

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



# INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

## TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO DEFINITIVO

### VAR0018 - Variante per la modifica del Piano Ferro del Bivio Fegino e Rilocalizzazione FA91 DOPPIO BIVIO FEGINO - GALLERIA TECNICA Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. N. Meistro		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 1	D	C V	C L	T R 1 1 0 X	0 0 2	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	3BA	08/11/2017	COCIV	09/11/2017	A. Mancarella	09/11/2017	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00
-----------	---------------------------------------



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p><b>CODIV</b> Consorzio Collegamenti Internazionali Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
<p>Relazione di calcolo</p>	<p>A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00</p>	<p>Foglio 3 di 49</p>

## INDICE

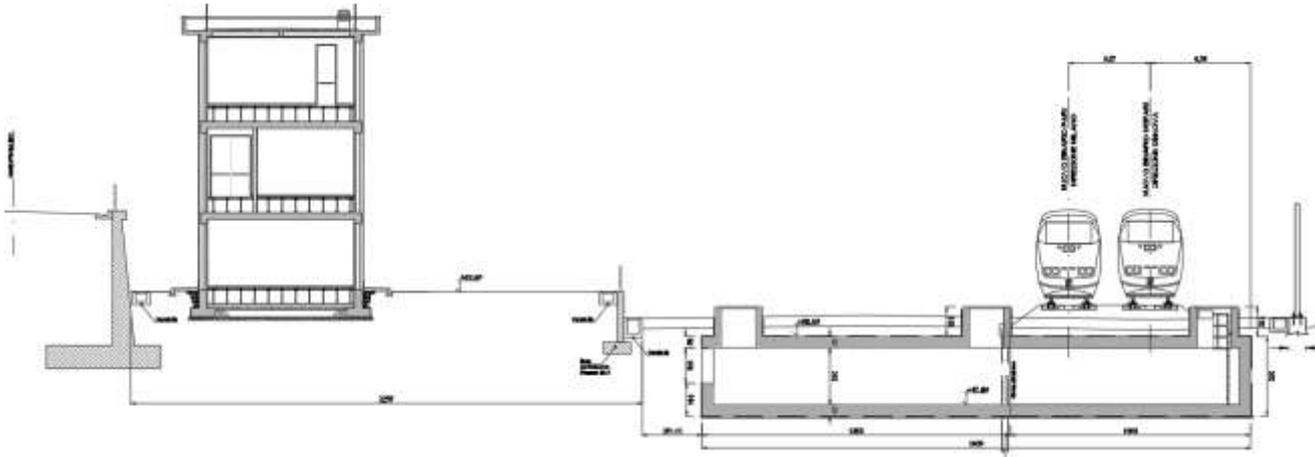
1.	PREMESSA .....	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	5
3.	SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICO-STRATIGRAFICA DEI TERRENI .....	6
3.1.	Dati di base .....	7
3.2.	Condizioni di falda.....	7
3.3.	Sismicità dell'area .....	8
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	10
4.1.	Acciaio per le strutture in cemento armato .....	10
5.	MODELLO DI CALCOLO .....	11
5.1.	Geometria dell'opera .....	11
5.2.	Numerazione degli elementi strutturali .....	12
5.3.	Coefficiente di sottofondazione .....	13
6.	CUNICOLO IMPIANTI SCATOLARE .....	14
6.1.	Analisi dei carichi .....	14
6.1.1.	Peso proprio.....	14
6.1.2.	Carichi permanenti agenti sulla soletta superiore.....	14
6.1.3.	Carichi permanenti agenti sulle pareti verticali .....	15
6.1.4.	Carichi variabili .....	15
6.1.5.	Carichi uniformi verticali sulla soletta dello scatolare .....	18
6.1.6.	Spinte orizzontali dovute ai sovraccarichi accidentali .....	19
6.1.7.	Azione longitudinale di frenatura .....	19
6.1.8.	Azione sismica .....	20
6.2.	Combinazioni di carico e determinazione delle sollecitazioni .....	22
6.3.	Condizioni e combinazioni di carico adottate .....	22
6.3.1.	Schemi di carico.....	25
6.3.2.	Diagrammi iniluppo sollecitazioni .....	29
7.	VERIFICHE DI RESISTENZA E A FESSURAZIONE .....	34
7.1.	Soletta superiore .....	35
7.2.	Soletta di fondazione.....	37
7.3.	Piedritto .....	38
7.4.	Verifica flessione longitudinale .....	41
8.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE.....	42
8.1.	Pressioni sul terreno.....	44
8.2.	Carico limite.....	45
8.3.	Verifica dei cedimenti .....	46
9.	DATI STRUTTURA.....	47

## 1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo ha come oggetto il dimensionamento di un cunicolo impianti scatolare a pk 0+257.460 formato da uno scatolare chiuso in c.a. di dimensioni esterne 400x350 cm, ricadente al di sotto della linea ferroviaria RFI e presenta dimensioni interne pari a 3.00x2.50 m, fondazione spessore 0.50 m, piedritti e soletta spessore 0.50m.

L'opera considerata presenta uno sviluppo planimetrico complessivo pari a circa 24 m (Figura 1).

Il dimensionamento statico e la verifica sismica delle opere in oggetto, in accordo con il capitolato tecnico di progettazione, viene effettuata ai sensi DM 09.01.1996 e rispettando le prescrizioni delle Istruzioni RFI vigenti per opere adiacenti ai binari ferroviari.



**Figura 1 Sezione longitudinale dell'opera.**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Internazionali Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Legge 05/11/1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge 02/02/1974 n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M.LL.PP. 14/02/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min. LL.PP. 24/06/1993 n° 37406/STC - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 14/02/1992.

Istruzione N°I/SC/PS-OM2298 del 2 giugno 1995 completo delle relative integrazioni -

D.M. 9 gennaio 1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M.16 gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.

Circ. Min. LL.PP. 15/10/1996 n. 252 AA.GG.STC. - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9/01/96.

Circ. Min. LL.PP. 04/07/1996 n. 156 AA.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.

Istruzioni delle Ferrovie dello Stato del 13/01/1997 - Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo. Testo aggiornato delle istruzioni N°I/SC/PS-OM2298 del 2 giugno 1995.

Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Internazionali Viabili	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00 <span style="float: right;">Foglio 6 di 49</span>

### 3. SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICO-STRATIGRAFICA DEI TERRENI

I parametri geotecnici assunti nelle analisi sono stati ricavati in base alle documentazioni pervenute, dove sono anche elencati i sondaggi presi a riferimento per la caratterizzazione. Tali documenti si riferiscono ad opere puntuali posizionate in zone anche distanti dalle opere in progetto (TR11). Per questo motivo, per non sovrastimare le opere si è deciso di assumere uno spessore della coltre superficiale medio fra quelli rilevati nei sondaggi, e cioè di 8.0 m da piano campagna, e di porlo costante per tutte le opere verificate. Tale assunzione deriva dal fatto che gli spessori maggiori di tale materiale si riferiscono a sondaggi effettuati in corrispondenza di depressioni vallive, sede di deposito della coltre, mentre le opere di sostegno sono ubicate per lo più in versante, dove le rilevanti pendenze del pendio non sono in grado di garantire un accumulo consistente di tale materiale. Assunzioni di tipo diverso, per i pochi dati a disposizione, assumono carattere di arbitrarietà. La successione stratigrafica viene di seguito elencata.

Stratigrafia di calcolo	Da (m s.l.m.m.)	A (m da p.c.)	Tipo di terreno
ril	+4.00	p.c.	Terreno di riporto
c	p.c.	- 8.00	Coltre detritica
fle	- 8.00	- 11.00	depositi alluvionali recenti
AGF	- 11.00	In poi	argillocisti di Murta – substrato destrutturato

**Stratigrafia di progetto**

### 3.1. Dati di base

Di seguito si forniscono i parametri geotecnici di progetto per il dimensionamento delle fondazioni delle paratie berlinesi in oggetto.

TR11 - depositi di copertura - Parametri di progetto					
LITOLOGIA / TERRENO	SIGLA	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	c' (KPa)	$\phi$ (°)	E(Mpa)
Terreno di riporto		20	0-10	31-35	20-30
Coltre detritica	c	21	0-10	30-33	30-60
Depositi alluvionali recenti	fl3	20	0	30-32	10-40
Argilloscisti di Murta - Fascia di alterazione e substrato destrutturato	AGF	25	50-100	21-22	100-300

Da questi parametri si sono estrapolati quelli assunti nelle verifiche:

Parametri	Formazione ril	Formazione c	Formazione fl3	Formazione AGF
Peso di volume $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	21	20	25
Coesione drenata c' (kPa)	0	5	0	50
Angolo di resistenza al taglio operativo $\phi'$ (°)	31	30	30	21
Modulo di Young E' (MPa)	20	30	10	100

### 3.2. Condizioni di falda

Il livello di falda non è stato rilevato in quanto non sono stati eseguiti, in fase di progetto preliminare, sondaggi geognostici in prossimità dell'area investigata. Si può assumere che il livello di falda sia ubicato a - 2.0 m da piano campagna.

### 3.3. Sismicità dell'area

L'area oggetto di studio, come mostrato in Figura 2, è classificata appartenente alla zona sismica n. 4 della nuova normativa sismica entrata in vigore con la pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.

In particolare per l'area di interesse è riportata in Figura 2 la mappa di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo:

Si utilizzeranno i seguenti parametri sismici:

$ag/g=0.05$

$S=1.25$  (terreno tipo C)

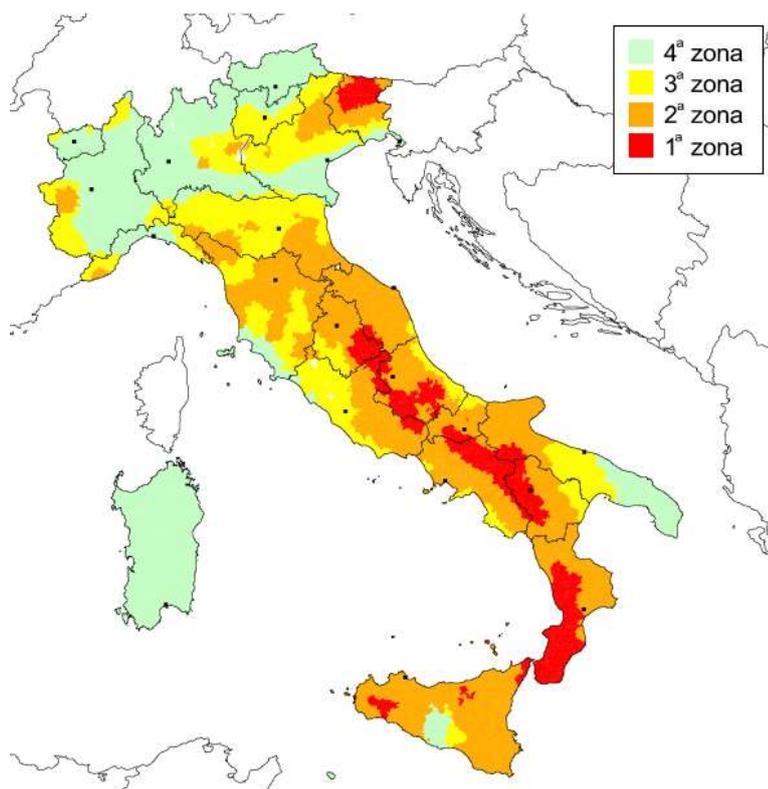


Figura 2 Mappa della zonazione sismica nazionale (OM 3274).

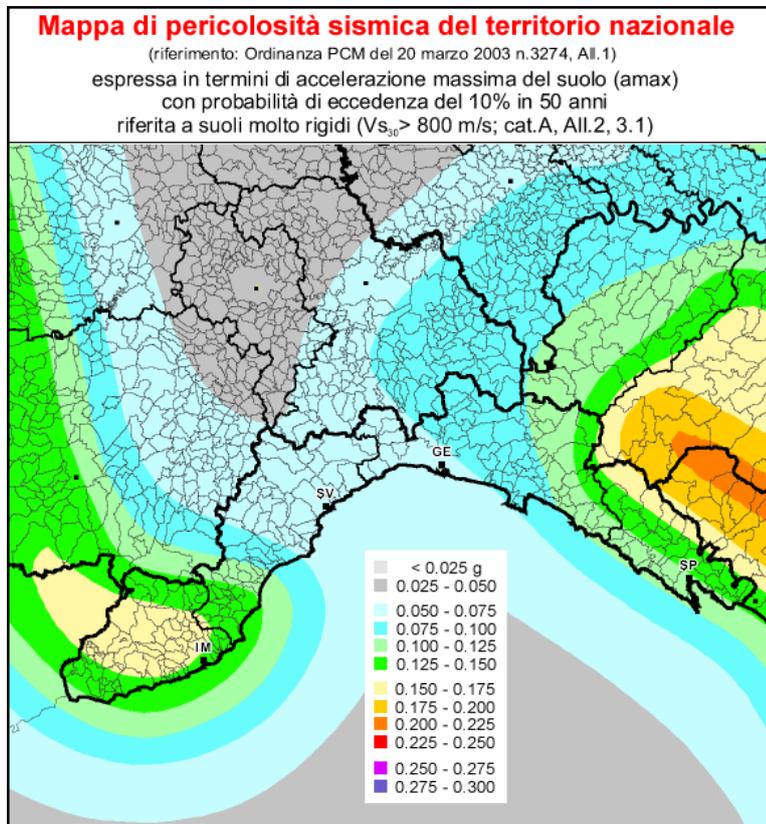


Figura 3 Zonazione sismica di dettaglio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Veicoli	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Secondo quanto previsto dal documento IG51-00-E-CV-TT-OC000-001-E00 "Caratteristiche dei materiali e note"

Lo scatolare è realizzato con un calcestruzzo di classe **C25/30** aventi le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo classe .....C25/30 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati .....≤32 mm Tipologia di aggregato: Cava

Classe di consistenza: ..... S4 (UNI EN 206-1)

Classe di esposizione: ..... XC2 (UNI EN 206-1)

Rapporto acqua/cemento massimo: .....≤ 0.60 - Dosaggio minimo cemento 300 kg/m<sup>3</sup>

Copriferro nominale min. per strutture in fondazione 40 mm

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  (resistenza caratteristica a compressione cubica)

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  (resistenza caratteristica a compressione cilindrica)

Per le verifiche a SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot (f_{ck} / \gamma_c) = 0.85 \cdot (30/1.5) = 14.2 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza a compressione di calcolo})$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 2.90 = 1.8 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dove } f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$$

#### **CALCESTRUZZO PER MAGRONI CLASSE C12/15 (UNI EN 206-1)**

Massima dimensione aggregati .....≤30 mm Tipologia di aggregato: Cava

Classe di consistenza: ..... S3 (UNI EN 206-1)

Classe di esposizione: ..... X0 (UNI EN 206-1)

Rapporto acqua/cemento massimo: .....≤ 0.65- Dosaggio minimo cemento 200 kg/m<sup>3</sup>

#### 4.1. Acciaio per le strutture in cemento armato

Per l'acciaio di armatura è stato utilizzato un acciaio B 450 C avente le seguenti caratteristiche.

$$f_{y,k} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{t,k} = 540 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

## 5. MODELLO DI CALCOLO

### 5.1. Geometria dell'opera

Lo scatolare in esame presenta una sezione interna di 3.0 m x 2.5 m con piedritti di 0.5m di spessore, soletta superiore di 0.5m di spessore e soletta inferiore di 0.5m di spessore. Al di sopra del cunicolo è presente un rilevato con spessore massimo da piano ferro di circa 1.60 m (Figura 4).

