

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:

### CENTRO DI SOCCORSO VENTILAZIONE E MANUTENZIONE CSVM - EDIFICI A-B-C

PROGETTO DEFINITIVO 2006

Relazione di calcolo predimensionamento strutture

 **LOMBARDI SA**  
INGENIEURS-CONSEILS

 **SITEC** engineering s.r.l.



## INDICE

	pagina
1. Premesse .....	3
2. Descrizione dell'opera in progetto .....	3
3. Caratteristiche strutturali - cantierizzazione - criteri esecutivi .....	4
4. Normativa di riferimento .....	5
5. Caratteristiche dei materiali .....	6
6. Caratterizzazione dei terreni .....	7
7. Azioni di progetto.....	8
7.1 Azioni permanenti.....	8
7.1.1 Peso proprio della struttura.....	8
7.1.2 Carichi permanenti.....	9
7.2 Azioni variabili.....	9
7.2.1 Carichi di esercizio.....	9
7.2.2 Carico vento .....	10
7.2.2.1 Azione del vento sui fabbricati .....	11
7.2.2.2 Azione del vento sulla copertura .....	12
7.2.3 Carico neve.....	13
7.3 Azioni sismiche.....	14
8. Criteri di verifica: stati limite .....	16
8.1 Stati Limiti Ultimi: condizioni di verifica con azione sismica .....	17
8.2 Stati Limiti Ultimi: condizioni di verifica con vento.....	19
8.3 Stati Limite di Esercizio: condizioni di verifica .....	21
8.4 Stati Limite di Danno: condizioni di verifica .....	22
9. Metodo di calcolo .....	23
10. Verifiche - risultati .....	24
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.....	25
ALLEGATO 2: risultati analisi axis vm 7 - analisi dinamica della struttura - verifiche a stato limite ultimo con e senza sisma .....	37
ALLEGATO 3: verifiche fondazioni .....	61

## 1. Premesse

La presente relazione illustra i calcoli strutturali di predimensionamento per la costruzione dei tre edifici situati in adiacenza alla centrale di ventilazione 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

I tre corpi di fabbrica sono così definiti:

- Edificio A
- Edificio B
- Edificio C

Le caratteristiche degli edifici sono le seguenti:

- Edificio A, a pianta rettangolare di dimensione 15 m x 40 m composto da:

piano seminterrato a quota +1301.00 m

primo livello a quota + 1305.60 m

secondo livello a quota + 1310.00 m

copertura a quota +1315.50

Le altezze interne del corpo di fabbrica variano da 3.90 m a 5.00 m con locali ad uso tecnico (centrale di ventilazione, officina meccanica e magazzini).

- Edificio B, a pianta a pianta rettangolare di dimensione 15 m x 40 m composto da:

piano interrato a quota +1305.60 m

primo livello a quota + 1310.00 m

secondo livello a quota +1315.50 m

copertura a quota +1319.00

Le altezze interne del corpo di fabbrica variano da 3.00 m a 5.00 m con locali ad uso tecnico (autorimessa) e polivalente.

- Edificio C, a pianta a pianta rettangolare di dimensione 15 m x 40 m composto da:

piano interrato a quota +1305.60 m

primo livello a quota + 1310.00 m  
secondo livello a quota +1315.50 m  
copertura a quota +1319.00

Le altezze interne del corpo di fabbrica variano da 3.00 m a 5.00 m con locali ad uso tecnico (magazzini e depositi) e ufficio.

A completare gli interventi è la realizzazione di una copertura metallica a struttura reticolare spaziale, appoggiata sui pilastri perimetrali di ogni edificio.

### **3. Caratteristiche strutturali - cantierizzazione - criteri esecutivi**

L'organizzazione strutturale dei fabbricati prevista nel progetto definitivo è la seguente:

