

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

**S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD**  
**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA ARRICCHITO**

LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO  
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
 NUOVA FERMATA A SERVIZIO DELL'AREA ASI DI SALERNO

INTERVENTI FERMATA ASI  
 FABBRICATI VIAGGIATORI  
 Sottopasso pedonale  
 Relazione di predimensionamento scatolare

SCALA:

-

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.  
**NN2G**    **00**    **D**    **78**    **CL**    **FV06B0**    **001**    **B**

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari	05.12.2022	L.Lettieri	05.12.2022	M.Leogrande	05.12.2022	F.Sacchi
B	Emissione a seguito di verifica ODI	L. Lettieri <i>L. Lettieri</i>	28.03.2023	A. Donnarumma <i>A. Donnarumma</i>	28.03.2023	M. D'Avino <i>M. D'Avino</i>	28.03.2023	28.03.2023 <i>F. Sacchi</i>

ITALFERR SpA  
 Gruppo Ferrovie dello Stato  
 Direzione Tecnica  
 Progettazione Integrata e Field Engineering  
 Dott. Ing. Francesco Sacchi  
 Ordine degli Ingegneri Prov. di Roma n. 23172 Str. 45

## INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	5
3. PROGETTO NUOVO SOTTOPASSO .....	6
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	7
3.3. GEOMETRIA .....	7
3.4. MATERIALI .....	8
3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	9
3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	10
3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA.....	11
3.8. ANALISI DEI CARICHI.....	13
4. VERIFICA REQUISITI S.T.I. ....	22
5. COMBINAZIONI DI CARICO .....	24
6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI .....	30
6.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	30
6.2. INVILUPPO SLE (RARA) .....	34
7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	37
8. VERIFICHE GEOTECNICHE .....	44
8.1. BASE REACTION.....	44
8.2. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	49
8.3. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE.....	57
8.4. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO .....	65
8.5. SOLLEVAMENTO PER GALLEGGIAMENTO UPL.....	65

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un sottopasso di lungo la linea metropolitana "Salerno-Pontecagnano aeroporto" per la nuova Fermata ASI alla progressiva 2+825.05.

(per il dimensionamento e la verifica delle opere necessarie per il varo si rimanda all'apposita relazione di calcolo NN100D78CLFV06B0002).

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

Si riportano di seguito uno stralcio planimetrico e una sezione trasversale del sottopasso, volte ad individuare l'opera oggetto di tale elaborato:

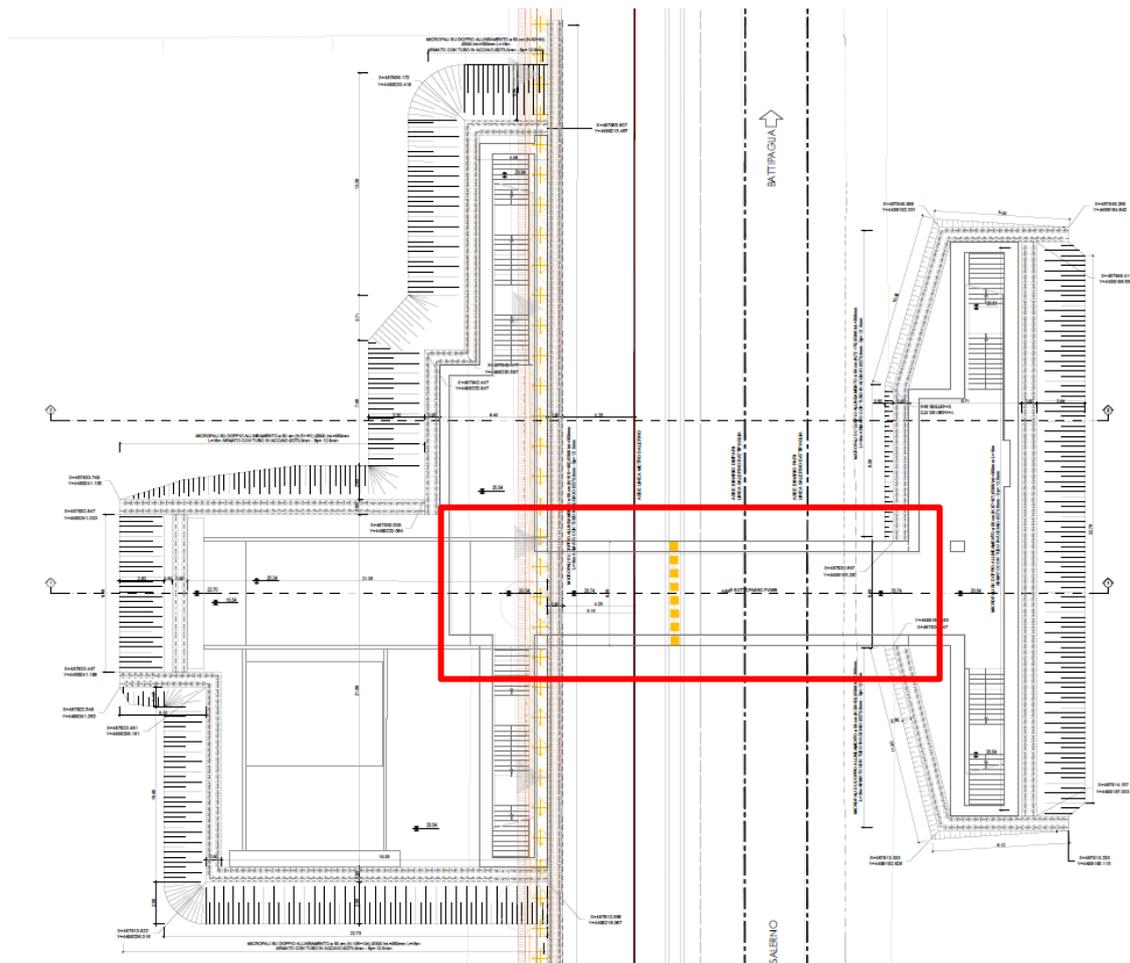


Figura 1a. Planimetria dell'opera con individuazione del sottopasso

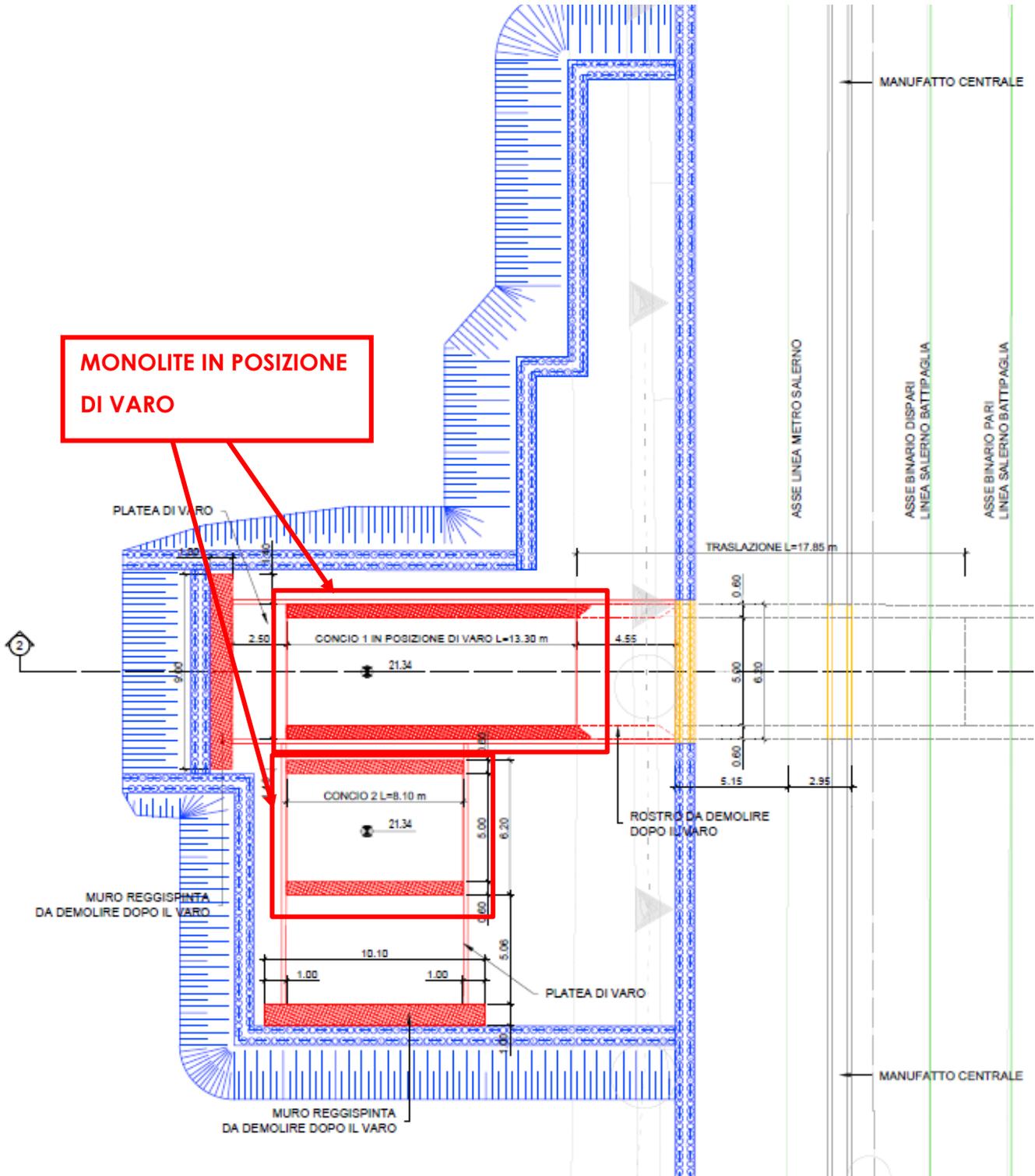


Figura 1b. Planimetria dell'opera in posizione di Varo

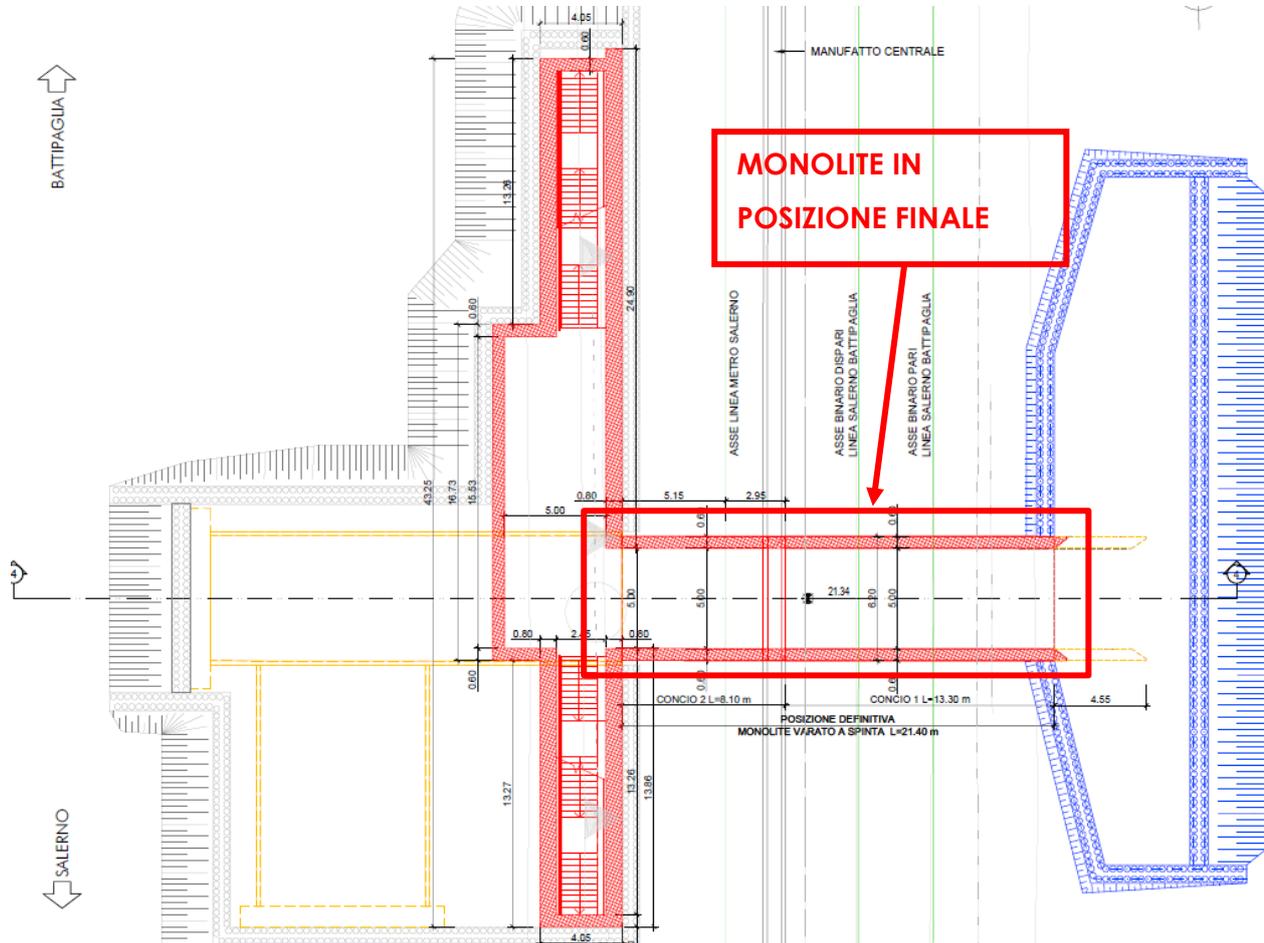


Figura 1b. Planimetria dell'opera in posizione Finale

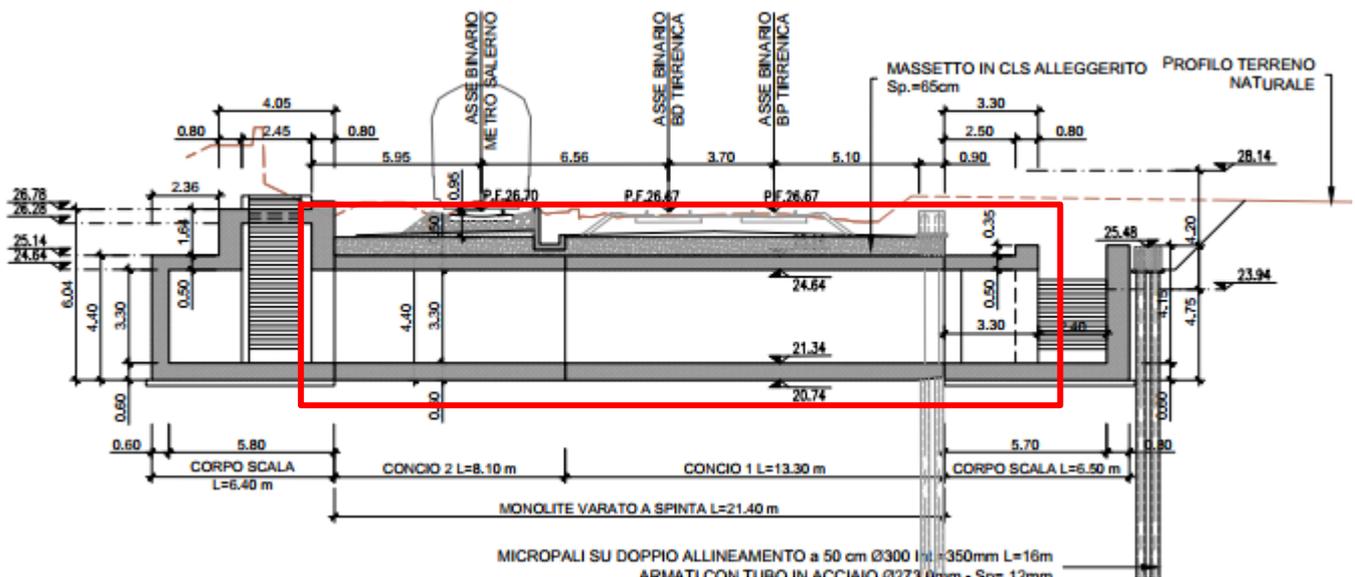


Figura 1c. Sezione longitudinale dell'opera con individuazione del sottopasso

## 2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il sottopasso d'emergenza si trova subito prima della nuova stazione dell' "aeroporto Pontecagnano" di Salerno, al di sotto della linea metropolitana ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad  $H_{ric}$ , di cui spessore medio ballast più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro. Esso ha dimensioni interne  $L_{int} \times H_{int}$ , con piedritti di spessore  $S_p$ , soletta inferiore di spessore  $S_f$  e soletta superiore di spessore  $S_s$ .

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m.