La struttura viene analizzata con un modello bidimensionale, valutando le azioni e le sollecitazioni per una fetta di scatolare pari ad un metro. L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata sotto l'ipotesi di comportamento elastico lineare della struttura.

La determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni a cui il cunicolo è sottoposto avviene attraverso l'impiego di un modello agli elementi finiti, capace di schematizzare gli elementi trave (piedritti e solette) e il comportamento del terreno. La risposta del terreno all'applicazione di carichi è descritta secondo un modello di suolo elastico alla Winkler, schematizzando l'appoggio con un letto di molle, con assegnata rigidezza. Inoltre per tenere in conto del confinamento laterale del cunicolo è stato necessario inserire dei vincoli cedevoli orizzontali che hanno una rigidezza orizzontale dimezzata rispetto alla rigidezza verticale determinata per il suolo alla winkler.

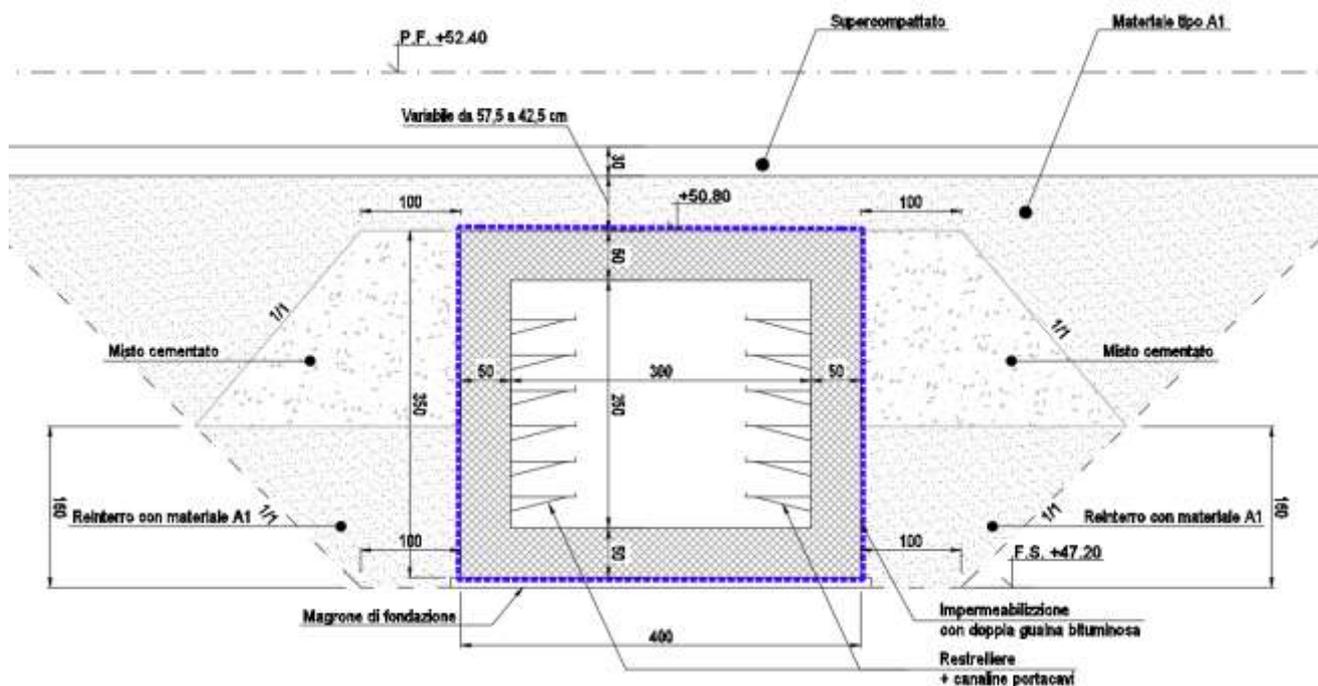


Figura 4 Sezione trasversale del cunicolo.

## 5.2. Numerazione degli elementi strutturali

La geometria del manufatto è definita con un telaio piano. Nella Figura 5 è indicata la numerazione dei nodi e delle aste del modello matematico. Le aste laterali dello scatolare sono state suddivise in 6 aste al fine di individuare i nodi in cui viene definita la rigidezza orizzontale del terreno.

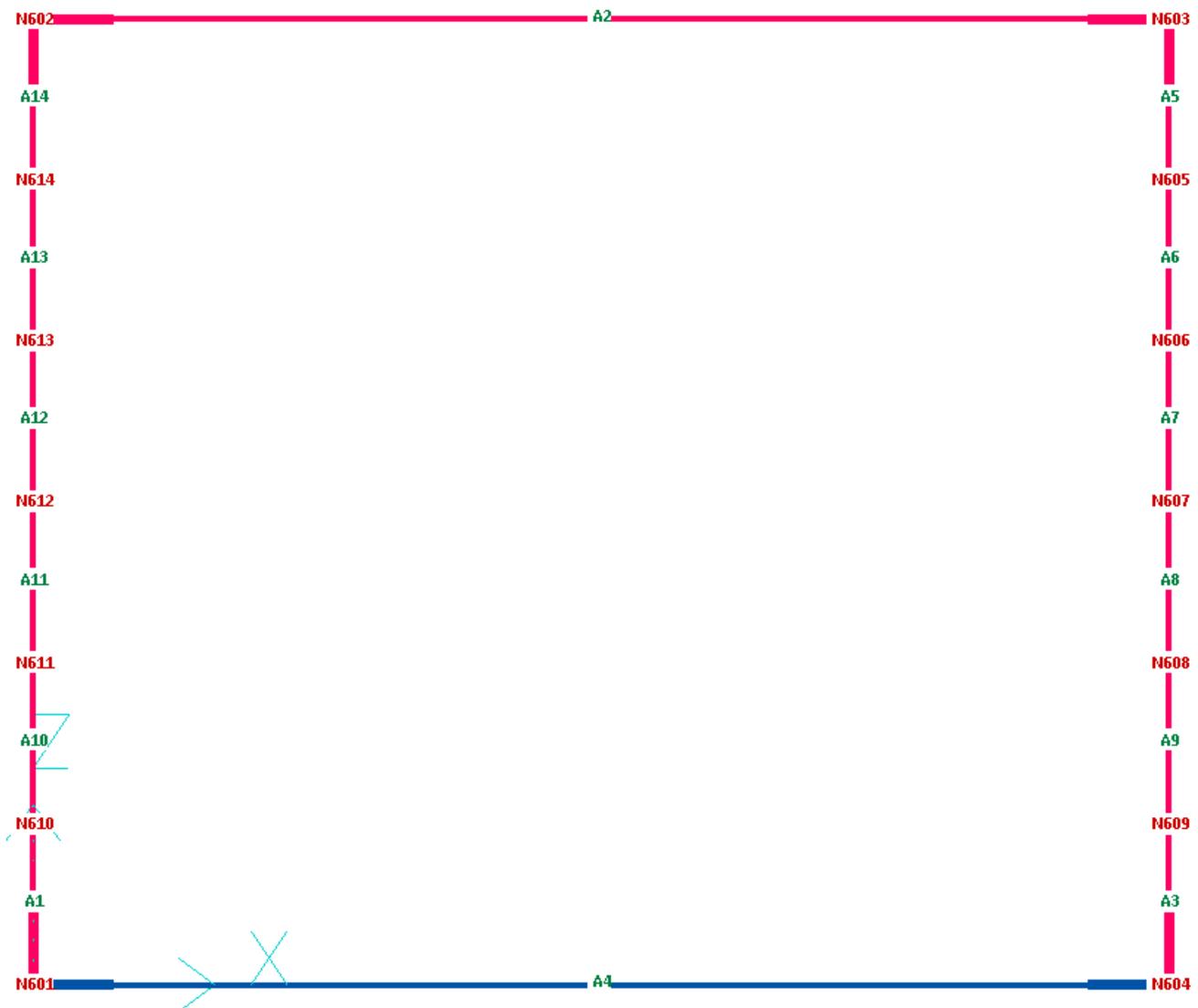


Figura 5 Numerazione nodi ed aste del modello.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Violi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00

### 5.3. Coefficiente di sottofondazione

Il sistema di vincoli esterni adottato è costituito dall'appoggio continuo della platea su di un terreno schematizzato alla Winkler. Per modulo o coefficiente di sottofondazione si definisce la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno. Nella modellazione alla Winkler appunto, il coefficiente  $k$  della molla elastica equivalente rimane costante sotto ogni punto della fondazione in oggetto.

Per il calcolo di  $k$  si è adottato un approccio empirico, ricorrendo alle relazioni di Vesic.

Le formulazioni empiriche hanno fornito i seguenti risultati:

➤ **Formula di Vesic**

$$k = 1/B \cdot 0,65 \cdot ((E_t \cdot B^4)/(E_f \cdot J_f))^{1/12} \cdot E_t / (1 - \nu^2)$$

con :  $E_t$  = modulo di deformazione dello strato di fondazione;

$E_f$  = modulo elastico della fondazione;

$J_f$  = momento d'inerzia della fondazione;

$B$  = lato corto della fondazione;

$\nu$  = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto:  $0,65 \cdot ((E_t \cdot B^4)/(E_f \cdot J_f))^{1/12}$  ha generalmente un valore prossimo all'unità, la formula può essere semplificata come segue:

$$k_v = 1/B \cdot E_t / (1 - \nu^2) = 8244 \text{ kN/m}^3.$$

In cui  $E = 30000 \text{ kPa}$  modulo di Young terreno superficiale (COLTRE)

$B = 4 \text{ m}$

Per quanto riguarda la rigidezza orizzontale da letteratura si assume essere pari alla metà di quella verticale appena calcolata.

$$K_h = k_v / 2 = 4122 \text{ kN/m}^3$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Veicoli	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00 <span style="float: right;">Foglio 14 di 49</span>

## 6. CUNICOLO IMPIANTI SCATOLARE

Il cunicolo presenta una sezione libera di 3.0m x 2.5m ed una lunghezza di 24.0m. Si tratta di un manufatto scatolare gettato in opera avente le seguenti caratteristiche:

- Spessore soletta superiore                      0.50 m
- Spessore piedritti                                    0.50 m
- Spessore soletta inferiore                        0.50 m

Si considerano le intensità delle azioni permanenti e variabili previste dall'Istruzione delle F.S. del 13/01/1997 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo". Le procedure di verifica si basano sul metodo degli Stati Limite Ultimi, quale previsto dal D.M. 9/1/96 e dalla Istruzione delle F.S. del 13/01/1997.

L'estradosso della soletta dello scatolare è posto a 1.60 m sotto il piano del ferro.

Si analizza la striscia unitaria di scatolare più sollecitata mediante un'analisi statica effettuata su un modello di calcolo a telaio piano.

### 6.1. Analisi dei carichi

Sono state prese in conto le seguenti condizioni di carico:

#### 6.1.1. *Peso proprio*

Il peso proprio della struttura è stato valutato considerando un peso di volume del c.a. pari a  $\gamma_{CA} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 6.1.2. *Carichi permanenti agenti sulla soletta superiore*

I carichi permanenti sono rappresentati dal peso del terreno agente sulla soletta superiore e dal peso della massicciata. Tali azioni sono state valutate in funzione della geometria e applicate come carichi uniformemente distribuiti su ciascuna asta.

Il carico trasmesso dalla massicciata risulta pari a:

$$g_1 = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.4 \text{ m} = 25.20 \text{ kN/m}^2$$

Avendo considerato una massicciata di spessore di 1.40 m.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Viechi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00	Foglio 15 di 49

### 6.1.3. Carichi permanenti agenti sulle pareti verticali

Per il calcolo delle spinte del materiale costituente i rilevati si è fatto riferimento al coefficiente di spinta a riposo, considerando un angolo di attrito del rilevato pari a  $\varphi = 30^\circ$  e un peso di volume  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ .

Risulta,

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.50$$

Le pressioni del terreno a tergo dei piedritti di sinistra e di destra sono pari a:

$$g_{2\min} = \sigma_v \cdot k_0 = [(1.40 + 0.25) \times 21] \times 0.50 = 17.35 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2\max} = \sigma_v \cdot k_0 = [4.40 \times 21] \times 0.50 = 46.20 \text{ kN/m}^2$$

Avendo assunto che la falda sia al di sotto della quota di fondazione del manufatto.

### 6.1.4. Carichi variabili

I carichi verticali variabili vengono definiti per mezzo di modelli di carico, in accordo con quanto previsto dalla vigente normativa in materia di sovraccarichi dei ponti ferroviari.

I carichi considerati sono:

1. Treno tipo LM 71 che schematizza il traffico ferroviario normale.
2. Treni tipo SW2 che schematizzano il traffico ferroviario pesante.

Nell'opera in oggetto a causa della tipologia e delle dimensioni l'azione esercitata dagli schemi di carico del treno SW2 sono risultate le più critiche ai fini della determinazione delle sollecitazioni sulla struttura.

#### 1. Treno di carico LM 71

Il treno di carico LM 71 è costituito da 4 assi verticali da 250 kN con interasse di 1.60m e carico distribuito (segmentabile) di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

La distribuzione dei carichi del treno LM 71 è rappresentata in Figura 6.

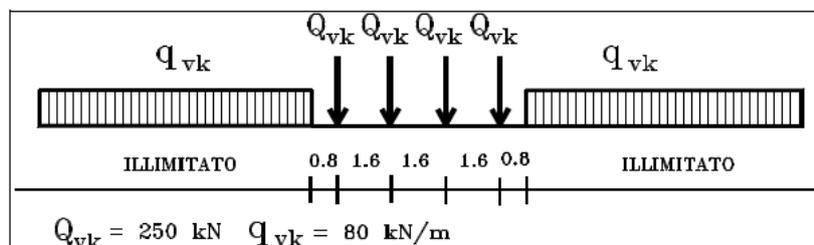


Figura 6 Treno di carico LM 71.

Per un solo binario caricato, alla quota di estradosso dello scatolare i carichi concentrati del treno LM 71 si ripartiscono uniformemente nella direzione del binario stesso, su una distanza pari a:

$$L_l = 3 \cdot 1.60 + 2 \cdot H_{ballast} \cdot \frac{1}{4} + 2 \cdot H_s \cdot \tan \varphi + 2 \cdot \frac{H_{sol}}{2} \cong 6.67 \text{ m} > 4 \text{ m}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Violi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00	Foglio 16 di 49

dove

$$H_{ballast} = 0.65m \quad (\text{altezza ballast})$$

$$H_s = 0.75m \quad (\text{altezza super compattato})$$

$$H_{sol} = 0.50m \quad (\text{altezza soletta})$$

$$\varphi = 35^\circ$$

Tale valore risulta superiore a 4.0 m, che rappresenta la larghezza dello scatolare.