- Fondazioni: esse sono realizzate con plinti isolati e cordoli continui in calcestruzzo armato con dimensioni variabili in funzione delle caratteristiche delle sollecitazioni;
- Elevazioni: esse sono costituite da pilastri - putrelle in acciaio da carpenteria HE 450 B a tutt'altezza saldati e imbullonati con dimensioni e interassi variabili in relazione ai carichi agenti. Per le parti interrato e seminterrato si prevedono muri e setti in calcestruzzo armato opportunamente dimensionati; per quanto riguarda i controventi, essi sono costituiti da putrelle in acciaio da carpenteria HE 200 B.
- Orizzontamenti: tutti i solai sono previsti, vista la destinazione d'uso, di tipo prefabbricato a lastre in calcestruzzo armato precompresso con luce e dimensioni variabili in funzione dei carichi utili. Gli elementi prefabbricati sono sostenuti da travi in spessore gettate in opera così come i getti di collegamento e le nervature. Le caratteristiche dei solai sono le seguenti:
  - Solaio alveolare S 30 per campate da L=7.5 m, portata 1790 daN/mq
  - Solaio alveolare S 30 per campate L=8.75 m e 5.85 m, portata  $\geq$  1140 daN/mq
  - Solaio alveolare S 36 per campate fino a 10.00 m, portata 1480 daN/mq
  - Lastre nervate tipo "P greco" h 0.80 m per L=10 m.
- Copertura esterna: essa è realizzata con struttura metallica reticolare spaziale con altezza pari a 1.00 m e maglia principale di dimensione 2.00 x 2.00 m e maglia secondaria 0.4 x 0.4 m. La copertura è sostenuta dai pilastri che si prolungano dalle facciate esterne dei tre edifici.

#### 4. 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”.

## 5. 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:

<b>CLS sottofondazioni (cemento 32,5 o 42,5)</b>		
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>CLS strutture di elevazione (cemento 32,5 o 42,5)</b>		
Classe di resistenza		C 25/30
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck}$	25 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	30 N/mm <sup>2</sup>
<b>CLS strutture di elevazione (cemento 32,5 o 42,5)</b>		
Classe di resistenza		C 30/37
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck}$	30 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	37 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 430 B (spessori ≤ 40 mm)</b>		
Tensione di rottura a trazione	430 N/mm <sup>2</sup> ≤ $f_t$ ≤ 560 N/mm <sup>2</sup>	
Tensione di snervamento	$f_y$	≥ 265 N/mm <sup>2</sup>
Resilienza	KV	27 J

Allungamento percentuale a rottura per profilati e piatti $\epsilon_t$		$\geq 24$
<b>Acciaio per carpenteria metallica Fe 510 B (spessori <math>\leq 40</math> mm)</b>		
Tensione di rottura a trazione	$490 \text{ N/mm}^2 \leq f_t \leq 630 \text{ N/mm}^2$	
Tensione di snervamento	$f_y$	$\geq 345 \text{ N/mm}^2$
Resilienza	KV	27 J
Allungamento percentuale a rottura per profilati e piatti $\epsilon_t$		$\geq 22$
<b>Bulloni A.R. - Classe vite 8.8</b>		
Resistenza a rottura per trazione	$f_t$	$800 \text{ N/mm}^2$
Resistenza allo snervamento	$f_y$	$640 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica di un bullone a taglio	$f_{k,N}$	$396 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica di un bullone a trazione	$f_{k,N}$	$560 \text{ N/mm}^2$
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 bullone $\varnothing 24$ , $A_{Res}=353 \text{ mm}^2$ , cfr. UNI 10011 prospetto 4-IV)		158 kN
Coppia di serraggio per indurre $N_s$ (per d diam. nominale di filettatura del bullone $\varnothing 18$ , 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

## 6. 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.

## 7. Azioni di progetto

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

### 7.1 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.

#### 7.1.1 Peso proprio della struttura

I valori forniti di seguito sono da confermare in fase di progetto esecutivo. Sono previsti solai precompressi estrusi con spessori differenti a secondo dei carichi utili e delle luci delle campate che si vogliono introdurre.

Per gli edifici B e C, valgono:

– Solaio secondo livello

S 30 alveolare 2 campate da L=7.5 m portata 1790 daN/mq	360 daN/mq
5 cm di caldana collaborante	125 daN/mq

– Copertura

S 30 alveolare 2 campate da L=7.5m portata 1790 daN/mq	360 daN/mq
5 cm di caldana collaborante	125 daN/mq

Per l'edificio A, valgono:

– Solaio primo livello

S 30 alveolare 2 campate L=8.75 m e 5.85 m portata $\geq$ 1140 daN/mq	360 daN/mq
5 cm di caldana collaborante	125 daN/mq

– Solaio secondo livello



S 30 alveolare 2 campate L=8.75 m e 5.85 m portata $\geq 1140$ daN/mq	360 daN/mq
5 cm di caldana collaborante	125 daN/mq

Lastre nervate tipo "P greco" h 0.80 m per L=10 m	265 daN/mq
5 cm di caldana collaborante	125 daN/mq

– Copertura

S 36 alveolare per campate fino a 10.00 m portata 1480 daN/mq	395 daN/mq
5 cm di caldana collaborante	125 daN/mq

I valori dei pesi andranno verificati dal fornitore delle strutture prefabbricate.