Nella figura [Figura 2] sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia:

Spessore medio del ballast + armamento	$H_b$	[m]
Spessore traversina + rotaie (35 cm)	$H_{tr}$	[m]
Larghezza traversina	$L_{tr}$	[m]
Spessore del rinterro	$H_r$	[m]
Larghezza totale del sottopasso	$L_{tot}$	[m]
Larghezza utile del sottopasso	$L_{int}$	[m]
Spessore della soletta	$S_s$	[m]
Spessore piedritti	$S_p$	[m]
Spessore fondazione	$S_f$	[m]
Altezza libera del sottopasso	$H_{int}$	[m]
Altezza totale del sottopasso	$H_{tot}$	[m]
Larghezza striscia di calcolo	$b$	[m]

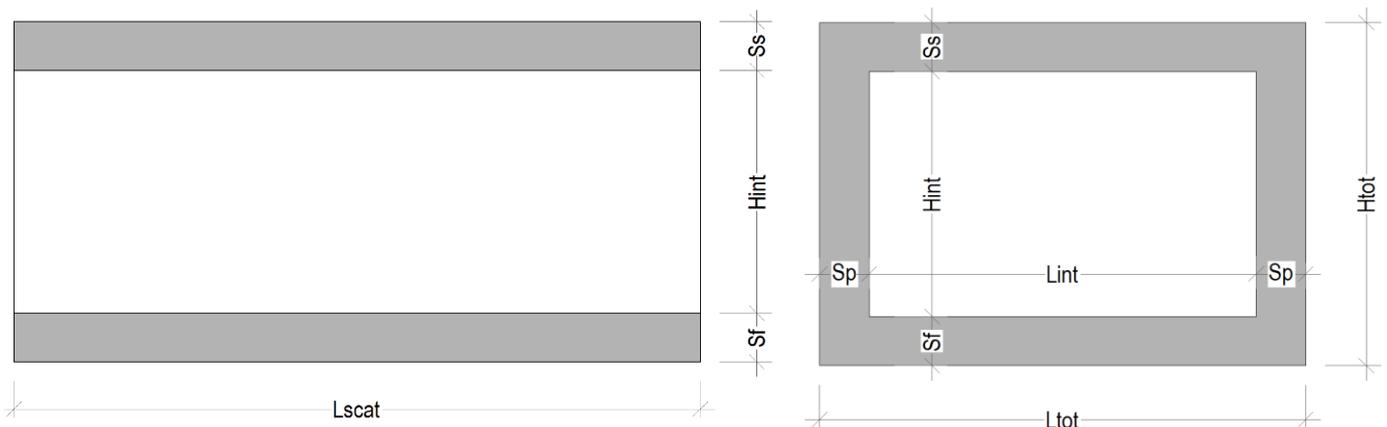


Figura 2. Simbologia adottata

### 3. PROGETTO NUOVO SOTTOPASSO

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione del sottopasso nel rispetto della norma attualmente vigente NTC18.

#### 3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto delle normativa NTC18 attualmente vigente.. In particolare si è fatto riferimento:

- L. n. 64 del 2/2/1974 - Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- L. n. 1086 del 5/11/1971 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario ;
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- EN 1992-1-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules of building;
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili;
- EC08 Eurocodice 8;
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- EN 1991-2-2003/AC:2010-1:2004 Eurocodice 1-Parte 2
- RFI DTC SI MA IFS 001 D Manuale di progettazione delle opere civili

### 3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

Unità di misura principali

- N (Newton)                      unità di forza
- m (metro)                        unità di lunghezza
- kg (kilogrammo)                unità di massa
- s (secondo)                        unità di tempo

Unità di misura derivate da N

- (kiloNewton)                      10<sup>3</sup> N

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

$\gamma$ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )	
$\sigma$ (sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )	
$\tau$ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm <sup>2</sup> )	
$\epsilon$ (epsilon)	deformazione	(m/m)	-
$\phi$ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)	

### 3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	5.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	3.30 m	altezza interna scatolare
Numero di canne	n	1.00	
Spessore piedritti	Sp	0.60 m	(consigliato: Sp = Ss)
Spessore soletta	Ss	0.50 m	(consigliato: Ss = Lint/10+10cm.)
Spessore fondazione	Sf	0.60 m	(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	0.50 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hric	1.30 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	6.20 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	4.40 m	Hint+SPs+SPf

### 3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo **C30/37** le cui caratteristiche principali sono:

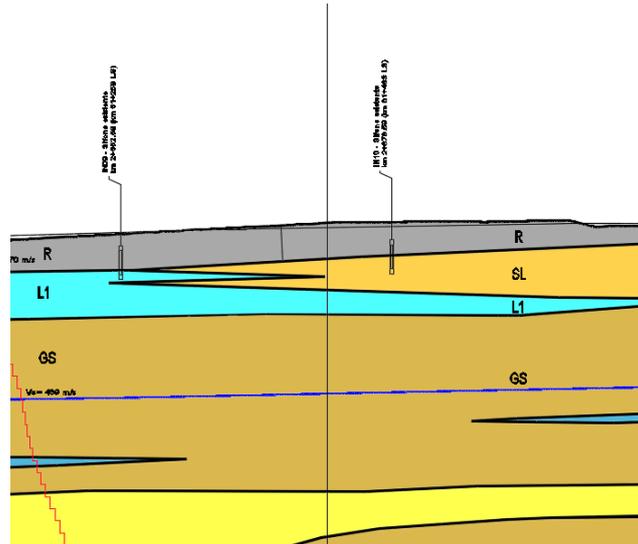
- Resistenza cilindrica caratteristica:  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice:  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$ , dove:
  - $\alpha_{cc} = 0.85$  e  $\gamma_m = 1.5$ ;
  - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice:  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$ , dove :
  - $\gamma_m = 1.5$ ;
  - $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$ .
- Modulo elastico:  $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$ .
- Tolleranza di posa del copriferro = **10 mm**;
- Classe di esposizione **XA1**
- Copriferro = **50 mm**
- Condizioni ambientali: **aggressive**
- Apertura fessure limite: **w1 = 0.2 mm**

Acciaio da cemento armato normale **B450C** controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  dove:
  - $\gamma_s = 1.15$
  - $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento **D1 > 12%**
- Modulo di elasticità:  **$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$**
- Sovrapposizioni barre  **$\geq 40\varphi$**

### 3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito la stratigrafia in corrispondenza della zona di riferimento:



Per l'inquadramento geotecnico si fa riferimento alla relazione geotecnica, della quale si riportano gli stralci significativi del profilo geotecnico e dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, del rinterro e del rinfianco.