Mentre nella direzione trasversale del binario i carichi si ripartiscono uniformemente su una distanza di:

$$L_t = 2.60 + 2 \cdot H_{ballast} \cdot \frac{1}{4} + 2 \cdot H_s \cdot \tan \varphi + 2 \cdot \frac{H_{sol}}{2} \cong 4.47 m$$

Quindi per una fetta di scatolare al di sotto del binario, per un binario di carico, abbiamo sulla soletta superiore un carico pari a:

$$Q_{[Distribuit]} = \frac{80kN/m}{L_t} = 17.90kN/m^2$$

$$Q_{[Concentrat]} = \frac{4 \cdot 250kN}{L_t \cdot L_l} = 33.54kN/m^2$$

Per due binari caricati, durante la fase in cui vi è la linea provvisoria che è la condizione più sfavorevole, abbiamo invece una striscia di scatolare interessata dai carichi relativi ad entrambi i binari (Figura 7), pertanto, su tale striscia l'azione agente sulla soletta superiore dello scatolare risulta:

$$q_{1[Distribuit]} = 2 \cdot \frac{80kN/m}{L_t} = 35.80kN/m^2$$

$$q_{1[Concentrat]} = 2 \cdot \frac{4 \cdot 250kN}{L_t \cdot L_l} = 67.10kN/m^2$$

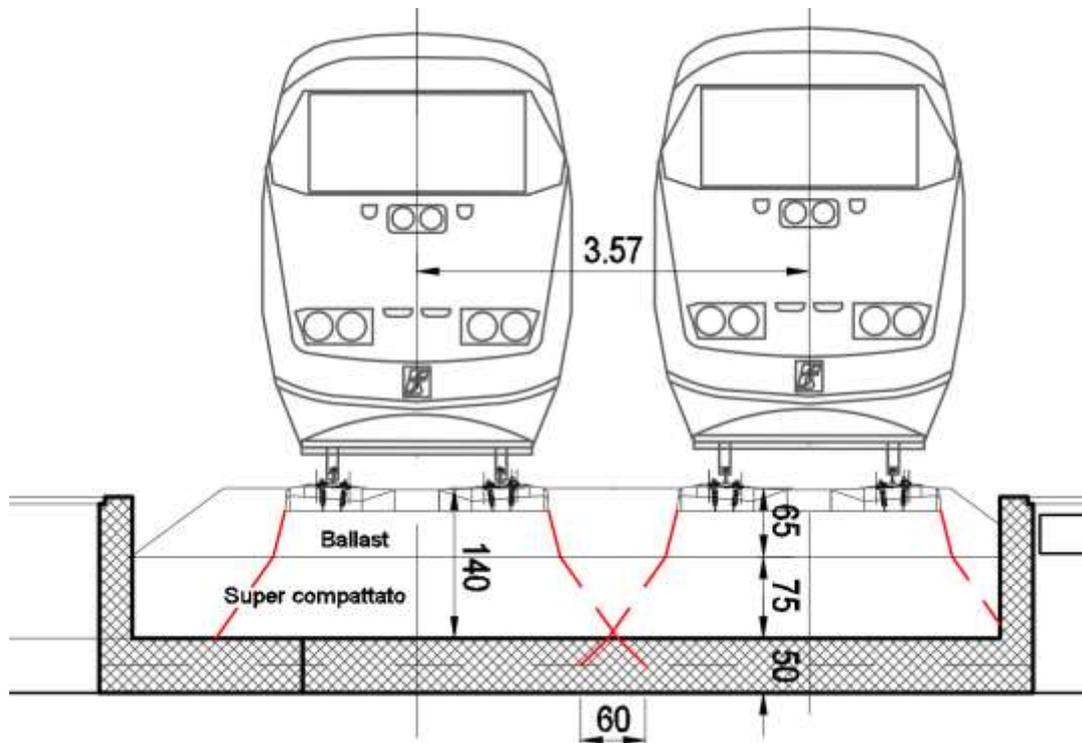
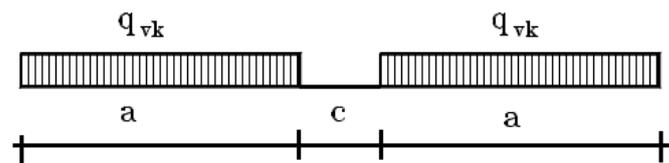


Figura 7 Distribuzione trasversale dei carichi concentrati per il treno di carico LM 71.

## 2. Treno di carico SW2

Per il treno di carico SW2 si considera una coppia di carichi distribuiti da 150kN/m per uno sviluppo di 25m e distanziati di 7m l'uno dall'altro (Figura 8).



Treno di Carico	qvk [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/2	150	25.0	7.0

Figura 8 Treno di carico SW2.

Anche in questo caso vale quanto detto in precedenza in riferimento alla sovrapposizione dei carichi a causa del doppio binario (Figura 7).

Ne risulta che il carico distribuito agente sulla soletta superiore dello scatolare, in corrispondenza del singolo binario caricato, è pari a:

$$Q_{\text{Distribuit}} = \frac{150 \text{ kN/m}}{L_t} = 33.56 \text{ kN/m}^2$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Veicoli	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00 <span style="float: right;">Foglio 18 di 49</span>

Nella zona di sovrapposizione dei carichi per il contemporaneo carico sui due binari si ha:

$$q_{1[Distribuita]} = 2 \cdot \frac{150 \text{ kN/m}}{L_t} = 67.10 \text{ kN/m}^2$$

Da quanto esposto risulta che la contemporanea presenza di due treni di carico di tipo SW2, con sovraccarico distribuito pari a  $q_{1[Distribuita]} = 67.10 \text{ kN/m}^2$ , risulta la più gravosa per una fascia di 60 cm, mentre per i restanti 40 cm, della striscia di 1 metro considerata, il sovraccarico distribuito è pari a  $Q_{[Distribuita]} = 33.56 \text{ kN/m}^2$ . Per tale condizione di carico è stato necessario creare un carico equivalente agente su 1 metro di soletta così come segue.

$$q_1 = 0.40 * 33.56 + 0.60 * 67.10 = 53.68 \text{ kN/m}^2$$

### 3. Incremento di carico dinamico

L'incremento del carico dinamico è stato valutato in funzione del coefficiente dinamico  $\Phi$ .

Le sollecitazioni prodotte staticamente dai modelli di carico sono state incrementate da un coefficiente dinamico che, secondo le Istruzioni RFI n°I/SC/PS-OM/2298, per solette ed elementi scatolari di altezza libera  $\leq 5.0$  m e luce libera  $\leq 8.0$  m è pari a:

$$\Phi_3 = 1.35$$

#### 6.1.5. Carichi uniformi verticali sulla soletta dello scatolare

Da quanto detto nei punti 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3, 6.1.4 i carichi uniformi verticali agenti sulla soletta superiore dello scatolare risultano:

$$\text{Peso proprio} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.5 \text{ m} = 12.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carichi permanenti} = 25.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Treni di carico SW2} = \phi_3 \times q_1 = 1.35 \cdot 53.68 \text{ kN/m}^2 = 72.47 \text{ kN/m}^2$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00

### 6.1.6. Spinte orizzontali dovute ai sovraccarichi accidentali

I carichi accidentali che insistono sul rilevato determinano l'insorgere di spinte orizzontali agenti lungo i piedritti del cunicolo. Il valore di tale carico orizzontale è stato valutato considerando il caso di spinta a riposo del terreno con il carico equivalente del treno tipo SW2, ne risulta quindi:

#### Treno tipo SW2

$$q_{2[Distribuita]} = 53.68 \times 0.50 \cong 26.85 \text{ kN/m}^2$$

### 6.1.7. Azione longitudinale di frenatura

Le sollecitazioni di frenatura ed avviamento agenti sulla sommità dei binari ed in direzione longitudinale degli stessi valgono secondo quanto indicato nella seguente tabella:

SOLLECITAZIONE	TRENO DI CARICO	CARICO [kN/m]
Avviamento	LM 71 – SW0 – SW2	33
Frenatura	LM 71 – SW0	20
Frenatura	SW2	35

Risulta quindi:

$$FA_{SW0-SW2-LM71} = 33 \text{ kN/m} \cdot 4 \text{ m} = 132 \text{ kN/Binario}$$

$$FF_{LM71} = 20 \text{ kN/m} \cdot 4 \text{ m} = 80 \text{ kN/Binario}$$

$$FF_{SW2} = 35 \text{ kN/m} \cdot 4 \text{ m} = 140 \text{ kN/Binario}$$

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute all'avviamento e alla frenatura si considera che gli sforzi si distribuiscano all'interno del ballast con una pendenza pari a  $\frac{1}{4}$ , mentre nel terreno si considera una ripartizione secondo l'angolo  $\varphi$ . Data la distanza tra i due binari, l'area di influenza del convoglio in frenatura non interferisce con l'area di influenza del convoglio in fase di accelerazione.

L'azione della componente di frenatura su una fetta unitaria di scatolare dovuta a due binari affiancati è:

$$q_{3Avv/Fren.} = 140 \text{ kN} \cdot 2 / (6.67 * 4.47) \text{ m} = 9.40 \text{ kN/m}^2$$

### 6.1.8. Azione sismica

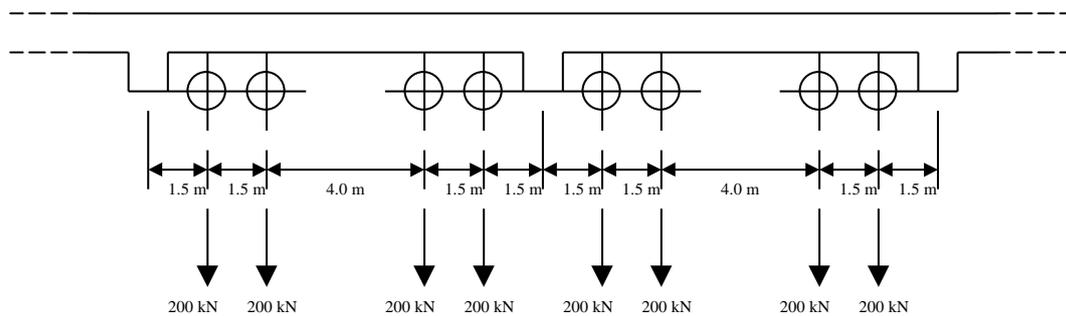
Le azioni sismiche orizzontali vengono valutate secondo quanto riportato nel D.M 16.01.1996.

Per la zona in esame (zona sismica 3) si può assumere un'accelerazione massima su suolo di categoria A pari a 0.05g. Per un terreno di fondazione di tipo C ( $S = 1.25$ ) si ha un coefficiente sismico orizzontale pari a:

$$k_h = S \times a_g = 1.25 \times 0.05 = 0.0625 \text{ g.}$$

$$k_v = k_h / 2 = 0.0313 \text{ g.}$$

In osservanza alle prescrizioni contenute nell'istruzione FS 44/b, la verifica in condizioni sismiche viene condotta considerando un particolare sovraccarico detto "treno sismico", avente le caratteristiche riportate in Figura 9.



**Figura 9 Treno di carico sismico.**

La risultante del sovraccarico da considerarsi viene valutata secondo la seguente espressione:

$$Q_s = s \cdot Q_t$$

dove:

$Q_t$  rappresenta il peso degli assi da 200 kN del treno teorico, disposti ad interasse come in Figura 9, che agiscono al di sopra del manufatto.

$s = 1 + 0,5 \cdot (n - 1)$  rappresenta il coefficiente di contemporaneità di transito di più treni ed  $n$  il numero di binari previsti.

Si considera una striscia di scatolare di larghezza unitaria e due binari,  $s = 1.5$ .

In relazione alla larghezza  $B$  dello scatolare si avrà un numero  $N = 2$  di assi di carico che interessano lo scatolare per cui la risultante del treno sismico vale:

$$Q_s = 600 \text{ kN}$$

Il treno sismico viene ripartito su un'impronta definita da  $L_l = 6.67 \text{ m}$ ,  $L_t = 4.47 \text{ m}$  e valutato per 1 m fuori piano, risulta:

$$q_s = 600 \text{ kN} / (6.67 \times 4.47) \text{ mq} = 20.12 \text{ kN/m}^2$$

La forza sismica orizzontale e verticale corrispondente vale:

$$q_{sh} = q_s \cdot k_h = 1.26 \text{ kN/m}$$

$$q_{sv} = q_s \cdot k_v = 0.63 \text{ kN/m}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Internazionali Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00	Foglio 21 di 49

La spinta orizzontale sui piedritti, dovuta al treno sismico risulta pari a:

$$q_{sq-h} = k_0 \cdot q_s = 10.1 \text{ kN/m}.$$

Accanto alle azioni del sovraccarico si valutano le spinte del terreno di rinfianco in condizioni sismiche, le forze d'inerzia dello scatolare e del rilevato.

Per le strutture in elevazione a diretto contatto con il terreno l'incremento di spinta orizzontale del terreno in condizioni sismiche è stata valutata secondo la formulazione di Mononobe – Okabe. Da cui risulta un coefficiente di spinta attivo dinamico pari a  $K_{ae} = 0.37$  e un coefficiente di spinta attivo statico pari a  $K_a = 0.33$ .

L'eccesso di spinta orizzontale del terreno in condizioni sismiche, valutata in asse alla soletta superiore ed inferiore dello scatolare risulta:

$$F_{t-h \min} = \gamma_t \cdot h_{\min} \cdot \Delta K_{ae} = [(21 \times 0.25) + (18 \times 1.40)] \times (0.37 - 0.33) = 1.22 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{t-h \max} = \gamma_t \cdot h_{\min} \cdot \Delta K_{ae} = [(21 \times 3.25) + (18 \times 1.4)] \times (0.37 - 0.33) = 3.74 \text{ kN/m}^2$$

La risultante risulta quindi pari a  $F_{t-h} = (3.74 + 1.22) / 2 \times 3.0 = 7.44 \text{ kN/m}^2$

L'azione sismica connessa alle masse del ballast è valutata attraverso la relazione seguente:

$$F_{c-h} = k_h \times W = 0.0625 \times (18 \times 1.4) = 1.60 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c-v} = k_v \times W = 1.60 / 2 = 0.80 \text{ kn/m}^2$$

dove,

$W = P$  indica le masse dei carichi permanenti.

L'azione sismica orizzontale legata alla massa della soletta superiore risulta:

$$F_{s1-h} = k_h \times 0.50 \times 25 = 0.78 \text{ kN/m}^2$$

L'azione sismica orizzontale legata alla massa della soletta inferiore risulta:

$$F_{s2-h} = k_h \times 0.50 \times 25 = 0.78 \text{ kN/m}^2$$

L'azione sismica orizzontale legata alla massa dei piedritti risulta:

$$F_{p-h} = k_h \times 0.50 \times 25 = 0.78 \text{ kN/m}^2$$

L'azione sismica sulla massa della struttura viene applicata al modello tramite i moltiplicatori gravitazionali.

In definitiva si ha:

Soletta superiore

$$F_v = 20.12 + 0.63 + 0.8 = 21.55 \text{ kN/m}^2$$

$$F_o = 1.26 + 1.60 = 2.86 \text{ kN/m}^2$$

Piedritto Sx

$$F_{t, sup.} = 10.1 + 1.22 = 11.32 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{t, inf.} = 10.1 + 3.74 = 13.84 \text{ kN/m}^2$$

## 6.2. Combinazioni di carico e determinazione delle sollecitazioni

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 1.7.4.3.2.1 dall'Istruzione delle F.S. del 13/1/1997 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo".