### 7.1.2 Carichi permanenti

Per quanto riguarda i carichi permanenti, si considerano valori che tengano conto del pacchetto finiture di pavimentazioni comprese le tramezze. Per cui:

–  $G_2 = 200$  daN/mq

Per quanto riguarda i rivestimenti esterni, si considerano pannelli prefabbricati con peso al metro quadro pari a:

–  $G_3 = 100$  daN/mq

distribuito in funzione delle altezze della parete su ciascuna trave.

## 7.2 Azioni variabili

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

### 7.2.1 Carichi di esercizio

Le azioni variabili sui solai sono assunte, con riferimento alla tabella 5.1 del D.M. 16.01.1996, in funzione della categoria dei locali uniformando in ogni caso i carichi utili a valori conservativi in funzione di un cambio di destinazione (Cat.9 Archivi, biblioteche, magazzini, depositi  $Q_{1,r} \geq 600$  daN/mq):

magazzini, depositi	$Q_{1,r} = 1000$ daN/mq
Locali officine	$Q_{2,r} = 2500$ daN/mq o in
alternativa carichi da carroponete (applicati sui pilastri).	

## 7.2.2 Carico vento

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

$q_{\text{ref}}$  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  $v_{\text{ref}}$  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

- $v_{\text{ref},0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  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:

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

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.

### 7.2.2.1 Azione del vento sui fabbricati

Viste l'altezza fuori terra dei fabbricati (EDIFICIO A H=9.33 m EDIFICI B e C H= 12,90 m) e la loro 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 rispettivamente per l'edificio A e gli edifici B e C pari a:

$$c_e(z_{\min}) = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{9,33}{0,30}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{9,33}{0,30}\right)\right] = 1,74$$

$$c_e(z_{\min}) = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{12,9}{0,30}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{12,9}{0,30}\right)\right] = 1,96$$

Per elementi sopravento con inclinazione maggiore di 60°:

$$c_p = +0,8$$

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:

$$p_{ow} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{29,2^2}{1,6} \cdot 1,74 \cdot 0,8 \cdot 1 = 740,08 \frac{N}{m^2} = 74,00 \frac{daN}{m^2}$$

$$p_{uw} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{29,2^2}{1,6} \cdot 1,74 \cdot 0,4 \cdot 1 = 370 \frac{N}{m^2} = 37,00 \frac{daN}{m^2}$$

$$p_{ow} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{29,2^2}{1,6} \cdot 1,96 \cdot 0,8 \cdot 1 = 835,16 \frac{N}{m^2} = 83,51 \frac{daN}{m^2}$$

$$p_{uw} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{29,2^2}{1,6} \cdot 1,96 \cdot 0,4 \cdot 1 = 417,58 \frac{N}{m^2} = 41,75 \frac{daN}{m^2}$$

Per tutti e tre gli edifici si è ricavata la pressione del vento ad un'altezza pari a 8.00 m:

$$p_{ow} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{29,2^2}{1,6} \cdot 1,63 \cdot 0,8 \cdot 1 = 696,7 \frac{N}{m^2} = 69,67 \frac{daN}{m^2}$$

$$p_{uw} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{29,2^2}{1,6} \cdot 1,63 \cdot 0,4 \cdot 1 = 348,35 \frac{N}{m^2} = 34,83 \frac{daN}{m^2}$$

### 7.2.2.2 Azione del vento sulla copertura

Per la copertura metallica, verranno prese in considerazione l'azione tangente del vento e la pressione del vento.

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_f$$

dove

–  $q_{ref,0}$ , e  $c_e$  sono definiti al punto 7.2 del D.M. 16/01/96

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

$$c_e(z_{min}) = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{15,45}{0,30}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{15,45}{0,30}\right)\right] = 2,09$$

- $c_f$  è il coefficiente di attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Nel caso in esame, si tratta di superficie liscia per cui uguale a 0.01.