Lo strato significativo del profilo geotecnico è l'unità  
la cui descrizione nella relazione geotecnica è:

**5)G/S**

Ghiaia/Sabbia

Peso specifico terreno	$\gamma_t$	19.0 kN/m <sup>3</sup>
angolo d'attrito terreno	$\phi$	34.0 [°]
coesione efficace terreno	$c'$	kN/m <sup>2</sup>
coesione non drenata terreno	$c_u$	kN/m <sup>2</sup>

I parametri geotecnici del rinterro e del terreno di rinfianco sono i seguenti:

Peso specifico rinterro	<b>FERROVIARIO</b>	$\gamma_t$	20.0 kN/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito rinterro		$\phi'$	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione rinterro		$c_u$	0.0 kN/m <sup>2</sup>	
Peso specifico terreno di rinfianco		$\gamma_t$	19.0 kN/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito terreno di rinfianco		$\phi'$	34.0 [°]	0.593 [rad]
coesione terreno di rinfianco		$c_u$	kN/m <sup>2</sup>	

#### **FALDA**

Quota falda dal p.c.	$q_w$	14.00 m
Peso specifico	$\gamma_w$	10.00 kN/m <sup>3</sup>

### 3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_v0) \cdot (1 - \nu^2) / E'_{op}$$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

$$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \text{ rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$ct = 2 + 0.0089 (L / B) \text{ rettangolare con } L / B > 10$$

- q = pressione media agente sul terreno;
- $\sigma_v0$  = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- $\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno;
- $E'_{op}$  = modulo elastico operativo del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

$$kw = E'_{op} / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot ct]$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per  $E'_{op}$  il valore minimo tra quelli indicati per l'Unità Geotecnica in esame ed una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaborante nella diffusione dei carichi:

Unità stratigrafica	5)G/S	
Descrizione unità stratigrafica	Ghiaia/Sabbia	
Modulo elastico medio terreno	$E'_{op}$	<b>110000</b> kN/m <sup>2</sup> (il minore tra i valori proposti)
Coefficiente di Poisson medio terreno	$\nu$	0.3
Lato minore della fondazione	B	6.2 m
Lato maggiore della fondazione	L	21.4 m
Rapporto dei lati	L/B	3.5
Coefficiente adimensionale	ct	1.515
Costante di sottofondo	Kw	<b>12873</b> kN/m <sup>3</sup>

### 3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA

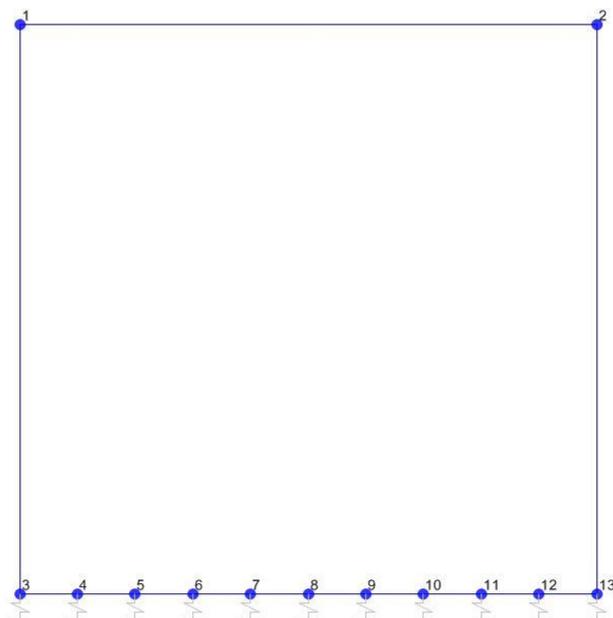
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

<i>asta</i>	<i>base</i>	<i>altezza</i>	<i>descrizione</i>
Asta 1	100 cm	80 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	60 cm	(Piedritti)
Asta 3	100 cm	50 cm	(soletta superiore)

Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:

Linterasse	5.60 m
Hinterasse	3.95 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



<i>Nodo</i>	<i>X</i>	<i>Z</i>
1	0.000	3.950
2	5.600	3.950
3	0.000	0.000
4	0.560	0.000
5	1.120	0.000
6	1.680	0.000
7	2.240	0.000
8	2.800	0.000
9	3.360	0.000
10	3.920	0.000
11	4.480	0.000
12	5.040	0.000
13	5.600	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

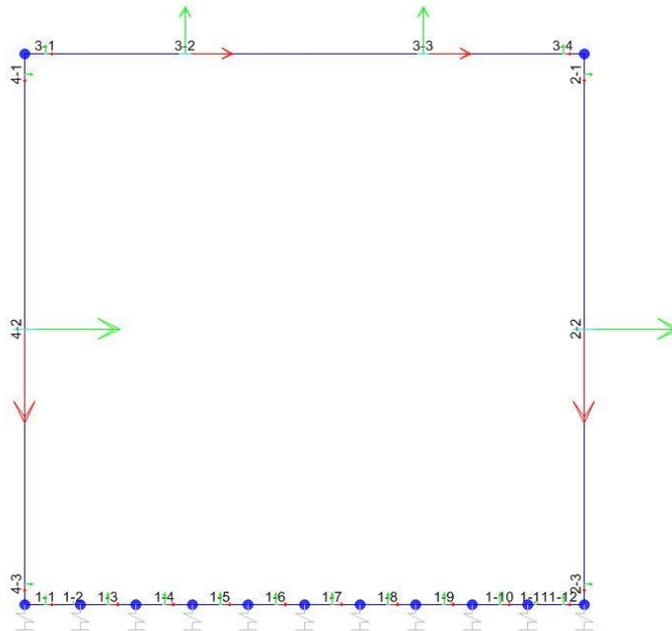


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

#### Rigidità molle nodali SAP

ks		<b>12873</b> kN/m <sup>3</sup>
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.560 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	<b>7209</b> kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.560 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	<b>10813</b> kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.580 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	<b>14933</b> kN/m