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 1.7.4.2 e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 1.7.4.3.2. delle norme ferroviarie (13/01/1997).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 1.7.4.3.2. delle norme ferroviarie (13/01/1997).

## 6.3. Condizioni e combinazioni di carico adottate

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

Schede condizioni							
Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria	Categoria in norme precedenti		
<input type="radio"/> 001)	Peso_Proprio	1	14	Peso proprio	Permanente		
<input type="radio"/> 002)	Permanenti	1	1	Permanente	Permanente		
<input type="radio"/> 003)	Spinta_terreno_Sx	1	6	Altro ...	Altro ...		
<input type="radio"/> 004)	Spinta_terreno_Dx	1	6	Altro ...	Altro ...		
<input type="radio"/> 005)	Spinta_sovracc_Sx	1	6	Altro ...	Altro ...		
<input type="radio"/> 006)	Spinta_sovracc_Dx	1	6	Altro ...	Altro ...		
<input type="radio"/> 007)	Accidentale_Soletta	1	1	Altro ...	Altro ...		
<input type="radio"/> 008)	Frenata_Sx	1	1	Altro ...	Altro ...		
<input checked="" type="radio"/> 009)	Azione_Sismica	1	27	Sisma X SLU (st lin)	Sisma X (stat. eq.)		

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

Al fine di determinare le combinazioni come da norma si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

Classificazione delle azioni agenti sulla struttura.

<b>a</b>	PERMANENTI + PORTATI
<b>b</b>	SPINTE
<b>c</b>	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA
<b>d</b>	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO
<b>e</b>	FRENATURA
<b>f</b>	FORZA CENTRIFUGA
<b>g</b>	VENTO
<b>h</b>	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE
<b>i</b>	ACCIDENTALI DIVERSI
<b>j</b>	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
<b>k</b>	AZIONI SISMICHE VERTICALI

Le precedenti condizioni elementari di calcolo sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE, come da seguente prospetto.

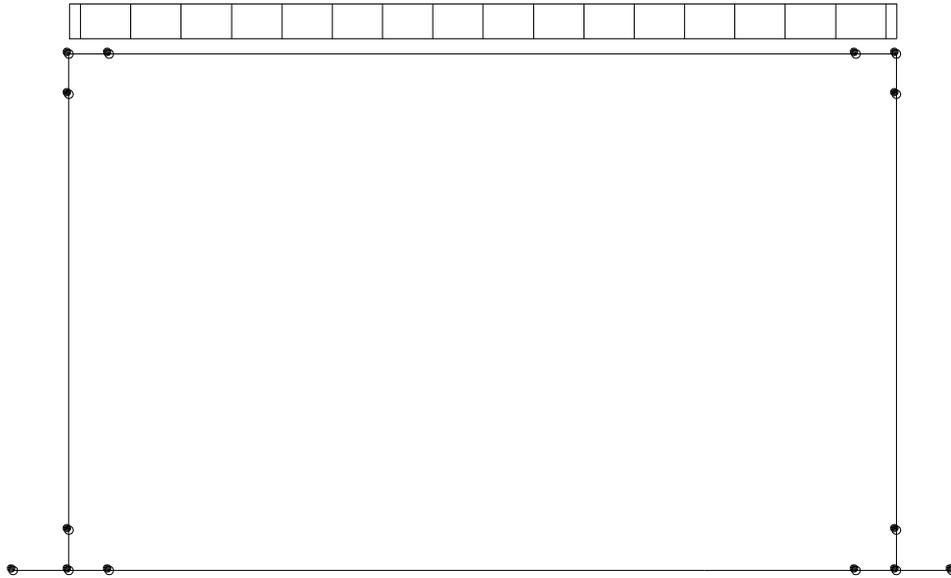
NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU 100	S.L.U.	somma	1	1.400	+		
				2	1.400	+		
				3	1.400	+		
				4	1.400	+		
				5	1.500	+		
				6	1.500	+		
				7	1.500	+		
				8	0.750	+		
2	SLU Sx 100	S.L.U.	somma	1	1.400	+		
				2	1.400	+		
				3	1.400	+		
				4	1.400	+		
				5	1.500	+		
				7	1.500	+		
				8	0.750	+		
				3	SLU Frenata 100	S.L.U.	somma	1
2	1.400	+						
3	1.400	+						
4	1.400	+						
5	1.200	+						
6	1.200	+						
7	1.200	+						
4	SLU Sisma	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				9	1.000	+		
5	SLU 75	S.L.U.	somma	1	1.400	+		
				2	1.400	+		
				3	1.400	+		
				5	1.500	+		
				6	1.500	+		
				7	1.500	+		
				8	0.750	+		
				4	1.050	+		
6	SLU Sx 75	S.L.U.	somma	1	1.400	+		
				2	1.400	+		
				3	1.400	+		
				5	1.500	+		
				7	1.500	+		
				8	0.750	+		
7	SLU Frenata 75	S.L.U.	somma	1	1.400	+		
				2	1.400	+		
				3	1.400	+		
				5	1.200	+		
				6	1.200	+		
				8	1.500	+		
				7	1.200	+		

				4	1.050	+		
8	Rara Sx 100	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				7	1.000	+		
				8	1.000	+		
9	Rara 100	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
				7	1.000	+		
				8	1.000	+		
10	Frequente 100	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.800	+		
				6	0.800	+		
				7	0.800	+		
				8	0.800	+		
11	Frequente Sx 100	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.800	+		
				7	0.800	+		
				8	0.800	+		
12	Rara Sx 75	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.750	+		
				5	1.000	+		
				7	1.000	+		
				8	1.000	+		
13	Rara 75	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.750	+		
				5	1.000	+		
				7	1.000	+		
				8	1.000	+		
				6	1.000	+		
14	Frequente 75	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	0.800	+		
				6	0.800	+		
				7	0.800	+		
				8	0.800	+		
				4	0.750	+		
15	Frequente Sx 75	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	0.800	+		
				7	0.800	+		
				8	0.800	+		
				4	0.750	+		
16	Quasi permanente 100	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
17	Quasi permanente 75	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.750	+		

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Condizione Elementare è considerata.

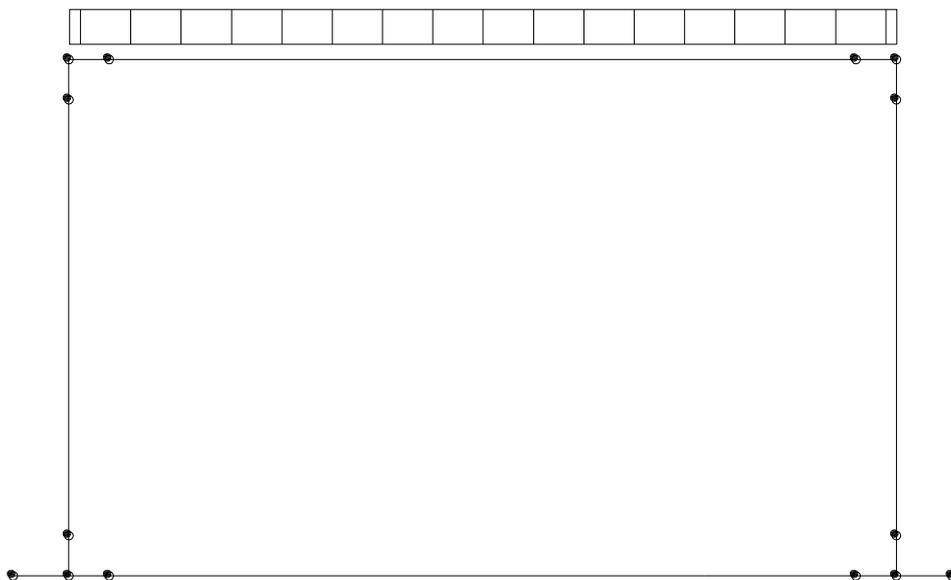
### 6.3.1. Schemi di carico

#### SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO 1+2

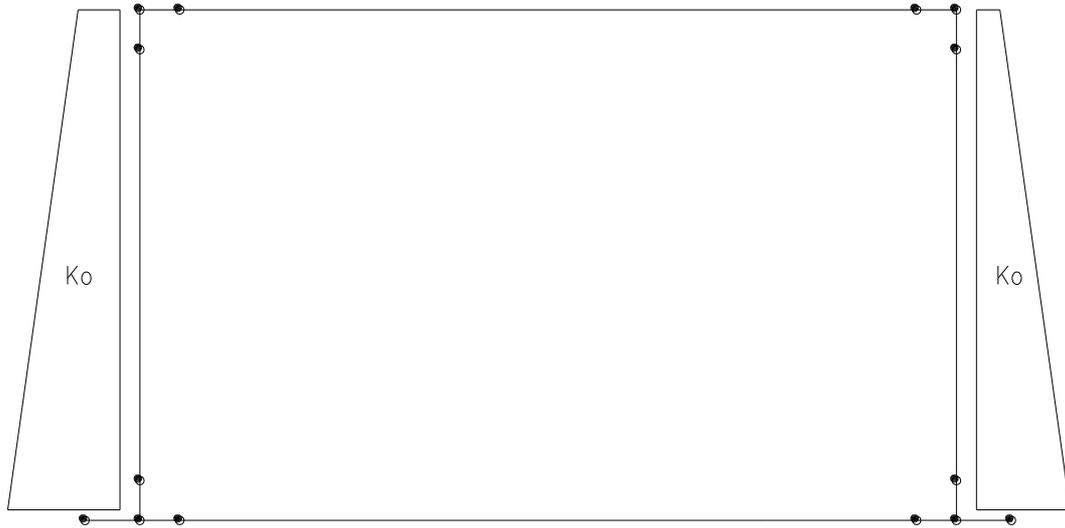
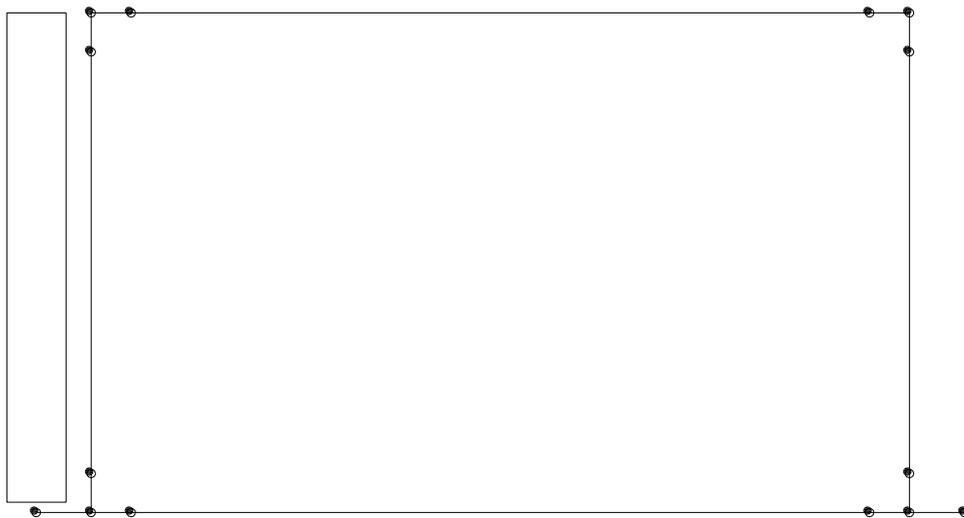


Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

#### SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO 7



Accidentale soletta

**SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO 3+4****Spinta delle terre a riposo****SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO 5****Spinta sovraccarico sinistro**

### SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO 6



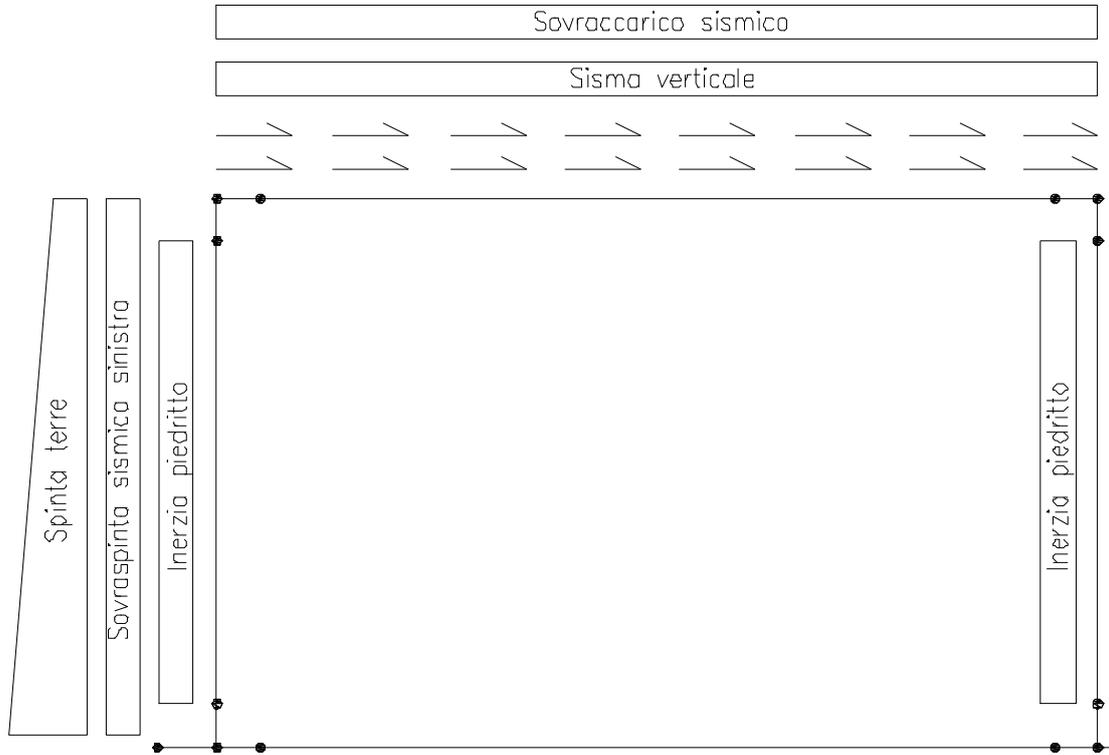
Spinta sovraccarico destro

### SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO 8



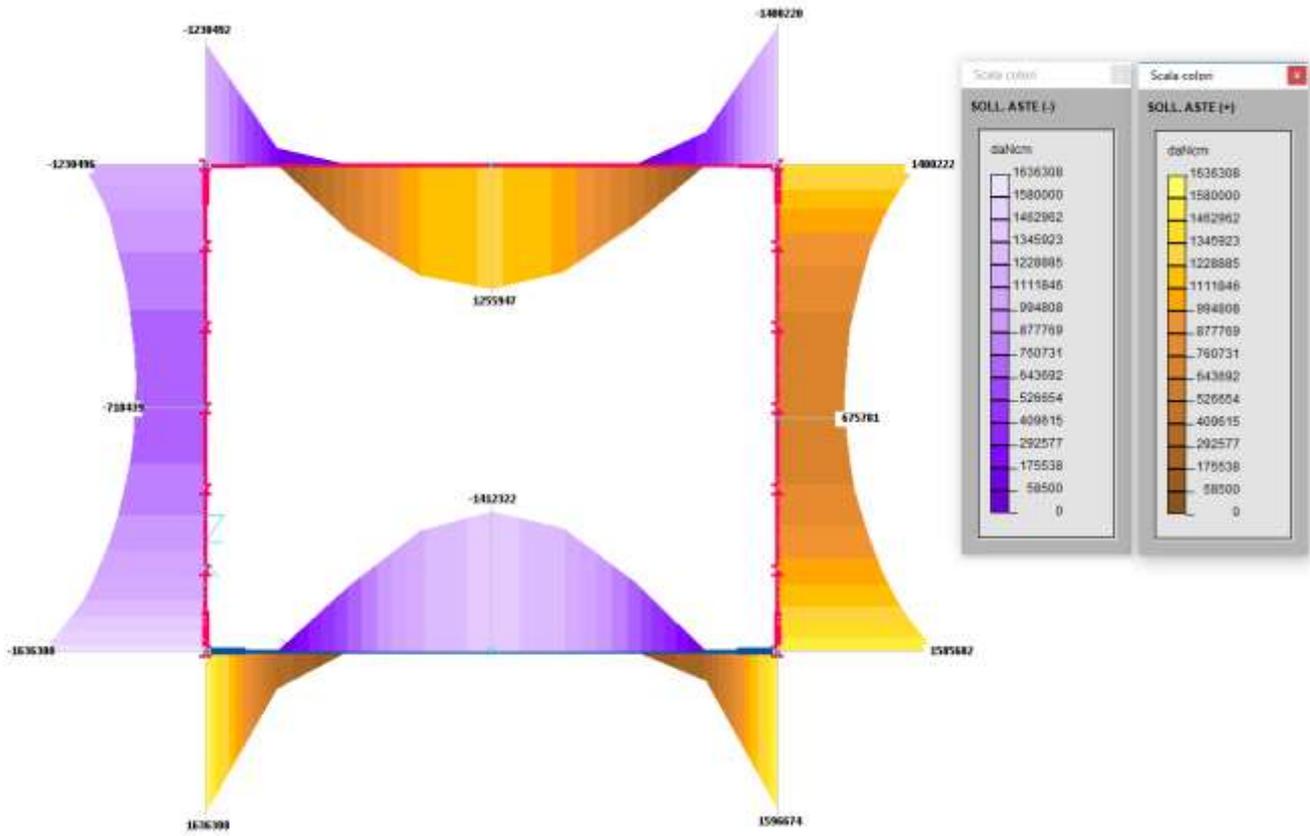
Frenatura sinistra

### SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO 9

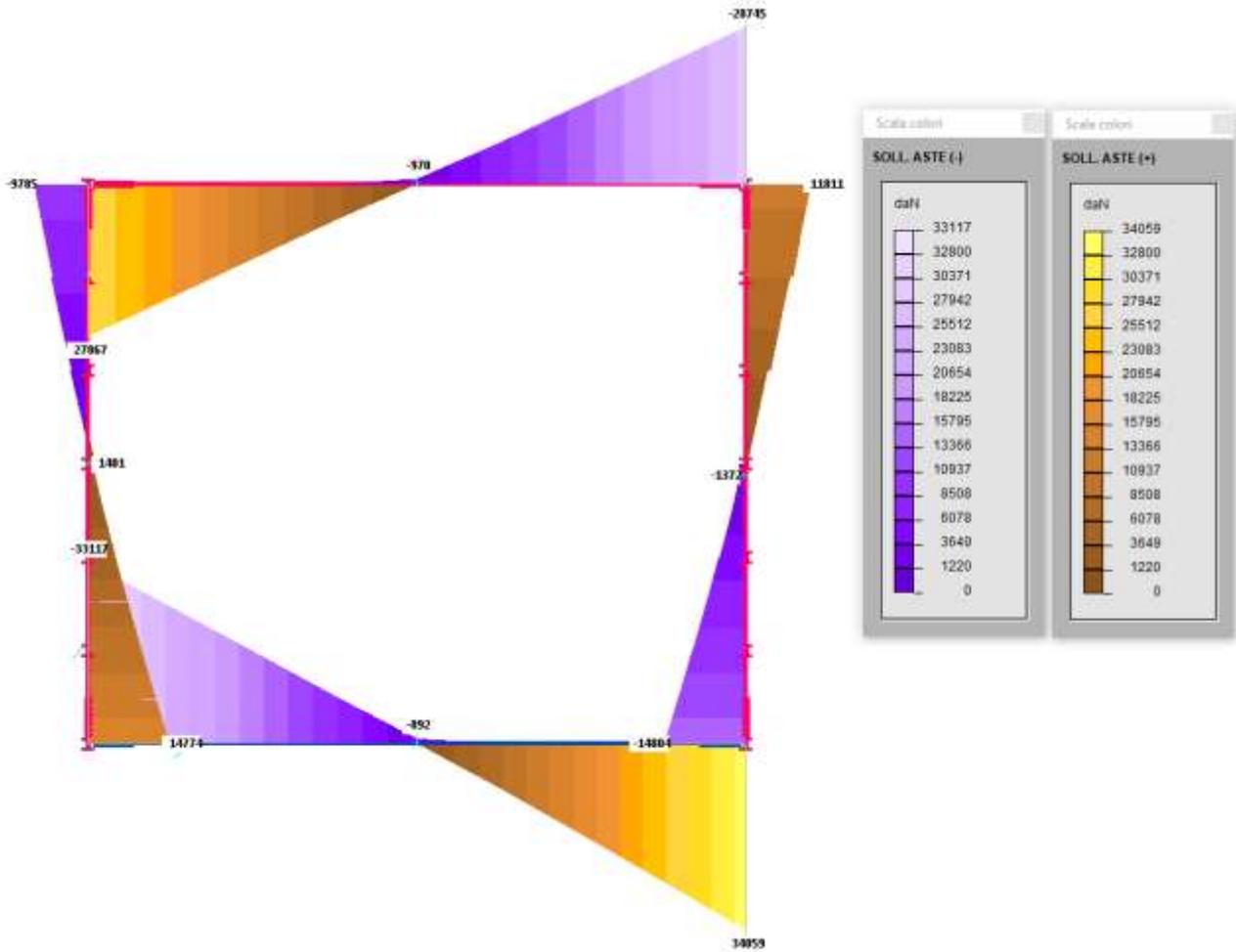


Condizione di carico sismico

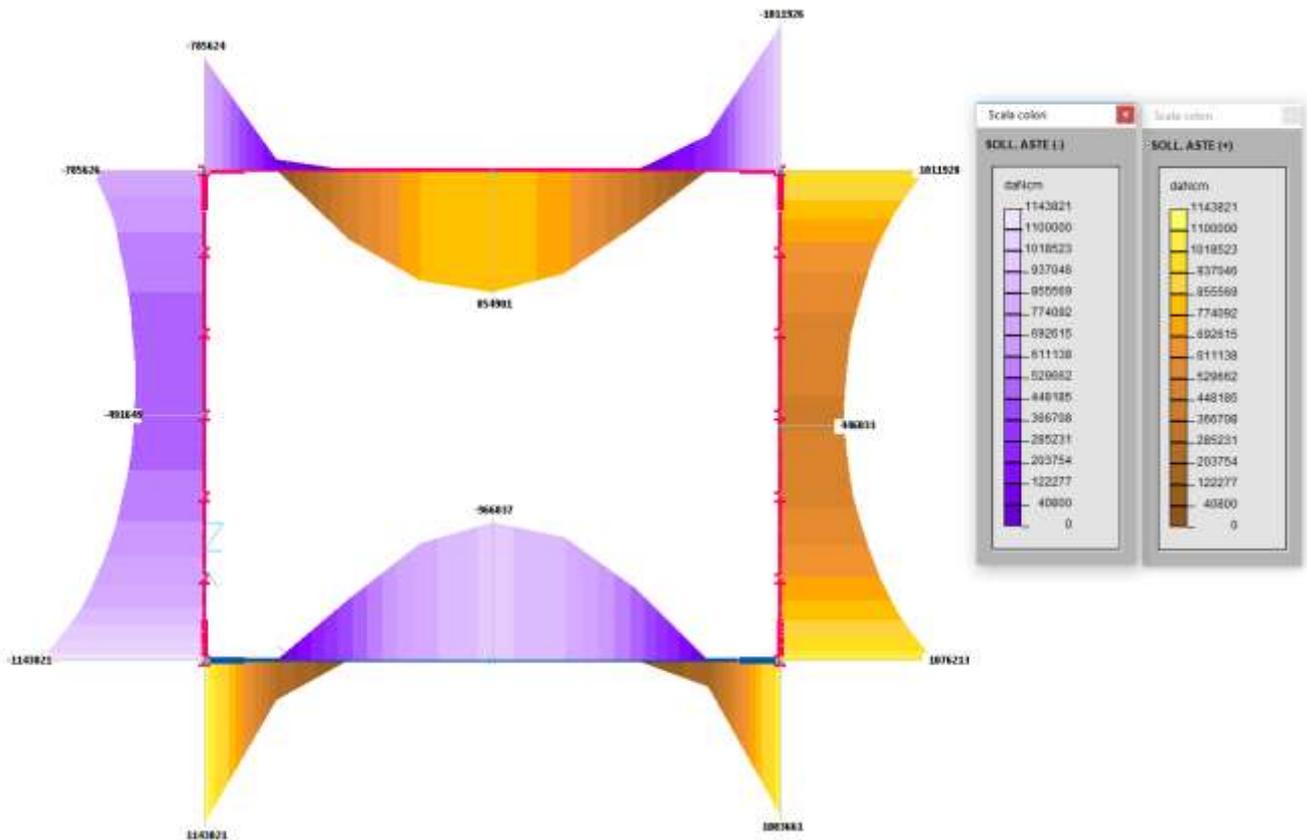
### 6.3.2. Diagrammi involuppo sollecitazioni



Inviluppo momenti SLU

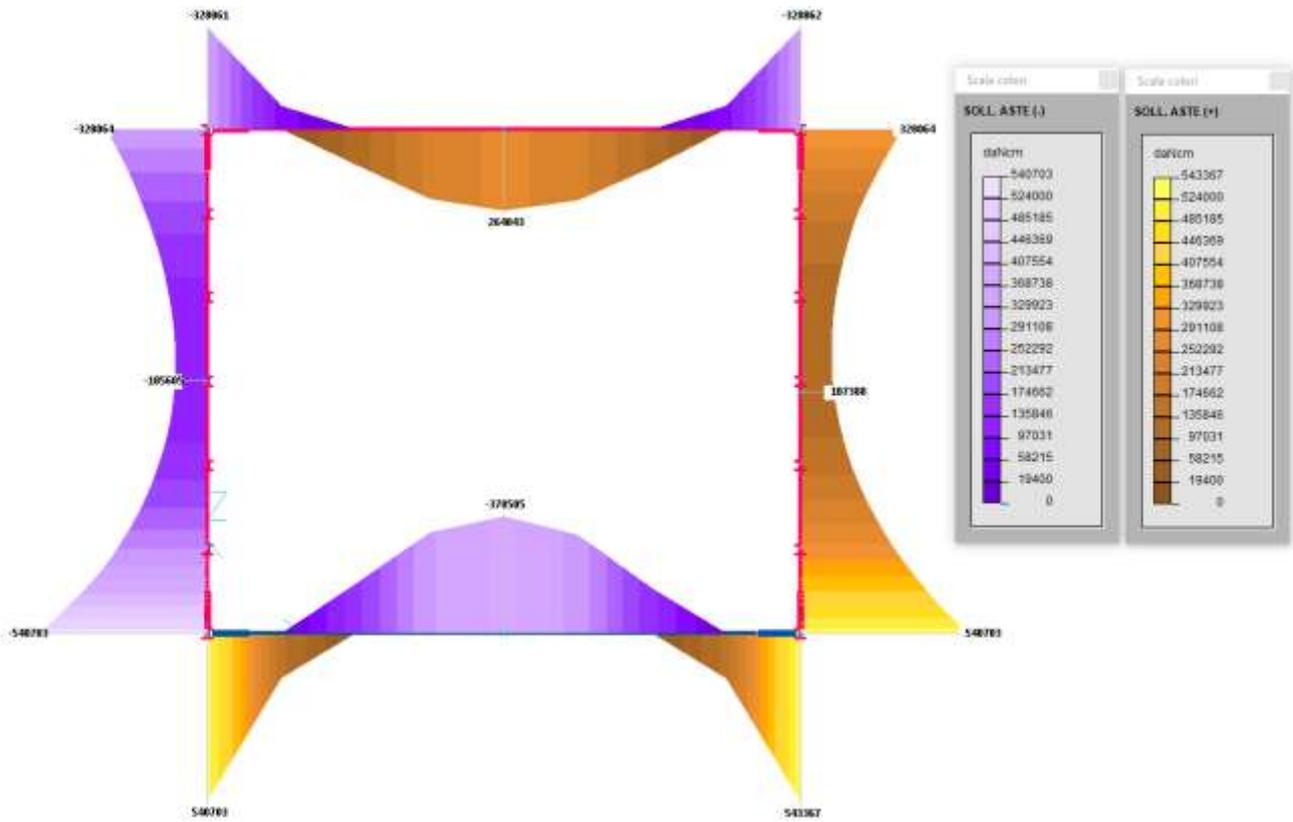


Involuppo tagli SLU



Inviluppo momenti combinazione rara





Inviluppo momenti combinazione quasi permanente

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00

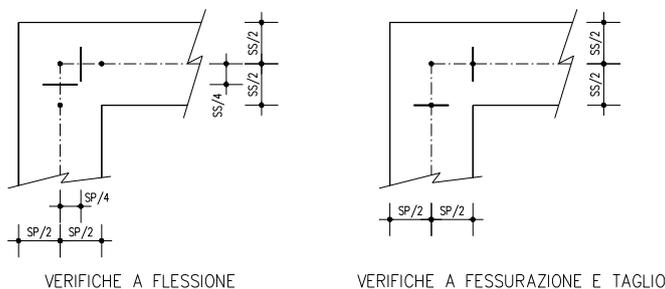
## 7. VERIFICHE DI RESISTENZA E A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato Istruzioni 13/01/1997.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$ , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nel D.M. 09/01/1996 e per le condizioni di carico previste nelle Istruzioni 13/01/1997, cioè valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti ferroviari. La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per strutture in condizioni poco aggressive ed armature poco sensibili:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm} \quad \text{combinazione di carico Frequente}$$

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm} \quad \text{combinazione di carico Quasi Permanente}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: per la condizione di carico Rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre per la condizione di carico quasi permanente deve essere  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ .

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono condotte col codice di calcolo automatico CDM DOLMEN.

Verifica delle tensioni nell'acciaio: per la condizione di carico rara deve essere  $\sigma_f < 0.7 f_{yk}$ .

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Veicoli	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00

Foglio  
35 di 49

## 7.1. Soletta superiore

Di seguito si riporta la verifica della striscia unitaria di soletta, che è stata armata con:

1+1  $\Phi$  20 / 200 mm con  $A_s = A'_s = 1570 \text{ mm}^2$ .

Si dispongono spilli  $\Phi$  10 / 300 x 300 mm.

### VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 2 - Travata TR001 (soletta)  
Metodo di verifica : stati limite.  
Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; deform. %.  
Unità particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm<sup>2</sup> - sezioni:cm e derivate.  
Copriferri (assi) : longitudinali= 5 ; staffe= 4.5

### MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecud=.35%  
ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

### TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
CLS :  $\sigma_c$  (rara)=149.4;  $\sigma_c$  (quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
ACCIAIO :  $\sigma_f$  (rara)=3150. ; Coeff.Omogein.= 15  
FESSURE : w<sub>dmax</sub>(fre.)=.4 ; w<sub>dmax</sub>(q.p.)=.2 [4.3.1.6. DM 96];  
kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

### CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU		
Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU 100	1.
2.	SLU Sx 100	1.
3.	SLU Frenata 100	1.
4.	SLU Sisma	1.
5.	SLU 75	1.
6.	SLU Sx 75	1.
7.	SLU Frenata 75	1.

RARE			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
8.	Rara Sx 100	1.	10.	Frequente 100	1.	16.	Quasi permanente 1001.	1.
9.	Rara 100	1.	11.	Frequente Sx 100	1.	17.	Quasi permanente 75 1.	1.
12.	Rara Sx 75	1.	14.	Frequente 75	1.			
13.	Rara 75	1.	15.	Frequente Sx 75	1.			

<-

### SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 100X50; A=5000.; Jg=1041667.; E=314471.6

### DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A2	3	3	3	0	350.	300.	7.	1.	2.165	55.063

### VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

#### FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc1	Epsac	Mrd	Epsc1	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 0.	0.	3.	1.	-927462.	-.021	.065	-2979061.	-.35	4.024	3.	.08	3.212	SI
21.	21.	3.	1.	99420.	-.002	.007	2979061.	-.35	4.024	3.	.08	29.96	SI
155.	155.	3.	1.	1375951.	-.031	.096	2979061.	-.35	4.024	3.	.08	2.165	SI
329.	329.	3.	1.	68075.	-.002	.005	2979061.	-.35	4.024	3.	.08	43.76	SI
350.	350.	3.	1.	-1095946.	-.025	.077	-2979061.	-.35	4.024	3.	.08	2.718	SI

#### TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve	
> 0.	0.	3.	23898.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
21.	21.	3.	23898.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
25.	25.	3.	23898.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
46.	46.	3.	20482.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
61.	61.	3.	18153.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
75.	75.	3.	15823.	18505.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
75.	75.	3.	15823.	18505.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
115.	115.	3.	9364.	18505.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
155.	155.	3.	3024.	18505.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
195.	195.	3.	-3978.	18505.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
235.	235.	3.	-10174.	18505.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
275.	275.	3.	-16633.	18505.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI



275.	275.	3.	-16633.	18505.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
289.	289.	3.	-18963.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
304.	304.	3.	-21292.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
325.	325.	3.	-24708.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
329.	329.	3.	-24708.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI
350.	350.	3.	-24708.	16910.	98527.	26553.	2.01	30.	2.5	SI

## VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

## TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	-819390.	-25.8	1202.8	15.71	7.5	.0344	50.15	.172	SI
21.	21.	3.	-474228.	-14.9	696.1	15.71	7.5	.0199	50.15	.1	SI
155.	155.	3.	935129.	-29.4	1372.7	15.71	7.5	.0392	50.15	.197	SI
350.	350.	3.	-794177.	-25.	1165.8	15.71	7.5	.0333	50.15	.167	SI

## TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	-711590.	-22.4	1044.5	15.71	7.5	.0298	50.15	.15	SI
21.	21.	3.	-411619.	-12.9	604.2	15.71	7.5	.0173	50.15	.087	SI
155.	155.	3.	812371.	-25.5	1192.5	15.71	7.5	.0341	50.15	.17	SI
350.	350.	3.	-686182.	-21.6	1007.2	15.71	7.5	.0288	50.15	.144	SI

## TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
21.	21.	3.	-204255.	-6.4	299.8	15.71	7.5	.0086	50.15	.043	SI
195.	195.	3.	320772.	-10.1	470.9	15.71	7.5	.0135	50.15	.067	SI
350.	350.	3.	-255901.	-8.	375.6	15.71	7.5	.0107	50.15	.054	SI

## ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Ac1s - Ac1s=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	31.42	.628	15.71	.314	5d20	15.71	.314	5d20

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Italiani Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00

## 7.2. Soletta di fondazione

Di seguito si riporta la verifica della striscia unitaria di fondazione, che è stata armata con:  
1+1  $\Phi$  20 / 200 mm con  $A_s = A'_s = 1570 \text{ mm}^2$ .  
Si dispongono spilli  $\Phi$  10 / 300 x 200 mm.

### VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 1 - Travata TF001 (fondazione)  
Metodo di verifica : stati limite.  
Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; deform. %.  
Unità particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm<sup>2</sup> - sezioni:cm e derivate.  
Copriferri (assi) : longitudinali= 5 ; staffe= 4.5

### MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecu= .35%  
ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

### TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
CLS :  $\sigma_c$  (rara)=149.4;  $\sigma_c$  (quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
ACCIAIO :  $\sigma_f$  (rara)=3150. ; Coeff.Omogein.= 15  
FESSURE : w<sub>dmax</sub>(fre.)=.4 ; w<sub>dmax</sub>(q.p.)=.2 [4.3.1.6. DM 96];  
kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

### CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU 100	1.
2.	SLU Sx 100	1.
3.	SLU Frenata 100	1.
4.	SLU Sisma	1.
5.	SLU 75	1.
6.	SLU Sx 75	1.
7.	SLU Frenata 75	1.

RARE			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
8.	Rara Sx 100	1.	10.	Frequente 100	1.	16.	Quasi permanente 1001.	1.
9.	Rara 100	1.	11.	Frequente Sx 100	1.	17.	Quasi permanente 75 1.	1.
12.	Rara Sx 75	1.	14.	Frequente 75	1.			
13.	Rara 75	1.	15.	Frequente Sx 75	1.			

<-

### SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 100X50; A=5000.; Jg=1041667.; E=314471.6

### DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A4	3	3	3	0	350.	300.	7.	1.	1.682	31.668

### VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

#### FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc1	Epsc	Mrd	Epsc1	Epsc	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 0.	0.	3.	1636308.	-.042	.121	2752330.	-.35	2.665	3.	.116	1.682	SI
45.	45.	3.	-228769.	-.006	.017	-2752330.	-.35	2.665	3.	.116	12.03	SI
92.	92.	3.	23585.	-.001	.002	2752330.	-.35	2.665	3.	.116	116.7	SI
175.	175.	3.	-1412322.	-.036	.105	-2752330.	-.35	2.665	3.	.116	1.949	SI
350.	350.	3.	1596674.	-.041	.118	2752330.	-.35	2.665	3.	.116	1.724	SI

#### TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve
> 0.	0.	3.	-33117.	16910.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
20.	20.	3.	-29372.	16910.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
25.	25.	3.	-28493.	16910.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
45.	45.	3.	-24748.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
50.	50.	3.	-23869.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
50.	50.	3.	-23869.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
92.	92.	3.	-16148.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
133.	133.	3.	-8364.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
175.	175.	3.	-892.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
217.	217.	3.	7703.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
258.	258.	3.	15795.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5
300.	300.	3.	23999.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5

300.	300.	3.	23999.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5	SI
305.	305.	3.	24936.	18505.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5	SI
325.	325.	3.	29015.	16910.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5	SI
330.	330.	3.	29973.	16910.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5	SI
350.	350.	3.	34059.	16910.	98527.	39830.	2.01	20.	2.5	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	ls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	1143821.	-40.2	1776.7	15.71	12.5	.0508	40.66	.206	SI
175.	175.	3.	1.	-966837.	-34.	1501.8	15.71	12.5	.0429	40.66	.174	SI
350.	350.	3.	1.	1083661.	-38.1	1683.3	15.71	12.5	.0481	40.66	.196	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	ls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	1023197.	-36.	1589.4	15.71	12.5	.0454	40.66	.185	SI
175.	175.	3.	1.	-849171.	-29.9	1319.	15.71	12.5	.0377	40.66	.153	SI
350.	350.	3.	1.	975602.	-34.3	1515.4	15.71	12.5	.0433	40.66	.176	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	ls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	540703.	-19.	839.9	15.71	12.5	.024	40.66	.098	SI
175.	175.	3.	1.	-378505.	-13.3	587.9	15.71	12.5	.0168	40.66	.068	SI
350.	350.	3.	1.	543367.	-19.1	844.	15.71	12.5	.0241	40.66	.098	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Acls - Acls=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	31.42	.628	15.71	.314	5d20	15.71	.314	5d20

### 7.3. Piedritto

Di seguito si riporta la verifica della striscia unitaria di piedritto, che è stato armato con:  
 1+1  $\Phi$  20 / 200 mm con  $A_s = A'_s = 1570 \text{ mm}^2$ .  
 Si dispongono spilli  $\Phi$  10 / 300 x 300 mm.

VERIFICA PILASTRO IN CEMENTO ARMATO

Nome pilastro : P001 (ID=4)  
 Aste : 1; 10; 11; 12; 13; 14  
 Metodo di verifica : stati limite  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; deform. %; 1/r ‰(permille)  
 Unita' particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e cm<sup>2</sup> - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferri (assi) : longitudinali= 5 ; staffe= 4.5  
 Imperfezioni : M minimo = N \* e0 ; M aggiunto = N \* ei  
 Instabilita' : snellezza limite [DM 96]

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; E cud=.35%  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS :  $\sigma$  (rara)=149.4;  $\sigma$  (quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
 ACCIAIO :  $\sigma$  (rara)=3150.; Coeff.Omogein.= 15

CASI DI CARICO

Nome	Descrizione	Tipo	Ses
1	SLU 100	SLU (statico)	1
2	SLU Sx 100	SLU (statico)	1
3	SLU Frenata 100	SLU (statico)	1
4	SLU Sisma	SLU (sismico)	1
5	SLU 75	SLU (statico)	1
6	SLU Sx 75	SLU (statico)	1
7	SLU Frenata 75	SLU (statico)	1
8	Rara Sx 100	RARA	1
9	Rara 100	RARA	1
10	Frequente 100	FREQUENTE	1



Relazione di calcolo

A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002\_A00

Foglio 39 di 49

11	Frequente Sx 100	FREQUENTE		1
12	Rara Sx 75	RARA		1
13	Rara 75	RARA		1
14	Frequente 75	FREQUENTE		1
15	Frequente Sx 75	FREQUENTE		1
16	Quasi permanente 100	QUASI PERMAN.		1
17	Quasi permanente 75	QUASI PERMAN.		1

<-

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: base=100; alt.=50; Acls=5000; iy=28.87; iz=14.43

DESCRIZIONE ASTE E ARMATURA LONGITUDINALE

As	Se	e0z	e0y	eiz	eiy	Lassi	Lnet	Lcr.I	Lcr.S	Af	% arm
1	1	5.	2.5	0.17	0.17	50.	50.	0.	0.	31.42	.628 10020
2	1	5.	2.5	0.17	0.17	50.	50.	0.	0.	31.42	.628 10020
3	1	5.	2.5	0.17	0.17	50.	50.	0.	0.	31.42	.628 10020
4	1	5.	2.5	0.17	0.17	50.	50.	0.	0.	31.42	.628 10020
5	1	5.	2.5	0.17	0.17	50.	50.	0.	0.	31.42	.628 10020
6	1	5.	2.5	0.17	0.17	50.	0.	0.	0.	31.42	.628 10020

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

PRESSO-FLESSIONE (incluse le imperfezioni):

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	E cls	Scls	E acc	Sacc	VE	
>	1	1- 1	-33025.	170629.	1999.	-1641812.	1.	1.	1.	-.045 -56.9 .076 1605.2 SI
	1	1- 1	-32587.	0.	1999.	-1299409.	1.	1.	1.	-.033 -42.9 .05 1053.  SI
	1	6- 1	-32242.	166582.	1999.	-1089322.	1.	1.	1.	-.03 -39.7 .039 824.8 SI
>	2	6- 1	-32242.	166582.	1999.	-1089318.	1.	1.	1.	-.03 -39.7 .039 824.8 SI
	2	6- 1	-31804.	0.	1999.	-921000.	1.	1.	1.	-.023 -30.8 .026 548.  SI
	2	6- 1	-31367.	162062.	1999.	-822569.	1.01	1.01	1.01	-.023 -30.7 .023 480.6 SI
>	3	6- 1	-31367.	162062.	1999.	-822569.	1.01	1.01	1.01	-.023 -30.7 .023 480.6 SI
	3	6- 1	-30929.	0.	1999.	-736351.	1.	1.	1.	-.018 -24.7 .016 332.  SI
	3	6- 1	-30492.	157541.	1999.	-715521.	1.01	1.01	1.01	-.02 -26.9 .017 361.5 SI
>	4	6- 1	-30492.	157541.	1999.	-715521.	1.01	1.01	1.01	-.02 -26.9 .017 361.5 SI
	4	6- 1	-30054.	0.	1999.	-701547.	1.	1.	1.	-.017 -23.5 .015 306.  SI
	4	6- 1	-29617.	153020.	1999.	-748464.	1.01	1.01	1.01	-.021 -28.  .02 417.3 SI
>	5	6- 1	-29617.	153020.	1999.	-748464.	1.01	1.01	1.01	-.021 -28.  .02 417.3 SI
	5	6- 1	-29179.	0.	1999.	-796600.	1.	1.	1.	-.02 -26.7 .021 439.3 SI
	5	6- 1	-28742.	148499.	1999.	-901127.	1.01	1.01	1.01	-.025 -33.3 .03 637.  SI
>	6	6- 1	-28742.	148499.	1999.	-901127.	1.01	1.01	1.01	-.025 -33.3 .03 637.  SI
	6	5- 1	-28286.	0.	1999.	-1013073.	1.	1.	1.	-.026 -33.8 .036 750.8 SI
	6	1- 1	-27775.	143504.	1999.	-1235125.	1.	1.	1.	-.034 -44.  .054 1134.2 SI

SNELLEZZA LIMITE Y [EC2 5.8.3.1]:

Asta	Caso	NEd	MEyd inf	MEyd sup	10	A	B	C	nu	L lim	Lambd	VE
1	6- 1	-33116.8	0.	0.	0.	50.	1.7	1.16	.7	.047	52.53	1.73 SI
2	6- 1	-32241.8	0.	0.	0.	50.	1.7	1.16	.7	.046	53.23	1.73 SI
3	6- 1	-31366.8	0.	0.	0.	50.	1.7	1.16	.7	.044	53.97	1.73 SI
4	6- 1	-30491.8	0.	0.	0.	50.	1.7	1.16	.7	.043	54.74	1.73 SI
5	6- 1	-29616.8	0.	0.	0.	50.	1.7	1.16	.7	.042	55.54	1.73 SI
6	6- 1	-28741.8	0.	0.	0.	50.	1.7	1.16	.7	.041	56.38	1.73 SI

SNELLEZZA LIMITE Z [EC2 5.8.3.1]:

Asta	Caso	NEd	MEzd inf	MEzd sup	10	A	B	C	nu	L lim	Lambd	VE
1	6- 1	-33116.8	-1529311	-1083948	50.	1.7	1.16	.991	.047	74.38	3.46 SI	
2	6- 1	-32241.8	-1083945	-817342	50.	1.7	1.16	.946	.046	71.94	3.46 SI	
3	6- 1	-31366.8	-817342	-710439	50.	1.7	1.16	.831	.044	64.06	3.46 SI	
4	6- 1	-30491.8	-710439	-743528	50.	1.7	1.16	.745	.043	58.22	3.46 SI	
5	6- 1	-29616.8	-743528	-896337	50.	1.7	1.16	.87	.042	69.07	3.46 SI	
6	6- 1	-28741.8	-896337	-1148000	50.	1.7	1.16	.919	.041	74.04	3.46 SI	

