

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:

NUOVO PORTALE TRAFORO CON ALLARGAMENTO VIADOTTO

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
6.1.2 Carichi permanenti.....	7
6.2 Azioni variabili.....	7
6.2.1 Azione del vento sulla struttura spaziale.....	7
6.2.2 Azione della neve sulla struttura ad archi.....	9
6.3 Azioni sismiche.....	10
7. Criteri di verifica: stati limite.....	12
7.1 Stati Limiti Ultimi: condizioni di verifica con azione sismica.....	13
7.2 Stato Limite Ultimo: condizioni di verifica senza azione sismica.....	14
7.3 Stati Limite di Esercizio: condizioni di verifica.....	16
7.4 Stati Limite di Danno: condizioni di verifica.....	17
8. Metodo di calcolo.....	18
9. Verifiche - risultati.....	19
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.....	22
ALLEGATO 2: risultati analisi axis vm 7 - analisi dinamica della struttura - verifiche a stato limite ultimo con e senza sisma.....	34
ALLEGATO 3: risultati analisi CDWWin - verifica spalle.....	81

1. Premesse

La presente relazione illustra i calcoli strutturali di predimensionamento per il nuovo portale all'imbocco del Traforo esistente con l'allargamento del viadotto sul torrente Rochemolles.

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 in oggetto è costituita dai seguenti elementi:

- Struttura spaziale in calcestruzzo armato con archi inclinati ad andamento parabolico (interasse medio 8.00 m, dim. sez. cava 100x100hx25sp) per riqualificazione architettonica dell'imbocco.
- Allargamento del viadotto sul torrente Rochemolles (1.75 m per ogni lato), realizzato mediante travi a cassone in calcestruzzo armato precompresso (dim. 175x220hx30sp) di luce netta pari a 42,60 m per quella di valle e 36,70 m per quella di monte, per ottenere una banchina di manutenzione rispetto alla carreggiata e per sostenere la struttura spaziale.
- Tratto di galleria artificiale realizzato in opera con spessore $s=80$ cm.

Il viadotto esistente non viene interessato dal punto di vista strutturale ma si è presentato nel progetto la riqualificazione del calcestruzzo esterno e la nuova impermeabilizzazione.

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. 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";
- Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture cementizie - Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici";
- Linee guida emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici su "Calcestruzzi strutturali ad alta resistenza";
- 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 ²
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	15 N/mm ²
CLS fondazioni (cemento 32,5 o 42,5)		
Classe di resistenza		C 25/30
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	25 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	30 N/mm ²
CLS strutture di elevazione e di impalcato		
Classe di resistenza		C 60/75
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	60 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	75 N/mm ²
Fili di acciaio trafilato 5 mm $\leq \phi \leq$ 12mm		
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}, f_{(0,2)k}$	≥ 390 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 440 N/mm ²
Acciaio in barre ad aderenza migliorata per armatura lenta FeB 44 k controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 430 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 540 N/mm ²
Modulo di elasticità normale	E	206 kN/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	78400 N/mm ²
Acciaio per carpenteria metallica Fe 510 B (spessori \leq 40 mm)		
Tensione di rottura a trazione	$490 \text{ N/mm}^2 \leq f_t \leq 630 \text{ N/mm}^2$	
Tensione di snervamento	f_y	≥ 345 N/mm ²
Resilienza	KV	27 J
Allungamento percentuale a rottura per profilati e piatti α_t		≥ 22
Bulloni A.R. - Classe vite 8.8		
Resistenza a rottura per trazione	f_t	800 N/mm ²
Resistenza allo snervamento	f_y	640 N/mm ²
Resistenza caratteristica di un bullone a taglio	$f_{k,N}$	396 N/mm ²
Resistenza caratteristica di un bullone a trazione	$f_{k,N}$	560 N/mm ²
Forza di trazione nel gambo in fase di serraggio $N_S=0,8 f_{k,N} A_{Res}$ (per bullone \varnothing 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 \varnothing 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 \varnothing 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		158 kN

bullone \varnothing 24, $A_{Res}=353 \text{ mm}^2$, cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV)	
Coppia di serraggio per indurre N_s (per d diam. nominale di filettatura del bullone \varnothing 18 , cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV) $T_s 0,2 N_s d$	309 N m
Coppia di serraggio per indurre N_s (per d diam. nominale di filettatura del bullone \varnothing 20 , cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV) $T_s 0,2 N_s d$	439 N m
Coppia di serraggio per indurre N_s (per d diam. nominale di filettatura del bullone \varnothing 22 , cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV) $T_s 0,2 N_s d$	597 N m
Coppia di serraggio per indurre N_s (per d diam. nominale di filettatura del bullone \varnothing 24 , cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV) $T_s 0,2 N_s d$	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 Italia 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