### 3.8. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

#### Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Peso specifico calcestruzzo armato	$\gamma_{cls}$	25 kN/m <sup>3</sup>	
peso singolo piedritto	Pp	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times Sp$
peso soletta superiore	Pss	12.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times Ss$
peso fondazione	Psf	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times Sf$

#### Permanenti portati (condizione PERM)

peso specifico ballast	$\gamma_b$	18 kN/m <sup>3</sup>	
altezza ballast	Hb	0.80 m	
peso ballast	Pb	14.40 kN/m	$\gamma_b \times Hb$
peso specifico rinterro	$\gamma_r$	20.0 kN/m <sup>3</sup>	
altezza rinterro	Hr	0.00 m	
peso rinterro	Pr	0.00 kN/m	$\gamma_r \times Hr$
peso specifico massetto di protezione	$\gamma_m$	24 kN/m <sup>3</sup>	
altezza massetto di protezione	Hm	0.65 m	
peso massetto di protezione	Pm	15.60 kN/m	$\gamma_m \times Hm$
Permanente totale	G2p	30.00 kN/m	$Pb + Pr$
Permanente nodi 1 e 2	G2P	9.00 kN	$G2p \times Sp / 2$

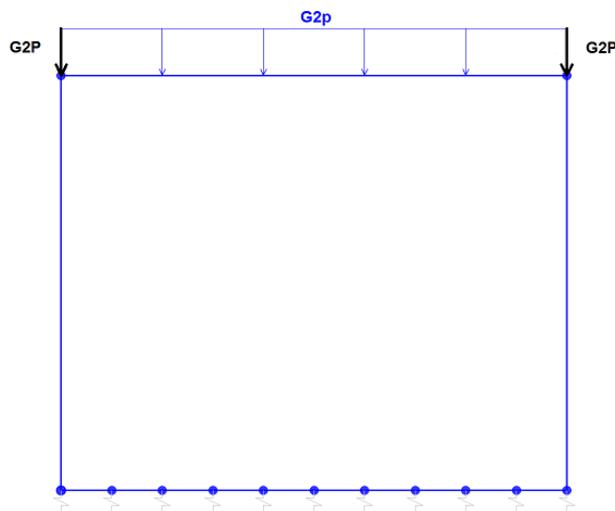


Figura 5. Condizione di carico PERM da SAP2000

**Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)**

angolo di attrito rinterro	$\varnothing'$	34.0 [°]	0.593 [rad]
coefficiente spinta attiva $k_a$	$k_a$	0.283	$(1 - \text{sen}\varnothing) / (1 + \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta riposo $k_o$	$k_o$	<b>0.441</b>	$(1 - \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta passiva $k_p$	$k_p$	3.537	$(1 + \text{sen}\varnothing) / (1 - \text{sen}\varnothing)$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	<b>13.22</b> kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times (P_b + P_r + P_m)$
Pressione asse soletta superiore	P2	<b>15.43</b> kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	<b>49.37</b> kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times [P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	<b>52.02</b> kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	<b>3.58</b> kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	<b>15.21</b> kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

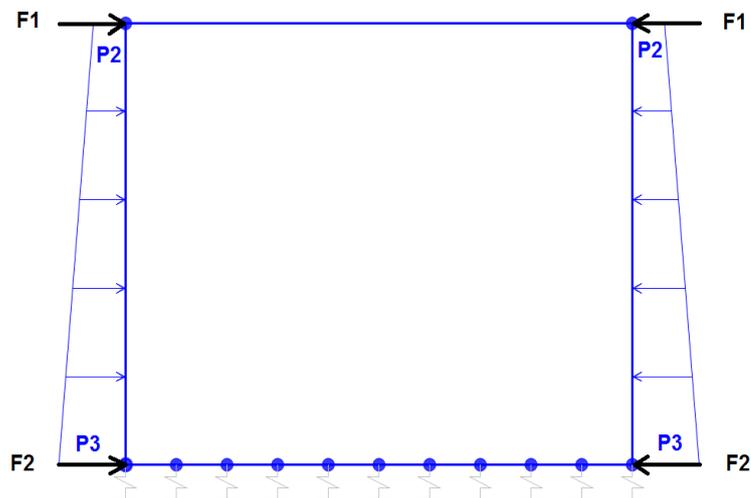


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

I carichi concentrati nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Le due condizioni di carico SPTDX e SPTSX vengono applicate al modello con il loro valore al 100% (come visibile in figura 6 sopra). Lo sbilanciamento di tali condizioni (100% SPTSX e 60% SPTDX) viene tenuto in conto tramite opportuni coefficienti di combinazione, come è visibile in seguito al paragrafo § 5 - "Combinazioni di Carico" - del presente elaborato.

**Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)**

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno LM 71 rispetto al carico dovuto al treno SW/2.