Quindi, l'azione tangente vale:

$$p_f = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_f = 532,9 \cdot 2,09 \cdot 0,01 = 11,12 \frac{N}{m^2} = 1,112 \frac{daN}{m^2}$$

La pressione normale del vento per tettoie e pensiline a un solo spiovente piano è data da:

$$p_{ow} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

con

- $c_p = 0,8$

per cui la pressione del vento risulta:

$$p_{ow} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 532,9 \cdot 2,09 \cdot 0,8 \cdot 1 = 879,8 \frac{N}{m^2} = 87,98 \frac{daN}{m^2}$$

Poiché la copertura ha un'altezza di 1.00 metro si considera, in via cautelativa, anche l'azione sottovento per la quale

- $c_p = 0,4$

per cui la pressione del vento risulta:

$$p_{ow} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 532,9 \cdot 2,09 \cdot 0,4 \cdot 1 = 439,9 \frac{N}{m^2} = 43,99 \frac{daN}{m^2}$$

### 7.2.3 Carico neve

Il carico neve sulle coperture 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;

$\mu$  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, in via cautelativa, di assumere per il coefficiente di forma il valore 1.

Si è ricavato pertanto:

$$q_{sk} = 3,25 + 8,5 \cdot (1350 - 750) / 1000 = 8.03 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} = 1 \cdot 8.03 = 8.03 \text{ kN/m}^2 = 803 \text{ daN/m}^2$$

I solai di copertura degli edifici, invece, sono dimensionati per un carico utile di 1000 daN/mq.

### 7.3 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  $V_{S30} < 180 \text{ m/s}$  ( $N_{SPT} < 15$ ,  $c_u < 70 \text{ kPa}$ )", 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.

$\eta$  è un fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , 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 in 3.2 dell'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, non regolare in altezza e in pianta, 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 9. I risultati dell'analisi modale e del calcolo delle sollecitazioni vengono riportati nel paragrafo 9.

## 8. 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  $\psi_i$ , 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), e per l'opera in esame in Stati Limite di Danno, descritte nel seguito.

### 8.1 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

$\gamma_1 E$  azione sismica per lo SLU ( $\gamma_1$  è definito fattore di importanza ed è 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  $\Psi_{Ei}$  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  $\Psi_{2i}$  per  $\varphi$  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:

$$\Psi_{2i} = 0.8 \text{ per gli archivi e } 0.2 \text{ per tetti e coperture con neve}$$

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

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:

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

$$1.2 \cdot E + G_K + 0.2 \cdot Q_{Kcopertura} + 0.8 \cdot Q_{Ksolai}$$

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

Le verifiche sono, quindi, effettuate per le travi in cemento armato a flessione e a taglio in modo che in ogni sezione il momento e il taglio resistente, calcolati con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_m$  applicabili per le situazioni non sismiche, devono risultare superiore o uguale al momento flettente e al taglio di calcolo. Per i pilastri in acciaio, si verifica il collegamento colonna fondazione a momento flettente e a taglio.

## 8.2 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 (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	$\psi_{0}$	$\psi_2$
Uffici, negozi,...	0.7	0.3
Autorimesse	0.7	0.6
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		c. esercizio		vento	neve
	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.		
Permanente+c.esercizio	1.4	1.0	1.5	0		
Permanente+vento	1.4	1.0			1.5	
Permanente+neve	1.4	1.0				1.5
Permanente+c.esercizio +neve	1.4	1.0	1.5 0.7x1.5			0.7x1.5 1.5
Permanente+c.esercizio +neve+vento	1.4	1.0	1.5 0.7x1.5 0.7x1.5			0.7x1.5 0.7x1.5 1.5

Le verifiche sono, quindi, effettuate per le travi in cemento armato 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. Per i pilastri in acciaio, si verifica il collegamento colonna fondazione a momento flettente e a taglio.

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.

### 8.3 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 (copriferrì minimi, diametri massimi delle barre, disposizioni costruttive, composizione del calcestruzzo, etc.) che, se applicate, riducono il rischio di degrado anticipato.