Le strutture sono soggette ad azioni permanenti e variabili comprese quelle sismiche in quanto la struttura si trova in zona 3 nella classificazione sismica dei Comuni d'Italia (Ordinanza 3274 del 20 marzo 2003). I simboli riportati fanno riferimento alle normative.

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. Le 2 travi poste a lato del viadotto esistente sono dimensionate per assorbire le sollecitazioni derivanti dalla struttura spaziale ad archi.

– Travi laterali a cassone precomprese

Peso di ogni trave

$$(1.75 \times 2.20 - 1.15 \times 1.70) \times 2500 \quad 4738 \text{ daN/m}$$

– Struttura ad archi

$$(100 \times 100 - 50 \times 50) \times 2500 \quad 1875 \text{ daN/m}$$

$$\text{Peso complessivo (arcate, bielle in chiave e bielle metalliche sulle reni)} \quad 11153 \text{ kN}$$

6.1.2 Carichi permanenti

Per quanto riguarda i carichi permanenti della struttura spaziale, si considera il manto di copertura in materiale plastico trasparente. Per cui:

$$\text{– copertura} \quad 10 \text{ daN/m}^2$$

Si trascurano gli eventuali impianti e segnaletica appesi alla volta.

6.2 Azioni variabili

Nel calcolo delle azioni variabili (denominate con la lettera Q) vengono prese in conto le seguenti azioni.

6.2.1 Azione del vento sulla struttura spaziale

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

$$p = q_{\text{ref}} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

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:

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

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

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

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:

$$v_{ref} = 29.2 \frac{m}{s}$$

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.

Per elementi sopravento con inclinazione maggiore di 60° e facenti parte di edificio stagno:

$$c_p = +0.80$$

Per gli elementi sottovento

$$c_p = -0,40$$

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

$$p_{ow} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 69.6 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} \text{ sopravento}$$

$$p_{uw} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 34.8 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} \text{ sottovento}$$

6.2.2 Azione della neve sulla struttura ad archi

Il carico neve sulla copertura è stato valutato con l'espressione fornita dal D.M. 16/01/96:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk}$$

dove

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Considerata l'appartenenza del Piemonte alla zona I, e l'altitudine delle strutture nel Comune di Bardonecchia (1350 m s.l.m.), il carico di riferimento neve al suolo è stato calcolato con l'espressione seguente:

$$q_{sk} = 3,25 + 8,5 \cdot (a_s - 750) / 1000 \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 750 \text{ m}$$

dove

a_s è l'altitudine s.l.m. (in m) del sito ove sorge la costruzione

Si è optato di assumere per il coefficiente di forma il valore 0.80 data la forma circolare della struttura.

Si è ricavato pertanto:

$$q_{sk} = 3,25 + 8,5 \cdot (1350 - 750) / 1000 = 8.05 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} = 0.8 \cdot 8.05 = 6.44 \text{ kN/m}^2 = 644 \text{ daN/m}^2$$

6.3 Azioni sismiche

Con riferimento all'Allegato 1 alla Ord. P.C.M. 20/03/2003, n. 3274, contenente la nuova classificazione sismica di tutti i Comuni di Italia, il sito di realizzazione dell'opera si trova in zona 3.

Per il calcolo dell'azione sismica si procede con l'identificazione di alcuni parametri descritti nel seguito:

- Categoria di suolo di fondazione

Il suolo di fondazione in esame è classificato: D "depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati, oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa)", sulla base dello "Studio geologico - tecnico per la valutazione di un'area da adibire a piano di posa del materiale di risulta del traforo", redatto dal Servizio geologico Regione Piemonte 1973 e dalle recenti indagini geognostiche effettuate nel novembre 2004.