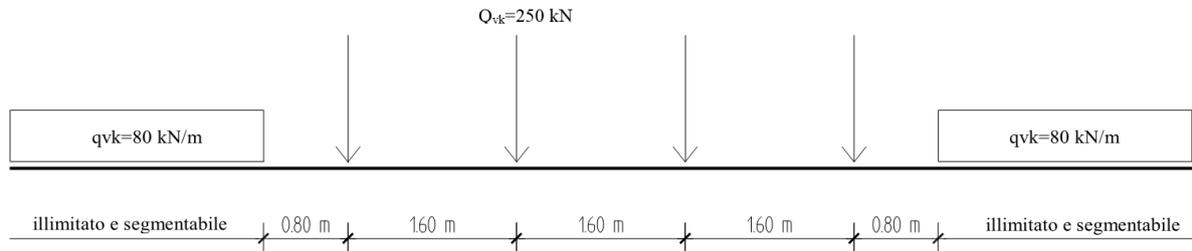


Figura 7. Treno LM71

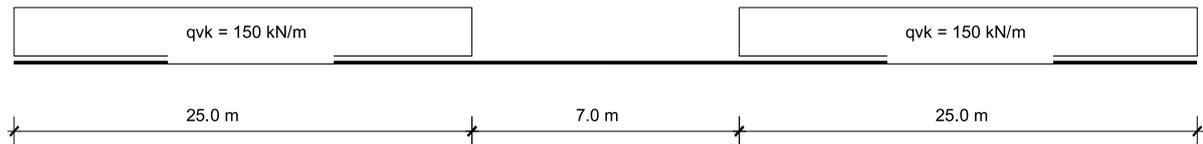


Figura 8. Treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si fa riferimento al paragrafo 1.4.2 “effetti dinamici” delle istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari.

poiché risulta:

$H_{int} < 5 \text{ m}$

$L_{int} < 8 \text{ m}$

Si ottiene considerando un ridotto standar manutentivo  $\Phi_3 = 1.35$ . In accordo al §5.2.2.2.3 NTC18 tale coefficiente dinamico nei casi di scatolari, con o senza solettone, aventi copertura  $h > 1,0$  può essere ridotto nella

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

dove  $h$ , in metri, è l’altezza della copertura dall’estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse [Hric].

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

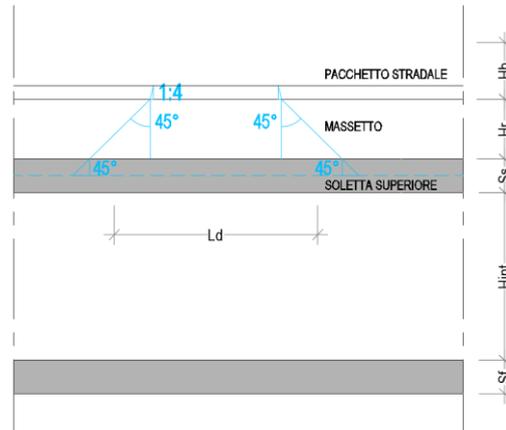


Figura 9. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

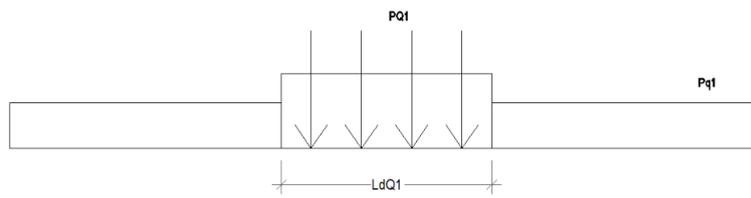


Figura 10. Carichi Treno LM71 su Ld

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzeria della soletta superiore che per quelle massime all'incastro con i piedritti di detta soletta, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la larghezza  $LdQ1$  del treno di carico.

### Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

Standard manutentivo

#### NORMALE

Incremento dinamico	$\Phi 3^*$	<b>1.35</b>	<i>* valido per <math>H_{int} &lt; 5m</math>, <math>L_{int} &lt; 8m</math></i>
Lunghezza media caratteristica	$L_m$	4.43 m	<i>tab. 5.2.II - NTC2018</i>
Numero di luci	$n_L$	3.00	
Lunghezza caratteristica	$L_\phi$	5.76 m	<i>tab. 5.2.II - NTC2018</i>
Incremento dinamico con ricoprimento	$\Phi 3$	1.35	<i><math>\Phi 3 = 1</math> per <math>H_{ric} &gt; 2,5m</math></i>
Incremento dinamico ridotto	$\Phi_{rid}$	<b>1.35</b>	
Lunghezza caratteristica	$L_\phi$	<b>5.00</b> m	<i>tab. 5.2.II - NTC2018</i>
Coefficiente di adattamento	$\alpha$	<b>1.10</b>	
Larghezza di diffusione nel ballast	$L_{db}$	0.20 m	<i>Diffusione 1:4 nel ballast</i>
Larghezza di diffusione nel masetto	$L_{dr}$	1.30 m	<i>Diffusione 45° nel masetto</i>
Larghezza di diffusione nel cls	$L_{dc}$	0.50 m	<i>Diffusione 45° nel cls</i>
Larghezza trasv. di diffusione del carico	$L_d$	<b>4.40</b> m	<i><math>L_{db} + L_{dr} + L_{dc}</math></i>
Carico distribuito per treno LM71	$q_1$	<b>80.00</b> kN/m	
Carico concentrato per treno LM71	$Q_1$	<b>250.00</b> kN	
N°. carichi concentrati per treno LM71	$N_{Q1}$	<b>4</b>	
Larghezza applicazione carichi conc. $Q_1$	$La_{Q1}$	<b>6.40</b> m	
Larghezza distribuzione carichi conc. $Q_1$	$Ld_{Q1}$	<b>6.40</b> m	
Carico ripartito verticale per LM71 ( $q_1$ )	$P_{q1}$	<b>27.00</b> kN/m <sup>2</sup>	<i><math>q_1 \times \Phi 3 \times \alpha / L_d</math></i>
Carico ripartito verticale per LM71 ( $Q_1$ )	$P_{Q1}$	<b>52.73</b> kN/m <sup>2</sup>	<i><math>Q_1 \times N_{Q1} \times \Phi 3 \times \alpha / (L_d \times Ld_{Q1})</math></i>