#### 8.4 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  $\Psi_{Ei}$  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:

$$\Psi_{0i} = 1.0 \text{ per gli archivi e } 0.7 \text{ per i tetti e coperture con neve}$$

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

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:

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

$$1.2 \cdot E + G_K + 0.7 \cdot Q_{Kcopertura} + 1.0 \cdot Q_{Ksolai}$$

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

Si verifica, quindi, che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere inagibile l’edificio. Tale condizione è soddisfatta quando gli spostamenti interpiano (differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore) ottenuti dall’analisi (dr) sono inferiori a:

- per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$dr < 0.005 h$$

- per edifici con tamponamenti collegati elasticamente alla struttura

$$dr < 0.0075 h, \text{ dove } h \text{ è l'altezza del piano.}$$

## 9. Metodo di calcolo

Vista la tipologia dell’opera, non regolare in altezza e in pianta, 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 è concessionaria. 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 5) e le dimensioni delle sezioni in acciaio. Esso contiene anche la normativa italiana per il calcolo dei carichi sismici in accordo con il metodo dell’analisi spettrale.

L’opera viene modellata per le parti fuori terra come un telaio nello spazio incastrato ai piedi laddove sono presenti i collegamenti con i muri e i setti in calcestruzzo armato. Per la definizione del telaio, gli elementi sono rappresentati dal loro piano medio e vengono considerati come elementi trave. Questi sono elementi rettilinei a due nodi con sezione costante lungo il loro asse e tre gradi di libertà per ciascun nodo. Nel caso in esame, ogni connessione tra travi è considerata rigida. I solai sono schematizzati come elementi rigidi rispetto alle altre parti della struttura. Per quanto riguarda la copertura metallica, essa fa parte del telaio ed è, quindi, modellata come una serie di elementi trave, con inerzia e sezione equivalenti alla sezione di progetto.

I carichi permanenti e variabili, definiti nel paragrafo 7, sono applicati sulle travi per l'area di loro competenza. L'azione del vento viene considerata come forza applicata nei nodi del telaio in modo alternato nelle due direzioni corrispondenti alle dimensioni della struttura.

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 piano del telaio. 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 8. Il dimensionamento delle sezioni della struttura è eseguito sulla base dei massimi critici.

## **10. Verifiche - risultati**

Le verifiche e i risultati delle analisi sono interamente riportati in ALLEGATO 2.

Le tensioni normali e tangenziali risultano, per le tipologie di sezioni proposte, inferiori alle resistenze di calcolo dei materiali.

In fase di progetto esecutivo saranno affinati i dimensionamenti dei dettagli costruttivi in particolare dei collegamenti e delle membrature.

In ALLEGATO 3, vengono riportate le verifiche delle fondazioni per i pilastri e gli speroni.