- Valore dell'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A: a_g

Il valore di a_g espresso come frazione dell'accelerazione di gravità da adottare nella zona sismica 3 della suddivisione del territorio nazionale è pari a $0.15 \cdot g$.

- Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima del terreno che caratterizza il sito.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito da:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right) \text{ per } 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \text{ per } T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \text{ per } T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \text{ per } T_D \leq T$$

I valori di T_B T_C T_D e S da assumere dipendono dalla categoria di suolo di fondazione (vedi tabella 3.1 del D.M.).

Per ricavare lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale, è necessario calcolare T , periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice, calcolato secondo la seguente espressione:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}}$$

dove m è la massa agente sulla soletta (data dal peso proprio della soletta con i carichi portati, peso proprio del terreno, carichi variabili e sovraccarichi) e K è la rigidezza della struttura.

η è un fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali, diverso da 5:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito da:

$$S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3 - 1)\right) \text{ per } 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \text{ per } T_B \leq T < T_C$$

$$S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \text{ per } T_C \leq T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right) \text{ per } T_D \leq T$$

I valori di T_B T_C T_D e S da assumere sono tabellati nell'Ordinanza 3274.

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento, derivato direttamente dallo spettro di risposta dell'accelerazione, è definito da:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

Vista la tipologia dell'opera, si è condotta l'analisi modale, come definito dalla normativa, al fine di calcolare le forze modali che si esercitano sulla struttura, dettagliata nel paragrafo 8. I risultati dell'analisi modale e del calcolo delle sollecitazioni vengono riportati nell'ALLEGATO 2.

7. Criteri di verifica: stati limite

Date le recenti disposizioni, la presente struttura viene predimensionata e verificata secondo le regole generali dell'Ord. P.C.M. 20/03/2003, n°. 3274, per le parti vigenti e per quanto riguarda le azioni e per quanto riguarda i materiali. Quest'ultima prevede che il dimensionamento e le verifiche siano effettuati con il metodo degli 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 ψ_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 γ_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 γ_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), e per l'opera in esame in Stati Limite di Danno, descritte nel seguito.

7.1 Stati Limiti Ultimi: condizioni di verifica con azione sismica

La verifica allo SLU deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni:

$$\gamma_1 \cdot E + G_K + \sum_i (\Psi_{ji} \cdot Q_{Ki})$$

dove

γ_1 E azione sismica per lo SLU (γ_1 è definito fattore di importanza e per il caso in esame assunto pari a 1.2)

G_K carichi permanenti al loro valore caratteristico

$\Psi_{ji} = \Psi_{2i}$ coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente delle azioni variabili

Q_{Ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\Psi_{Ei} \cdot Q_{Ki})$$

dove Ψ_{Ei} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\Psi_{2i} Q_{Ki}$ siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma ed si ottiene moltiplicando Ψ_{2i} per φ coefficiente per gli edifici. Tali valori che dipendono dalla destinazione d'uso sono tabellati in 3.4 e 3.5. Nel caso in esame si possono considerare i seguenti coefficienti:

$$\Psi_{2i} = 0.2 \text{ per tetti e coperture con neve}$$

$$\varphi = 1 \text{ per la copertura.}$$

Ai fini del progetto e per evitare il ricorso ad analisi non lineari, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q . L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q .

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito come:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - 1 \right) \right] \text{ per } 0 \leq T < T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \text{ per } T_B \leq T < T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \text{ per } T_C \leq T < T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \text{ per } T_D \leq T$$

Lo spettro di progetto per le componenti verticali è definito come:

$$S_d(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{3}{q} - 1 \right) \right] \text{ per } 0 \leq T < T_B$$

$$S_d(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3}{q} \text{ per } 0 \leq T < T_B$$

$$S_{vd}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \text{ per } T_C \leq T < T_D$$

$$S_d(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \text{ per } T_D \leq T$$

Per cui, la verifica allo SLU deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni:

$$\gamma_1 \cdot E + G_K + \sum_i (\Psi_{ji} \cdot Q_{Ki})$$

$$1.2 \cdot E + G_K + 0.2 \cdot Q_{Kcoperatura}$$

dove il segno “+” è da intendersi come “in combinazione con”.