TAGLIO Y:

Asta	Caso	VEd	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1	I	1- 1	14773.9	32154.4	32154.4	106576.8	2.36	30.	2.5  SI
1	C	1- 1	12192.1	32154.4	32154.4	106513.7	2.36	30.	2.5  SI
1	S	1- 1	9694.4	32154.4	32154.4	106450.5	2.36	30.	2.5  SI
2	I	1- 1	9719.1	32154.4	32154.4	106450.5	2.36	30.	2.5  SI
2	C	1- 1	7305.5	32154.4	32154.4	106387.4	2.36	30.	2.5  SI
2	S	1- 1	4976.2	32154.4	32154.4	106324.2	2.36	30.	2.5  SI
3	I	1- 1	5065.9	32154.4	32154.4	106324.2	2.36	30.	2.5  SI
3	C	1- 1	2820.7	32154.4	32154.4	106261.1	2.36	30.	2.5  SI
3	S	3- 1	817.5	32154.4	32154.4	105578.9	2.36	30.	2.5  SI
4	I	6- 1	1401.1	32154.4	32154.4	106211.2	2.36	30.	2.5  SI
4	C	1- 1	-1252.2	32154.4	32154.4	106134.8	2.36	30.	2.5  SI
4	S	1- 1	-3245.	32154.4	32154.4	106071.7	2.36	30.	2.5  SI
5	I	1- 1	-2996.5	32154.4	32154.4	106071.7	2.36	30.	2.5  SI
5	C	1- 1	-4905.1	32154.4	32154.4	106008.6	2.36	30.	2.5  SI
5	S	1- 1	-6729.6	32154.4	32154.4	105945.4	2.36	30.	2.5  SI
6	I	1- 1	-6388.6	32154.4	32154.4	105945.4	2.36	30.	2.5  SI
6	C	1- 1	-8128.9	32154.4	32154.4	105882.3	2.36	30.	2.5  SI



6 S| 1- 1| -9785.1| 32154.4| 32154.4|105819.2| 2.36|30. |2.5 |SI|

## TAGLIO Z:

Asta	Caso	VEd	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1 I	1- 1	0.	44486.	44486.	110587.7	1.57	30.	2.5	SI
1 C	1- 1	0.	44486.	44486.	110522.2	1.57	30.	2.5	SI
1 S	1- 1	0.	44486.	44486.	110456.7	1.57	30.	2.5	SI
2 I	1- 1	0.	44486.	44486.	110456.7	1.57	30.	2.5	SI
2 C	1- 1	0.	44486.	44486.	110391.2	1.57	30.	2.5	SI
2 S	1- 1	0.	44486.	44486.	110325.7	1.57	30.	2.5	SI
3 I	1- 1	0.	44486.	44486.	110325.7	1.57	30.	2.5	SI
3 C	1- 1	0.	44486.	44486.	110260.2	1.57	30.	2.5	SI
3 S	1- 1	0.	44486.	44486.	110194.7	1.57	30.	2.5	SI
4 I	1- 1	0.	44486.	44486.	110194.7	1.57	30.	2.5	SI
4 C	1- 1	0.	44486.	44486.	110129.2	1.57	30.	2.5	SI
4 S	1- 1	0.	44486.	44486.	110063.6	1.57	30.	2.5	SI
5 I	1- 1	0.	44486.	44486.	110063.6	1.57	30.	2.5	SI
5 C	1- 1	0.	44486.	44486.	109998.1	1.57	30.	2.5	SI
5 S	1- 1	0.	44486.	44486.	109932.6	1.57	30.	2.5	SI
6 I	1- 1	0.	44486.	44486.	109932.6	1.57	30.	2.5	SI
6 C	1- 1	0.	44486.	44486.	109867.1	1.57	30.	2.5	SI
6 S	1- 1	0.	44486.	44486.	109801.6	1.57	30.	2.5	SI

## VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

## RARE:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	Scls	Sacc	VE
1 I	9- 1	-22383.2	0.	-1143820.6	-39.4	1076.8	SI
1 C	9- 1	-22070.7	0.	-910065.6	-31.5	749.1	SI
1 S	12- 1	-21822.9	0.	-759469.8	-26.3	543.9	SI
2 I	12- 1	-21822.9	0.	-759467.2	-26.3	543.9	SI
2 C	12- 1	-21510.4	0.	-645019.3	-22.2	395.9	SI
2 S	12- 1	-21197.9	0.	-571719.9	-19.6	307.1	SI
3 I	12- 1	-21197.9	0.	-571719.9	-19.6	307.1	SI
3 C	12- 1	-20885.4	0.	-512612.6	-17.5	239.8	SI
3 S	12- 1	-20572.9	0.	-491648.6	-16.8	220.4	SI
4 I	12- 1	-20572.9	0.	-491648.6	-16.8	220.4	SI
4 C	12- 1	-20260.4	0.	-479618.1	-16.4	211.7	SI
4 S	12- 1	-19947.9	0.	-502725.7	-17.2	245.	SI
5 I	12- 1	-19947.9	0.	-502725.7	-17.2	245.	SI
5 C	12- 1	-19635.4	0.	-529313.2	-18.2	284.1	SI
5 S	12- 1	-19322.9	0.	-588033.4	-20.3	367.	SI
6 I	12- 1	-19322.9	0.	-588033.4	-20.3	367.	SI
6 C	13- 1	-18998.1	0.	-652668.3	-22.6	461.8	SI
6 S	9- 1	-18633.2	0.	-785626.	-27.2	657.	SI

## FREQUENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	Scls	Sacc	VE
1 I	10- 1	-19976.	0.	-1023197.	-35.3	964.4	SI
1 C	10- 1	-19663.5	0.	-807975.1	-27.9	663.3	SI
1 S	15- 1	-19413.3	0.	-665882.1	-23.	470.5	SI
2 I	15- 1	-19413.3	0.	-665879.6	-23.	470.5	SI
2 C	15- 1	-19100.8	0.	-558519.6	-19.2	332.7	SI
2 S	15- 1	-18788.3	0.	-488951.9	-16.8	249.8	SI
3 I	15- 1	-18788.3	0.	-488951.9	-16.8	249.8	SI
3 C	15- 1	-18475.8	0.	-434302.3	-14.8	189.4	SI
3 S	15- 1	-18163.3	0.	-414439.8	-14.1	171.7	SI
4 I	15- 1	-18163.3	0.	-414439.8	-14.1	171.7	SI
4 C	15- 1	-17850.8	0.	-404747.7	-13.8	165.9	SI
4 S	15- 1	-17538.3	0.	-426837.4	-14.6	197.1	SI
5 I	15- 1	-17538.3	0.	-426837.4	-14.6	197.1	SI
5 C	15- 1	-17225.8	0.	-454185.8	-15.6	236.4	SI
5 S	15- 1	-16913.3	0.	-510310.9	-17.6	315.4	SI
6 I	15- 1	-16913.3	0.	-510310.9	-17.6	315.4	SI
6 C	14- 1	-16591.	0.	-573084.3	-19.8	407.6	SI
6 S	10- 1	-16226.	0.	-694113.6	-24.	586.3	SI

## QUASI PERMANENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	Scls	Sacc	VE
1 I	16- 1	-10347.5	0.	-540702.8	-18.6	515.1	SI
1 C	16- 1	-10035.	0.	-399613.	-13.8	320.5	SI
1 S	17- 1	-9775.	0.	-291531.6	-10.	177.8	SI
2 I	17- 1	-9775.	0.	-291529.1	-10.	177.8	SI
2 C	17- 1	-9462.5	0.	-212520.8	-7.2	85.6	SI
2 S	17- 1	-9150.	0.	-157879.7	-5.4	35.5	SI
3 I	17- 1	-9150.	0.	-157879.7	-5.4	35.5	SI
3 C	17- 1	-8837.5	0.	-121061.2	-4.2	12.5	SI
3 S	17- 1	-8525.	0.	-105604.7	-3.8	6.4	SI
4 I	17- 1	-8525.	0.	-105604.7	-3.8	6.4	SI
4 C	17- 1	-8212.5	0.	-105266.	-3.7	7.8	SI
4 S	17- 1	-7900.	0.	-123284.1	-4.2	20.6	SI
5 I	17- 1	-7900.	0.	-123284.1	-4.2	20.6	SI

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Internazionali Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-002_A00

Foglio  
41 di 49

5 C   17- 1	-7587.5	0.	-153676.5	-5.2	50.6   SI
5 S   17- 1	-7275.	0.	-199420.5	-6.9	109.5   SI
6 I   17- 1	-7275.	0.	-199420.5	-6.9	109.5   SI
6 C   17- 1	-6962.5	0.	-254748.2	-8.8	190.8   SI
6 S   16- 1	-6597.5	0.	-328063.9	-11.3	304.2   SI

#### 7.4. Verifica flessione longitudinale

La verifica a flessione longitudinale del manufatto si trascura poiché i carichi agenti sulla struttura sono ipotizzati diffusi nella direzione trasversale del cunicolo e quindi totalmente portati dalla sezione trasversale sopra verificata. Per cui si dispone un'armatura diffusa pari a:

Armatura superiore = armatura inferiore = 1+1  $\Phi$  12 / 200 mm

$A_s = A'_s = 565 \text{ mm}^2$

## 8. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q \quad [1]$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella figura seguente:

Verifica in condizioni drenate			
$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$			
fattori di capacità portante	$N_c$	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	$N_\gamma$	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	$N_q$	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		Meyerhof (1963)
	$s_c$	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	"
	$s_\gamma$	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	$s_q$	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		De Beer e Ladanyi (1961) Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	$d_c$	$d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi)']$	
	$d_q$	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi)']^2$ per $D/B' < 1$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi)']^2 \tan^{-1}(D/B')$ per $D/B' > 1$	
	inclinazione carico		Vesic (1970)
	$i_c$	$i_q \cdot [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi)']$	"
	$i_\gamma$	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi)')]^{(m+1)}$	"
	$i_q$	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi)')]^m$ $m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		Brinch-Hansen (1970)
$b_q$	$(1 - \alpha \tan \phi)'^2$	"	
$b_\gamma$	$(1 - \alpha \tan \phi)'^2$	"	
$b_c$	$b_q \cdot [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi)']$	"	
inclinazione piano campagna		Brinch-Hansen (1970)	
$g_q$	$(1 - \tan \alpha)^2$	"	
$g_\gamma$	$(1 - \tan \alpha)^2$	"	
$g_c$	$g_q \cdot [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi)']$	"	

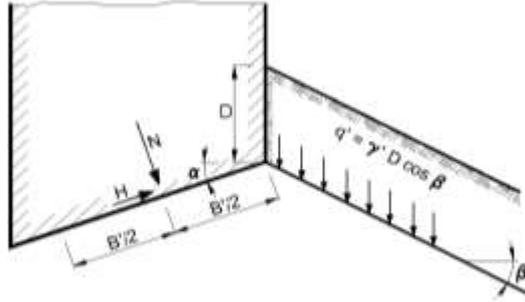
Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L', valutate mediante i criteri appresso indicati riferiti a fondazioni rettangolari e circolari.

Il valore della portata di progetto del terreno, in condizioni drenate, è ricavato mediante l'espressione seguente:

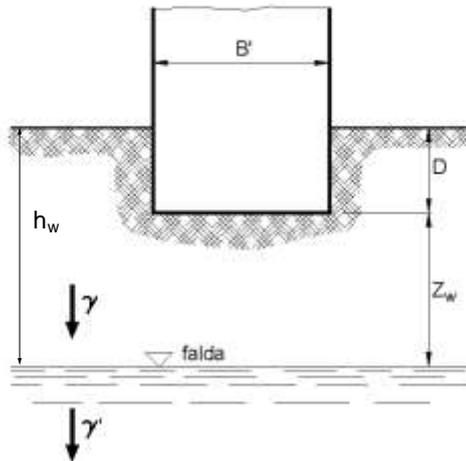
$$q_d = \frac{q_{lim} - q'}{F_s} + q'$$

dove:

- $q_{lim}$  = capacità portante limite del terreno calcolata applicando la [1]  
 $q'$  = pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione  
 FS = coefficiente di sicurezza.



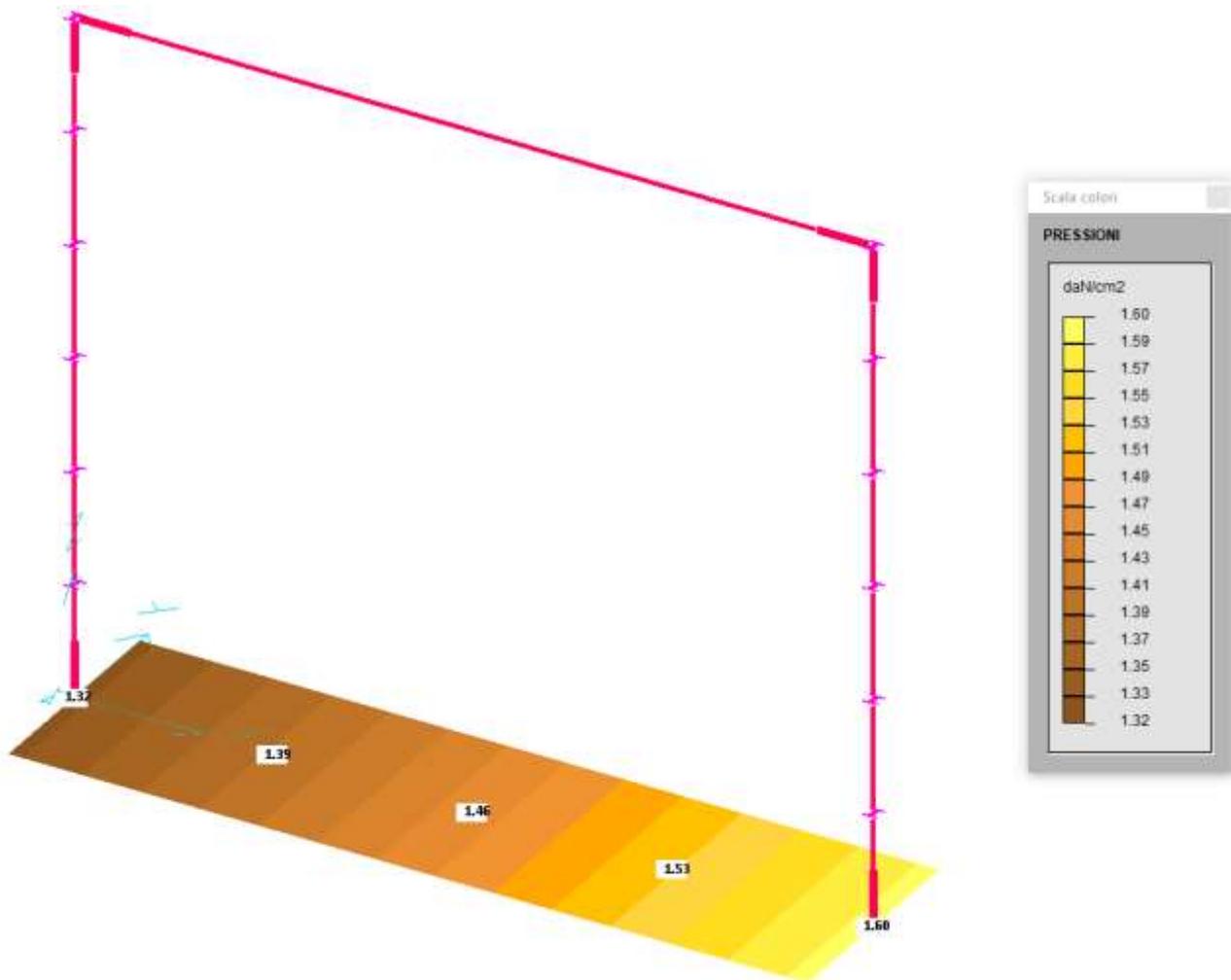
$$\gamma_c = \gamma + \left(\frac{Z_w}{B}\right)(\gamma - \gamma')$$



**Schemi per il calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette**

## 8.1. Pressioni sul terreno

La valutazione della pressione trasmessa dall'opera al terreno di fondazione viene condotta con riferimento ad una porzione di scatolare di larghezza pari a 1 metro. Le pressioni sono determinate dall'involuppo delle combinazioni SLE: Rara, Frequente e Quasi Permanente. La pressione massima si ottiene quando l'opera è soggetta alla combinazione RARA.