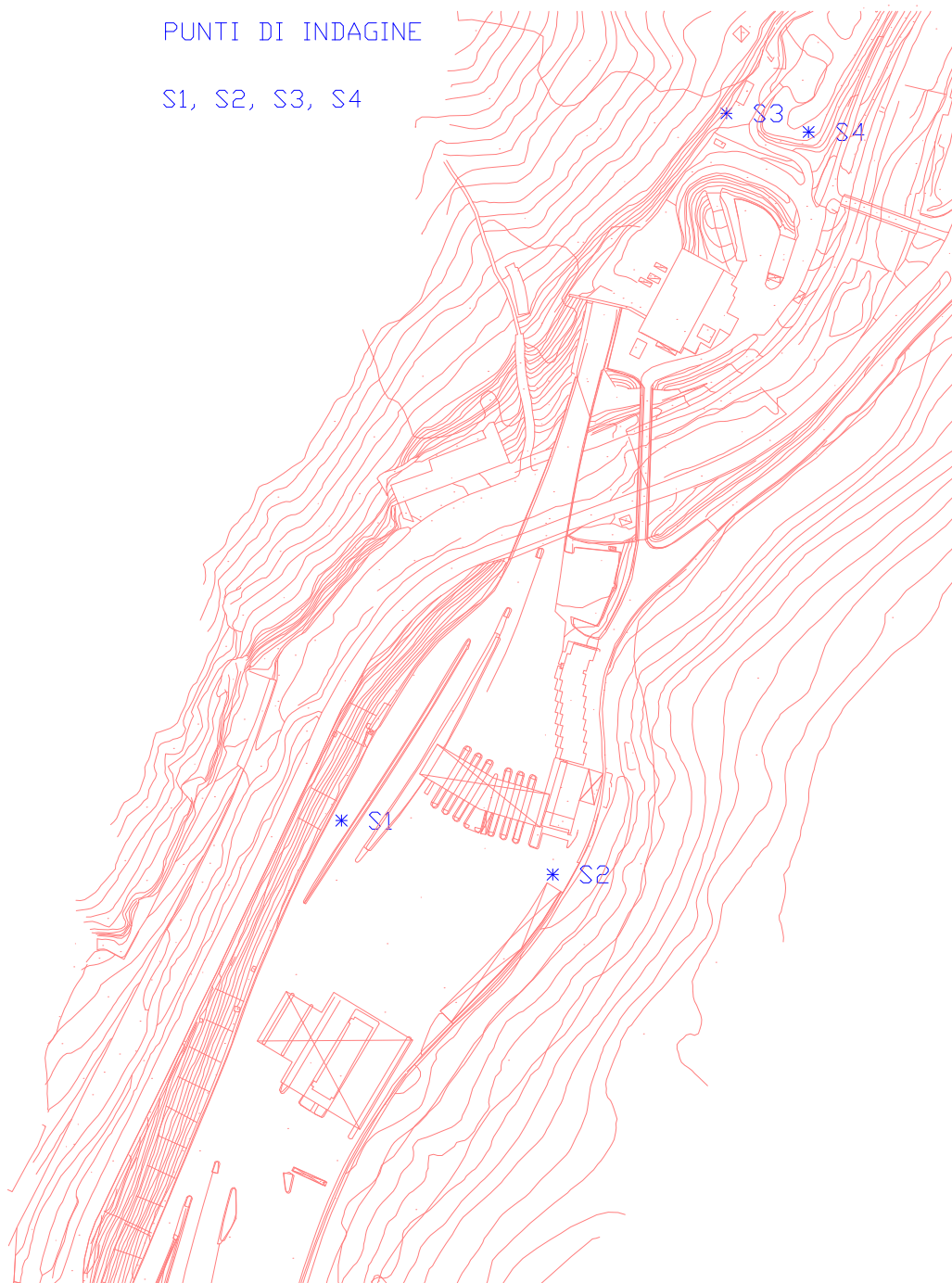
**ALLEGATO 1: planimetria generale del traforo del Fréjus piazzale Italia con punti di indagine (S1, S,2, S3, S4) - risultati della stratigrafia (S1, S,2, S3, S4) - foto delle carote estratte dai sondaggi**

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		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		Tra 13.70 e 14.30 mt presenza di blocco di calcescisto alterato e sfatto.			
		10				12.00	15-17-17
		12.11.2004	15.00	11			
12							
13							
14							
15							
				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.	20 40 60 80		
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, olivastro chiaro con screziature varicolori, debolmente umida.		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, olivastro scuro, debolmente plastica, debolmente umida.		3.00	5-9-5
29.10.2004		4				4.50	
		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
	13.40	11				13.40	
		12				15.00	
	15.00	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.			
		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							

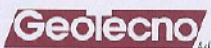


COMMITTENTE: LOMBARDI SA LOCALITA': Imbocco lato Italia Tunnel Frejus metodo perforazione: Carotaggio continuo diam. perf.: 101/127 quota inizio: p.c.	SONDAGGIO N. S 3 COMMESSA N. 68/04 RCN : Dott. D. Grandis CSQ : sig. G. Zahariev Data: dal 03.11.2004 al: 05.11.2004
--	--

Data	Profondita'	Stratigrafia	Scala 1:100	Descrizione	Carotaggio 20 40 60 80	Manovre carot.	Piezom.
05.11.2004			16				
			17				
			18	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.			
			19				
			20				
			21				
			22				
	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

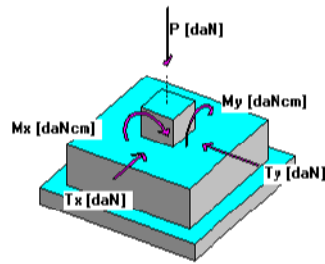
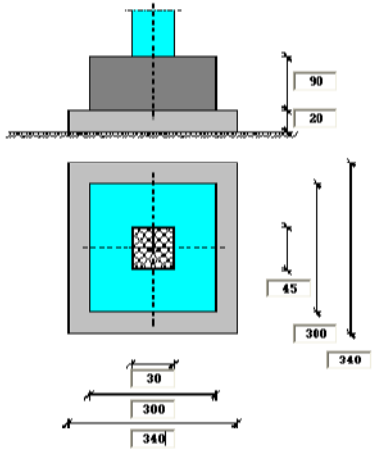