Le verifiche sono, quindi, effettuate per le travi in cemento armato a flessione, a taglio e a torcente in modo che in ogni sezione il momento e il taglio resistente, calcolati con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, devono risultare superiore o uguale al momento flettente e torcente e al taglio di calcolo.

7.2 Stato Limite Ultimo: condizioni di verifica senza azione sismica

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 6.2.4).

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)

γ_Q fattore di sicurezza parziale per l'azione variabile, pari a 1.5 (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	Ψ_{00}	Ψ_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	neve
	Sfav.	Fav.		
Permanente	1.4	1.0		
Permanente+vento	1.4	1.0	1.5	
Permanente+neve	1.4	1.0		1.5

Permanente +vento+neve	1.4	1.0	1.5	0.7x1.5
Permanente +neve+vento	1.4	1.0	0.7x1.5	1.5

Le verifiche sono, quindi, effettuate per le travi in cemento armato a flessione, a torsione e a taglio in modo che in ogni sezione il momento e il taglio resistente, calcolati con i coefficienti parziali di sicurezza γ_m , devono risultare superiore o uguale al momento flettente torcente e al taglio di calcolo.

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 γ_s	Calcestruzzo γ_c
Stato limite ultimo	1.15	1.6 per c.a. 1.53 per c.a.p. AP

7.3 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 e per la valutazione degli effetti legati alla viscosità del calcestruzzo e in genere alle deformazioni impresse. Secondo la norma ISO 4356 a cui l'EC2 fa riferimento, la funzionalità e l'aspetto di un elemento inflesso risultano pregiudicati se l'inflessione supera 1/250 della luce dell'elemento. Le inflessioni possono causare danni a tramezzi, a elementi connessi o in contatto con l'elemento considerato se la deformazione prevista col calcolo che si manifesta dopo la costruzione di tali elementi risulta eccessiva. Un limite adeguato dipende dalla natura dell'elemento che può essere danneggiato, ma indicativamente, un limite di 1/500 della luce è considerato ragionevole nella maggior parte dei casi.

Oltre alle verifiche di sicurezza per lo stato limite in oggetto, al fine di garantire la durabilità della struttura in conglomerato cementizio, l'EC2 pone l'attenzione sui dettagli costruttivi, sulla scelta dei materiali e sulla qualità dell'esecuzione. L'EC2 fornisce, infatti, indicazioni di buona pratica (copriferrini minimi, diametri massimi delle barre, disposizioni costruttive, composizione del calcestruzzo, etc.) che, se applicate, riducono il rischio di degrado anticipato.

7.4 Stati Limite di Danno: condizioni di verifica

La verifica allo SLD deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni

$$\gamma_1 \cdot E + G_K + \sum_i (\Psi_{ji} \cdot Q_{Ki})$$

dove valgono i coefficienti definiti per lo SLU, in cui

$\Psi_{ji} = \Psi_{0i}$ è il coefficiente di combinazione che fornisce il valore raro dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\Psi_{Ei} \cdot Q_{Ki})$$

dove Ψ_{Ei} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\Psi_{0i} Q_{Ki}$ siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma ed è uguale a:

$$\Psi_{0i} = 0.7 \text{ per i tetti e coperture con neve}$$

$$\varphi = 1 \text{ per la copertura.}$$

Lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni può essere ottenuto riducendo lo spettro elastico secondo un fattore 2.5.

Per cui, la verifica allo SLD deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni:

$$\gamma_1 \cdot E + G_K + \sum_i (\Psi_{ji} \cdot Q_{Ki})$$

$$1.2 \cdot E + G_K + 0.7 \cdot Q_{K\text{copertura}}$$

dove il segno “+” è da intendersi come “in combinazione con”.

Si verifica, quindi, che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere inagibile la struttura.

In fase di progetto esecutivo, il punto di contatto dell'opera con il terreno dovrà essere dimensionato per il massimo spostamento definito nel paragrafo 5.2.5 dell'Ordinanza 3274.