## 8.2. Carico limite

Il valore massimo della pressione esercitata dallo scatolare sul terreno, secondo la combinazione allo SLE, è pari a 160.0 kN/m<sup>2</sup>.

Si valuta la capacità portante secondo Hansen, considerando una fondazione nastriforme fittizia di larghezza 1.00 m.

La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \gamma_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \gamma_\gamma + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \gamma_\gamma$$

Il calcolo è stato eseguito tenendo conto dei seguenti parametri:

fondazione nastriforme

larghezza fondazione	B = 4.00	[ m ]
larghezza ridotta	B' = B-2e	[ m ]
profondità piano di posa	D = 3.50	[ m ]
peso di volume naturale	$\gamma_c = 21.00$	[ kN/m <sup>3</sup> ]
angolo di attrito	$\phi = 30$	[ ° ]
coesione	c = 0	[ kPa ]
pressione geostatica sul piano di posa	q = 102.9	[ kPa ]
coefficiente di profondità (D/B)	k = 0.875	

I fattori calcolati sono i seguenti:

$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 22.40$
$s_c = 1$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
$d_c = 1$	$d_q = 1$	
$b_c = 1$	$b_q = 1$	$b_\gamma = 1$
$g_c = 1$	$g_q = 1$	$g_\gamma = 1$
$i_c = 1$	$i_q = 0.9958$	$i_\gamma = 0.9937$

Pertanto, il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 1885.41 + 934.87 = 2820.3 \text{ kPa}$$

Applicando il fattore di sicurezza,  $F_s = 2$ , si ottiene per la tensione limite il seguente valore

$$q_{amm} = 2820.3 / 2 = 1410 \text{ kPa} > 160 \text{ kPa}$$

La massima pressione sul terreno è verificata rispetto alla portata limite.

### 8.3. Verifica dei cedimenti

La verifica del cedimento è stata svolta utilizzando il metodo di Burland & Burbridge (1985).

#### Metodo di Burland & Burbridge (1985)

##### Cedimento verticale sotto al piano di posa di una fondazione su terreni granulari

1) terreni con OCR = 1:

$$s \text{ [mm]} = f_s \cdot f_{\gamma} \cdot f_i \cdot (\sigma'_{VMAX} \cdot B^{0.7} \cdot L/3 + (q' - \sigma'_{VMAX}) \cdot B^{0.7} \cdot L)$$

2) terreni con OCR > 1:

$$s \text{ [mm]} = f_s \cdot f_{\gamma} \cdot f_i \cdot (q' \cdot B^{0.7} \cdot L/3)$$

essendo: s - cedimento [mm]

q' - pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione [kPa] = N / (B \* L) - q'\_{av}

σ'\_{VMAX} - pressione verticale efficace massima subita dal terreno in passato alla quota di imposta della fondazione [kPa]

B - dimensione minore della fondazione [m]

L - dimensione maggiore della fondazione [m]

Ic - indice di compressibilità = N\_{SPT}^{-1.4} \* (1.1 + 2.5)

N\_{SPT} - valore medio di N\_{SPT} nello strato profondo z posto al di sotto del piano di fondazione

f\_s - coefficiente di forma = ((1.25 - L/B) / (L/B + 0.25))^2

f\_i - coefficiente di incompressibilità dello strato posto ad H > z = H/z \* (2 - H/z)

f\_γ - coefficiente di creep = (1 + R\_γ \* R \* log(t/3))

con: t - tempo a partire dall'applicazione del carico (>3) [anni]

R\_γ - costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi ciclici

R - costante pari a 0,2 per carichi statici e 0,8 per carichi ciclici

H - spessore dello strato incompressibile: fondazioni circolari o quadrate -> H = 2\*B

fondazioni nastriformi (L/B > 10) -> H = 3,5\*B

fondazioni nastriformi (L/B < 10) -> H variabile tra 2\*B e 3,5\*B

Ipotizzando uno strato incompressibile in corrispondenza della formazione AGF, il terreno in stato di normalconsolidazione e un numero N\_{SPT} medio cautelativo di 25 colpi nello strato ghiaioso profondo 6 m circa sotto il piano di posa della fondazione, tale metodo ha fornito sotto il carico di esercizio RARA, prima riportato, un cedimento di entità pari a 2.2 cm. In combinazione Quasi Permanente si ha una pressione massima pari a 0,74 daN/cm<sup>2</sup>, che produce un cedimento di 0.1 cm.

Essendo il massimo cedimento consentito per questo tipo di opera pari a L/1000 = 2.4 cm, la verifica risulta accettata.

Valutazione dei carichi ammissibili con il metodo di Burland-Burbridge

Probabilità di superamento 2,3%  
 Tempo di ritorno t = 100 anni

s (mm)	gamma	Nspt	Ic
22	2.20	25	0.0632
	f <sub>h</sub>	f <sub>t</sub>	H-D (m)
	1.00	1.60	1.50

B	D	Carico ammissibile (kg/cm <sup>2</sup> )		
		B/L =	B/L =	B/L =
(m)	(m)	0	0.50	1.00

4.00	4.90	1.46	1.60	1.76
------	------	------	------	------



## 9. DATI STRUTTURA

\*\*\* DATI STRUTTURA

Unita` di misura :  
 LUNGHEZZE : cm  
 SUPERFICI : cm2  
 DATI SEZIONALI : cm  
 ANGOLI : gradi  
 FORZE : daN  
 MOMENTI : daNcm  
 CARICHI LINEARI : daN/cm  
 CARICHI SUPERFIC.: daN/cm2  
 TENSIONI : daN/cm2  
 PESI DI VOLUME : daN/cm3  
 COEFF. DI WINKLER: daN/cm3  
 RIGIDENZE VINCOL.: daN/cm - daNcm/rad

Nodi	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z	num. =
601	0.000	0.000	0.000	14
602	0.000	0.000	300.000	
603	350.000	0.000	300.000	
604	350.000	0.000	0.000	
605	350.000	0.000	250.000	
606	350.000	0.000	200.000	
607	350.000	0.000	150.000	
608	350.000	0.000	100.000	
609	350.000	0.000	50.000	
610	0.000	0.000	50.000	
611	0.000	0.000	100.000	
612	0.000	0.000	150.000	
613	0.000	0.000	200.000	
614	0.000	0.000	250.000	

Aste	Proprietà	Nodo iniz.	Nodo fin.	Rilasci in.	Rilasci fin.	num. =	Orient.
1	2	601	610			14	0.0
2	2	602	603				0.0
3	2	604	609				0.0
4	1	601	604				0.0
5	2	605	603				0.0
6	2	606	605				0.0
7	2	607	606				0.0
8	2	608	607				0.0
9	2	609	608				0.0
10	2	610	611				0.0
11	2	611	612				0.0
12	2	612	613				0.0
13	2	613	614				0.0
14	2	614	602				0.0

Proprietà Aste	Materiale	Base	Altezza	Area	Area tag. Y	Area tag. Z	num. =
		Kw vertic.	Kw orizz.	J tors.	J fless. Y	J fless. Z	
1	1	100.00	50.00	5.00000E+03	4.16667E+03	4.16667E+03	2
		0.824400	0.824400	2.86098E+06	4.16667E+06	1.04167E+06	
2	1	100.00	50.00	5.00000E+03	4.16667E+03	4.16667E+03	
		0.000000	0.000000	2.86098E+06	4.16667E+06	1.04167E+06	

Materiali	Mod. elast.	Coeff. nu	Mod. tang.	Peso spec.	Dil. te.	num. =
1	3.00000E+05	1.50000E-01	1.30000E+05	2.50000E-03	1.00000E-05	1

Vincoli	Rigid. X	Rigid. Y	Rigid. Z	Rigid. RX	Rigid. RY	Rigid. RZ	num. =
605	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	14
614	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
606	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
607	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
608	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
609	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
610	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
611	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
612	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
613	2.06000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
602	1.03000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
601	1.03000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
603	1.03000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	
604	1.03000E+03	libero	libero	libero	libero	libero	

Carichi Aste	Asta	Dir	Tip	RIF	Parametro 1	Parametro 2	Parametro 3	Parametro 4	num. =
1	PerMassicciata	Z	FD	glo	-25.200				68
2	Spinta_terre_	X	FT	glo	46.200	41.392	0.000	0.000	



3	Spinta_terre_	10	X	FT	glo	41.392	36.583	0.000	0.000
4	Spinta_terre_	11	X	FT	glo	36.583	31.775	0.000	0.000
5	Spinta_terre_	12	X	FT	glo	31.775	26.967	0.000	0.000
6	Spinta_terre_	13	X	FT	glo	26.967	22.158	0.000	0.000
7	Spinta_terre_	14	X	FT	glo	22.158	17.350	0.000	0.000
8	Spinta_terre_	5	X	FT	glo	-22.158	-17.350	0.000	0.000
9	Spinta_terre_	6	X	FT	glo	-26.967	-22.158	0.000	0.000
10	Spinta_terre_	7	X	FT	glo	-31.775	-26.967	0.000	0.000
11	Spinta_terre_	8	X	FT	glo	-36.583	-31.775	0.000	0.000
12	Spinta_terre_	3	X	FT	glo	-46.200	-41.392	0.000	0.000
13	Spinta_terre_	9	X	FT	glo	-41.392	-36.583	0.000	0.000
14	SpAccidentale_Sx	10	X	FD	glo	26.850			
15	SpAccidentale_Sx	11	X	FD	glo	26.850			
16	SpAccidentale_Sx	12	X	FD	glo	26.850			
17	SpAccidentale_Sx	13	X	FD	glo	26.850			
18	SpAccidentale_Sx	14	X	FD	glo	26.850			
19	SpAccidentale_Sx	1	X	FD	glo	26.850			
20	SpAccidentale_Dx	6	X	FD	glo	-26.850			
21	SpAccidentale_Dx	7	X	FD	glo	-26.850			
22	SpAccidentale_Dx	8	X	FD	glo	-26.850			
23	SpAccidentale_Dx	9	X	FD	glo	-26.850			
24	SpAccidentale_Dx	5	X	FD	glo	-26.850			
25	SpAccidentale_Dx	3	X	FD	glo	-26.850			
26	accidentale_SW2	2	Z	FD	glo	-72.470			
27	Frenata	2	X	FD	glo	9.400			
28	SovraccaricoSismico	2	Z	FD	glo	-20.120			
29	SismaVerticale	2	Z	FD	glo	-1.430			
30	SismaOrizzontale	2	X	FD	glo	2.860			
31	SismaPiedritto	10	X	FD	glo	0.780			
32	SismaPiedritto	11	X	FD	glo	0.780			
33	SismaPiedritto	12	X	FD	glo	0.780			
34	SismaPiedritto	13	X	FD	glo	0.780			
35	SismaPiedritto	14	X	FD	glo	0.780			
36	SismaPiedritto	1	X	FD	glo	0.780			
37	SismaPiedritto	6	X	FD	glo	0.780			
38	SismaPiedritto	7	X	FD	glo	0.780			
39	SismaPiedritto	8	X	FD	glo	0.780			
40	SismaPiedritto	9	X	FD	glo	0.780			
41	SismaPiedritto	5	X	FD	glo	0.780			
42	SismaPiedritto	3	X	FD	glo	0.780			
43	SovraspintaSisma	10	X	FD	glo	10.100			
44	SovraspintaSisma	11	X	FD	glo	10.100			
45	SovraspintaSisma	12	X	FD	glo	10.100			
46	SovraspintaSisma	13	X	FD	glo	10.100			
47	SovraspintaSisma	14	X	FD	glo	10.100			
48	SovraspintaSisma	1	X	FD	glo	10.100			
49	Sisma_terre_	10	X	FT	glo	3.320	2.900	0.000	0.000
50	Sisma_terre_	11	X	FT	glo	2.900	2.480	0.000	0.000
51	Sisma_terre_	12	X	FT	glo	2.480	2.060	0.000	0.000
52	Sisma_terre_	13	X	FT	glo	2.060	1.640	0.000	0.000
53	Sisma_terre_	14	X	FT	glo	1.640	1.220	0.000	0.000
54	Sisma_terre_	1	X	FT	glo	3.740	3.320	0.000	0.000

PESI PROPRI ASTE--|-----|-----|-----|-----|-----|  
 Cond. Nome Carichi Aste  
 1 55-68 1-14

CARICHI DI LINEA |-----|-----|-----|-----|num.= 0  
 numero coordinata  
 Nome inizio fine Cond. Direz. intensità  
 inizio fine Descrizione

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----|num.= 9  
 Nome

- 1 Peso\_Proprio N. carichi: 14  
Lista carichi: 55-68
- 2 Permanenti N. carichi: 1  
Lista carichi: 1
- 3 Spinta\_terreno\_Sx N. carichi: 6  
Lista carichi: 2-7
- 4 Spinta\_terreno\_Dx N. carichi: 6  
Lista carichi: 8-13
- 5 Spinta\_sovracc\_Sx N. carichi: 6  
Lista carichi: 14-19
- 6 Spinta\_sovracc\_Dx N. carichi: 6  
Lista carichi: 20-25
- 7 Accidentale\_Soletta N. carichi: 1  
Lista carichi: 26
- 8 Frenata\_Sx N. carichi: 1  
Lista carichi: 27



9 Azione\_Sismica N. carichi: 27  
Lista carichi: 28-54

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.625000E+04	0.000000E+00	2.843750E+06	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-8.820000E+03	0.000000E+00	1.543500E+06	0.000000E+00
3	9.532500E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	1.213505E+06	0.000000E+00
4	-9.532500E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.213505E+06	0.000000E+00
5	8.055000E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	1.208250E+06	0.000000E+00
6	-8.055000E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.208250E+06	0.000000E+00
7	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.536450E+04	0.000000E+00	4.438788E+06	0.000000E+00
8	3.290000E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	9.870000E+05	0.000000E+00
9	5.243000E+03	0.000000E+00	-7.542500E+03	0.000000E+00	2.237638E+06	0.000000E+00