.P.T.
10.11.2004	1.50		1	Terreno di riporto costituito da ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, poligenica, subangolaree sabbia medio-grossa, limosa, olivastra, debolmente umida. Presenza di frammenti di laterizi.		1.50	
			2				
			3	Terreno di presumibile riporto costituito da ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, poligenica, angolare, in parte alterata e sabbia medio-fine, limosa, grigio chiaro, debolmente umida.		3.00	
	4.10		4				
			5			4.50	6-9-9
			6	Ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, costituita quasi essenzialmente da frammenti angolari di calcescisto grafítico, molto alterati e sfatti e sabbia medio-fine con limo, grigio scuro, debolmente plastica, debolmente umida, moderatamente addensata, localmente poco addensata.		6.00	4-5-4
			7				
			8			7.50	8-6-9
		9.00		9			
			10			10.00	8-10-8
11.11.2004			11			11.00	
			12	Ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, prevalentemente costituita da frammenti da angolari a subarrotondati di calcescisto e sabbia medio-grossa, da limosa a con limo, nocciola-olivastra, debolmente umida, da moderatamente addensata a molto addensata.		12.00	39-R3
			13				
			14			13.50	
		15.00		15			
				16	FINE SONDAGGIO		15.00

Documentazione fotografica

INDAGINI GEOGNOSTICHE LATO ITALIA: sondaggio S1 0m÷15m



INDAGINI GEOGNOSTICHE LATO ITALIA: sondaggio S2 0m÷15m



INDAGINI GEOGNOSTICHE LATO ITALIA: sondaggio S3 0m÷20 m

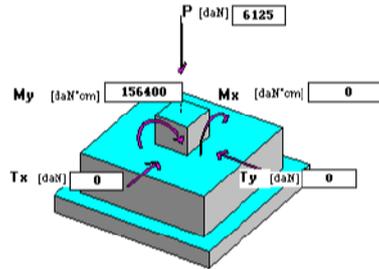
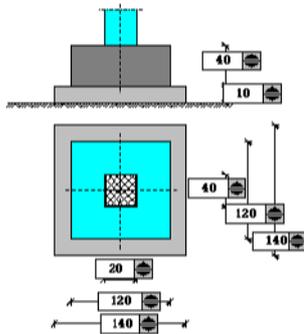
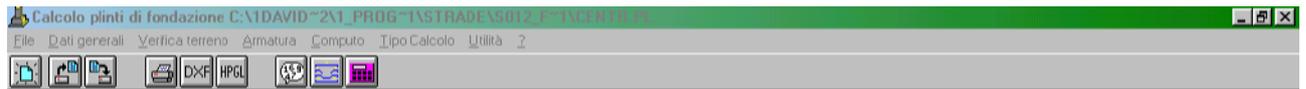




INDAGINI GEOGNOSTICHE LATO ITALIA: sondaggio S4 0m÷15m



**ALLEGATO 2: verifica dei plinti di fondazione**



**PLINTO VERIFICATO**

$\sigma$  terreno = 0,75 [daN/cm<sup>2</sup>] < 2,50 [daN/cm<sup>2</sup>]  
 $\sigma$  sotto pl. = 1,07 [daN/cm<sup>2</sup>] < 3,00 [daN/cm<sup>2</sup>]  
**IL PLINTO RISULTA VERIFICATO A COMPRESIONE**

$\tau$  pl. = 1,46 [daN/cm<sup>2</sup>] < 10,29  $\tau_{c1}$  [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Il plinto non necessita di armatura al taglio  
**IL PLINTO RISULTA VERIFICATO AL TAGLIO**

Armatura      OK