8. Metodo di calcolo

La struttura spaziale viene modellata come una serie di archi inclinati che poggiano per la parte centrale su due travi a cassone incernierate (allargamento impalcato esistente su torrente Rochemolles) e per le parti di estremità su vincoli a cerniera (suolo). Gli archi sono collegati trasversalmente in chiave tra loro da una trave che termina nel tratto in artificiale.

Vista la tipologia dell'opera, si è condotta l'analisi modale, come definito dalla normativa, al fine di calcolare le forze modali che si esercitano sulla struttura. Il calcolo viene effettuato attraverso il software AXIS VM 7, per il quale la SITEC engineering s.r.l. ha regolare licenza. AXIS, basato sul Metodo degli Elementi Finiti, permette, inoltre, di scegliere il tipo di codice normativo, per cui sono automaticamente definite le caratteristiche meccaniche dei materiali (definite nel paragrafo 4) e le dimensioni delle

sezioni. Esso contiene anche la normativa italiana per il calcolo dei carichi sismici in accordo con il metodo dell'analisi spettrale.

I carichi sismici vengono presi in considerazione con il metodo dell'analisi spettrale, differenziando lo spettro per lo stato limite ultimo e di danno. Tale metodo richiede che venga preventivamente calcolato un certo numero di frequenze di vibrazione e le corrispondenti forme modali sulla struttura lineare non smorzata. Per ottenere tali parametri, il codice di calcolo opera tenendo conto delle proprietà geometriche e meccaniche degli elementi strutturali e delle masse associate a ciascun livello della struttura. Vengono allora calcolate in modo automatico le matrici di massa (M) e di rigidezza (K) che descrivono il modello matematico della struttura e risolte le equazioni del moto calcolando gli autovalori della matrice $M^{-1}K$. I corrispondenti autovettori rappresentano i modi di vibrare.

Basandosi su questi modi di vibrare AXIS genera forze statiche equivalenti (per ogni modo di vibrare) che sono applicate al modello in una analisi statica, eseguita successivamente. Gli effetti sismici sono analizzati nelle direzioni globali X, Y e Z e i parametri di risposta relativi a ciascun modo sono combinati utilizzando il metodo SRSS o CQC, come suggerito dalla normativa.

Terminata l'analisi dinamica, si imposta l'analisi statica che consente di calcolare sollecitazioni e spostamenti secondo combinazioni di carico definite dall'utente o in automatico secondo la normativa agli stati limite ultimi con e senza sisma (contemporaneamente), agli stati limite di danno e di esercizio (separatamente). Ottenuti le sollecitazioni e gli spostamenti critici per ogni stato limite, si procede con le verifiche descritte nel paragrafo 9. Il dimensionamento delle sezioni della struttura è eseguito sulla base dei massimi critici.

9. Verifiche - risultati

A seguito dei risultati dell'analisi strutturale riportati in ALLEGATO 2 si evince quanto segue:

- le membrature cave costituenti gli archi dovranno essere realizzate in conglomerato cementizio AP di classe C60/75 (AP - alte prestazioni come disposto dalle vigenti norme) delle dimensioni pari a 100x100hx25sp;
- le "bielle" metalliche (Fe 510) sulle reni andranno realizzate con una sezione composta formata da due HE 500 B uniti mediante saldatura e da due profili rettangolari dim. 500x40 mm formanti uno scatolare chiuso simmetrico;

- le travi a sostegno della struttura spaziale dovranno essere realizzate in conglomerato cementizio di classe C60/75 di forma a cassone con spessore di 30 cm e dimensioni principali pari a 175x220h cm e saranno precomprese in opera;
- le fondazioni degli archi su terra andranno realizzati con travi continue su micropali delle dimensioni pari a 200x100h in conglomerato cementizio di classe C25/30;
- le spalle del viadotto interessate dall'allargamento saranno realizzate in c.a. e fondate su micropali.

Tutte le strutture in c.a. sono realizzate in opera, o in alternativa per il cassone si farà ricorso alla prefabbricazione.