**ALLEGATO 2: risultati analisi axis vm 7 - analisi dinamica della struttura - verifiche a stato limite ultimo con e senza sisma**

### **ALLEGATO 3: verifiche fondazioni**

Calcolo plinti di fondazione C:\3\_in\_corso\1\_luca\1\_progetti\5012\_FREJUS\Fondazioni\pltipopil.pl

File Dati generali Plinto a bicchiere Parametri di calcolo Verifica Armatura Computo Tipo Calcolo



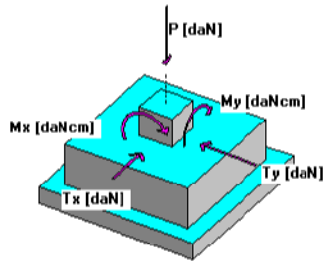
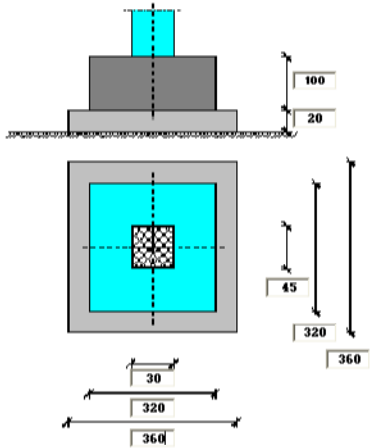
INFORMAZIONI

**PARAMETRI-RISULTATI**

	P [daN]	Ty [daN]	Tx [daN]	Mx [daNcm]	My [daNcm]	s.max.terr. [daN/cm <sup>2</sup> ]	ecc. x pli [cm]	ecc. y pli [cm]	BrincHansen	Verifica a flessione	Verifica a taglio (Vrd2)	Verifica a taglio (Vrd3)	Verifica terreno
	272783	3424	-20703	-717310	-102861	3,1	6	3,5	2,7	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
*													

Calcolo plinti di fondazione C:\3\_in\_corso\1\_luca\1\_progetti\5012\_FREJUS\Fondazioni\pil343.pl

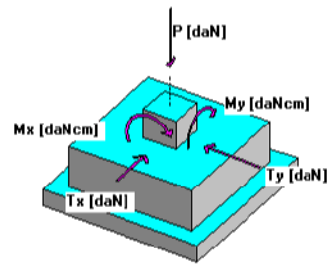
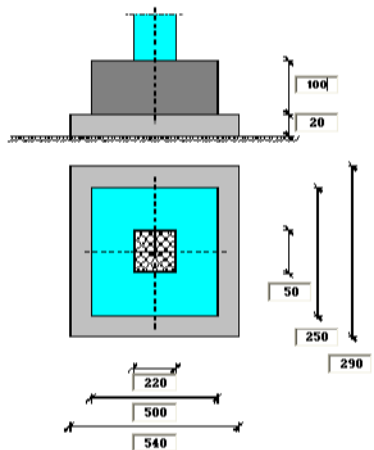
File Dati generali Plinto a bicchiere Parametri di calcolo Verifica Armatura Computo Tipo Calcolo



INFORMAZIONI

**PARAMETRI-RISULTATI**

	P [daN]	Ty [daN]	Tx [daN]	Mx [daNcm]	My [daNcm]	s.max.terr. [daN/cm <sup>2</sup> ]	ecc. x pli [cm]	ecc. y pli [cm]	BrincHansen	Verifica a flessione	Verifica a taglio (Vrd2)	Verifica a taglio (Vrd3)	Verifica terreno
	335063	-3535	-2054	564357	-327372	3	0,3	2,5	3	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
*													



INFORMAZIONI

**PARAMETRI-RISULTATI**

P [daN]	Ty [daN]	Tx [daN]	Mx [daNcm]	My [daNcm]	s. max. terr. [daN/cm <sup>2</sup> ]	ecc. x pli [cm]	ecc. y pli [cm]	BrincHansen	Verifica a flessione	Verifica a taglio (Vrd2)	Verifica a taglio (Vrd3)	Verifica terreno
357610	162	-5991	-25182	-1901315	2,6	3,3	0,1	3,5	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
*												