I valori delle sollecitazioni massime dell'analisi dinamica sono:

elemento strutturale	Mx (daNm)	My (daNm)	Mz (daNm)	N (daN)	Ty (daN)	Tz (daN)
implacato	-0.015	-1864851.95	792366.16	-778433.3	70854	427237
archi	-129847.9	414014.74	-452920.11	-554847.9	299327.83	90210.5
Trave collegamento archi	-28720.47	155721.46	-168052.23	714853.9	-45649.7	56739.5
bielle	442.02	-255423.19	313501.24	-429752	217222.26	-170780.84

E le tensioni massime sono:

elemento strutturale	σ_x (daN/cm ²)	τ_y (daN/cm ²)	τ_z (daN/cm ²)
implacato	221.37	3.53	21.26
archi	296.51	29.93	9.02
Trave collegamento archi	205.64	4.56	5.67
bielle	2824.61	247.61	194.67

Con i valori di calcolo delle resistenze dei materiali pari a:

f_{yd} (daN/cm ²) acciaio Fe510	f_{cd} (daN/cm ²) per cls AP
3000	333.2

Dalle verifiche risulta che nella maggior parte dei casi la combinazione con il sisma non costituisce la situazione peggiore. In questa fase di progetto non sono stati valutati gli adeguamenti relativi al viadotto esistente.

Visti i livelli di sollecitazione, si rende necessario l'uso di calcestruzzi ad alta prestazione per i quali saranno indicate le prescrizioni di confezionamento e getto in fase di progetto esecutivo.

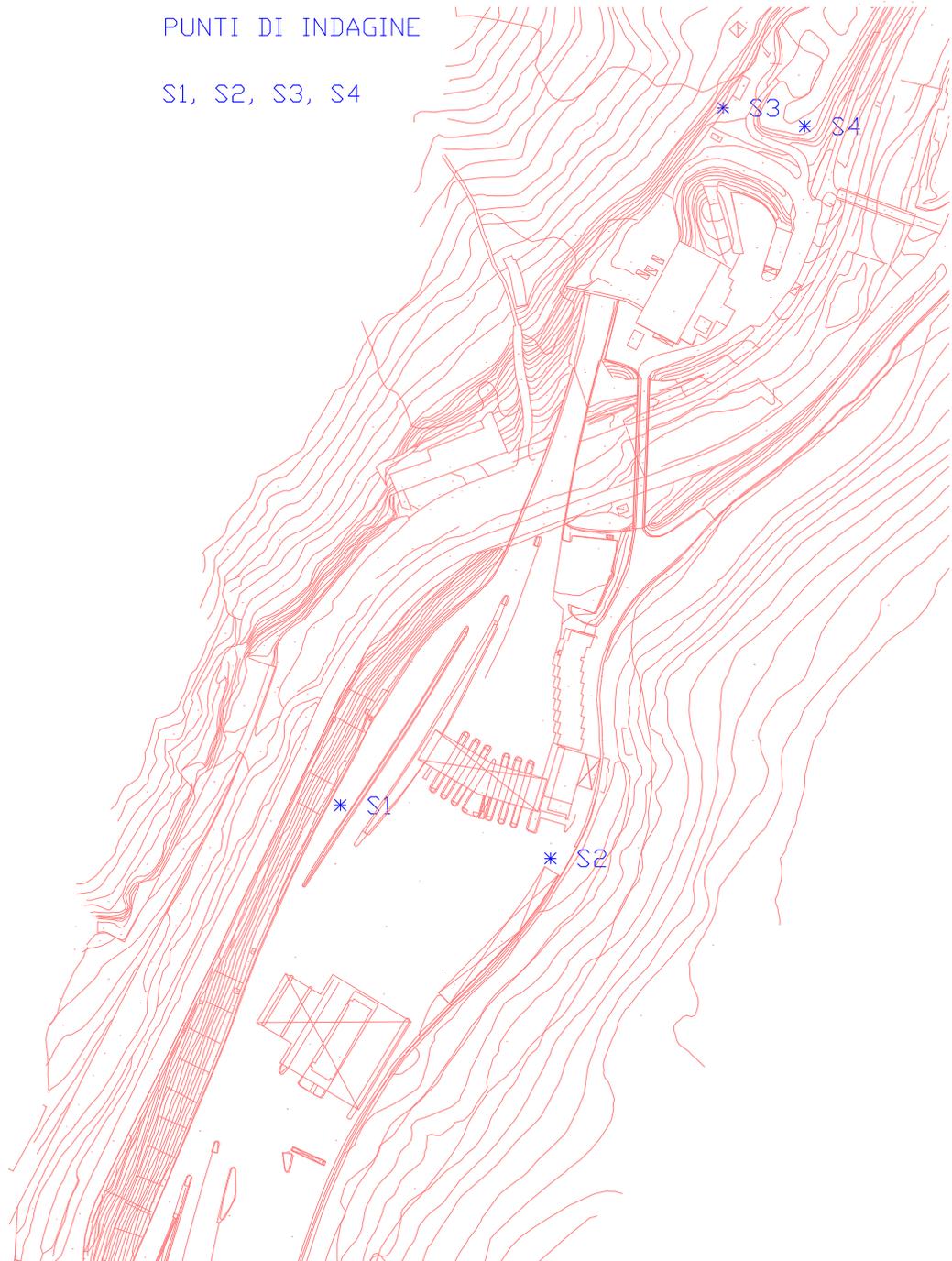
Per quanto riguarda le spalle, si è preso in considerazione l'involuppo delle reazioni R maggiori, derivanti dall'impalcato, pari a 84 t (verticale) e 31 t (orizzontale). Tali reazioni costituiscono il carico applicato in testa alle spalle. I risultati delle analisi sono interamente riportati in ALLEGATO 3.

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

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.	
11.11.2004	0.10			Pavimentazione bituminosa.				
	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.				
		2						
		3						
		4						
		5					7-6-8	
		6					9-12-14	
		7						
		8			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.			9-11-10
		9			Tra 13.70 e 14.30 mt presenza di blocco di calcescisto alterato e sfatto.			11-14-14
		10						
		11						
		12						15-17-17
	12.11.2004	13						
		14						
		15						
15.00				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.
	0.20			Pavimentazione bituminosa			
28.10.2004	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, olivastra chiaro con screziature varicolori, debolmente umida.	2040 80 80	0.60	
	2.10	2		Conglomerato cementizio.		1.50	
	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, olivastra scuro, debolmente plastica, debolmente umida.		3.00	5-9-5
		4				4.50	
29.10.2004		5				6.00	4-6-7
		6				7.50	5-8-8
		7				9.00	32-R13
		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.		9.60	
03.11.2004		9				10.50	
		10				12.00	9-12-16
		11				13.40	
		12				15.00	
	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		FINE SONDAGGIO			
		16					



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.	N.° S.P.T.	Piezom.	
03.11.2004	4.00	[Stratigrafia]	[Scala 1:100]	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.	20 40 60 80	0.80		
				2					
				3					
				4					
				5					
				6					
				7					
				8					
04.11.2004	12.50	[Stratigrafia]	[Scala 1:100]	9	Sabbia medio-fine, da limosa a con limo, clivastra, debolmente plastica, debolmente umida e ghiaia eterometrica Ø max 6 cm, monogenica, subangolare, in parte alterata, da moderatamente addensata a molto addensata.		4.50	7-5-7	
				10					
				11					
				12					
				13					
				14					
				15					
				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.		6.00	6-8-8		
						7.50	8-10-9		
						9.00	9-11-12		
						10.50			
						12.00	6-R12		
						12.30			
						13.00			
						13.80			
						14.20			
						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 17 18 19 20 21	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 60 80	15.40 15.90 16.40 17.00 17.70 18.30 18.60 19.20 19.50	
	21.00		21	FINE SONDAGGIO		21.00	
			22				

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	Lettura
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	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.	20 40 60 80	1.50	
		2				1.50	
		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				4.10	
		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				7.50	8-6-9
		8				9.00	8-10-8
		9				10.00	
		10				11.00	
11.11.2004		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				13.50	
		14				15.00	
		15					
		16		FINE SONDAGGIO			

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: risultati analisi axis vm 7 - analisi dinamica della struttura - verifiche a stato limite ultimo con e senza sisma

ALLEGATO 3: risultati analisi CDWWin - verifica spalle