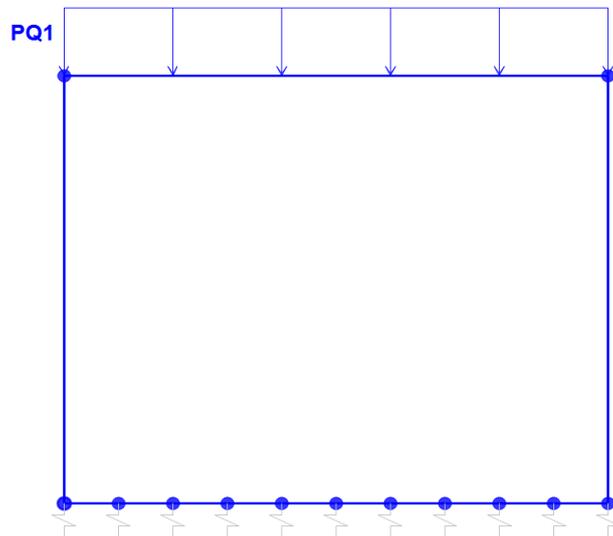


Figura 11. Condizione di carico ACCM da SAP2000

**Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSX e SPACCDX)**

Carico distribuito per treno LM71	Sq1	8.82 kN/m <sup>2</sup>	$(q1 \times \alpha / Ld) \times Ko$
Carico concentrato per treno LM71	SQ1	17.22 kN/m <sup>2</sup>	$Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times Ko$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	4.30 kN/m	$SPQ1 \times SPs / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	5.17 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

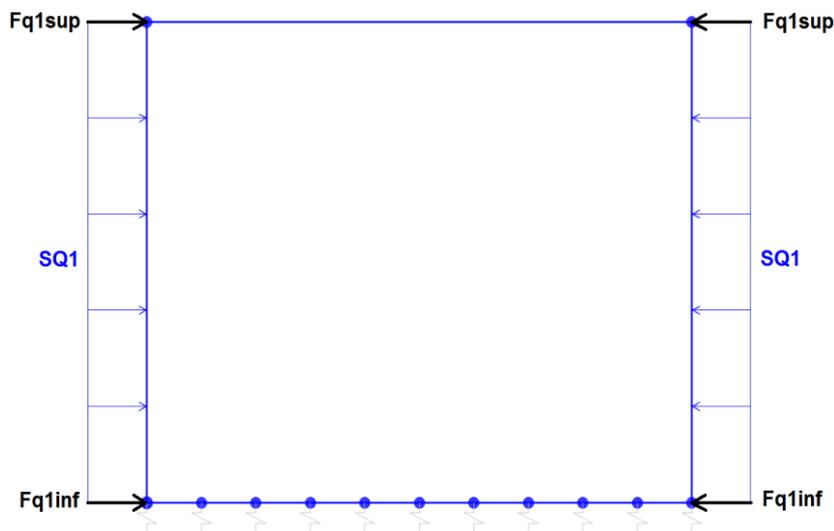


Figura 12. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

**Frenatura e avviamento (condizione AVV)**

Avviamento e frenatura LM71

 $A_v = 33.00 \text{ kN/m}$ 

Avviamento e frenatura LM71 distribuiti

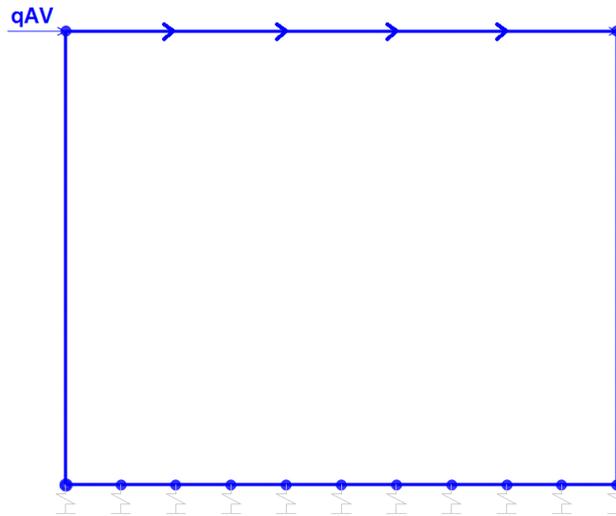
 $q_{Av} = -7.50 \text{ kN/m} \quad A_v / L_d$ 


Figura 13. Condizione di carico AVV da SAP2000

**Azioni termiche (condizione TERM)**

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a  $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$  ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a  $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$ .

Variazione termica uniforme

 $\Delta T_{unif} = +15.00 \text{ } [^\circ]$ 
*Sulla soletta superiore*

Variazione termica differenziale

 $\Delta T_{diff} = +5.00 \text{ } [^\circ]$ 
*Sulla soletta superiore*

Gradiente

 $+10.00 \text{ } [^\circ/\text{m}]$ 
 $\Delta T_{diff} / S_s$ 
**Ritiro igrometrico (condizione RITIRO)**

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\epsilon_{cs}(t, t_0)$  e di viscosità  $\phi(t, t_0)$ , come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M. 17-01-2018.

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

Variazione termica uniforme equivalente

 $\Delta T_{ritiro} = -[11.96^\circ]$ 
*Sulla soletta superiore*

## CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$

$k_h = a_{max} / g$

$k_v = \pm 0,5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N$  ed una classe d'uso  $C_u$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_U$ .

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari ad  $a_g$ , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima per la determinazione delle forze di inerzia può essere valutata con la relazione:

$a_{max} = S * a_g = S_s * S_t * a_g$

Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,..) sono pari alle masse moltiplicate per  $k_h$  e  $k_v$  ove:  $k_h = \beta * M * S * a_g / g$  e  $k_v = k_h / 2$ . Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno,  $\beta * M = 1$ .

vita nominale	$V_N$	75 anni
classe d'uso	CL	III
coefficiente d'uso	$C_U$	1.50
vita di riferimento = $C_U * V_N$	$V_R$	112.5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	$P_{VR}$	10%
periodo di ritorno del sisma	$T_R$	1068 anni

## Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine

40.64359

Longitudine

14.92286

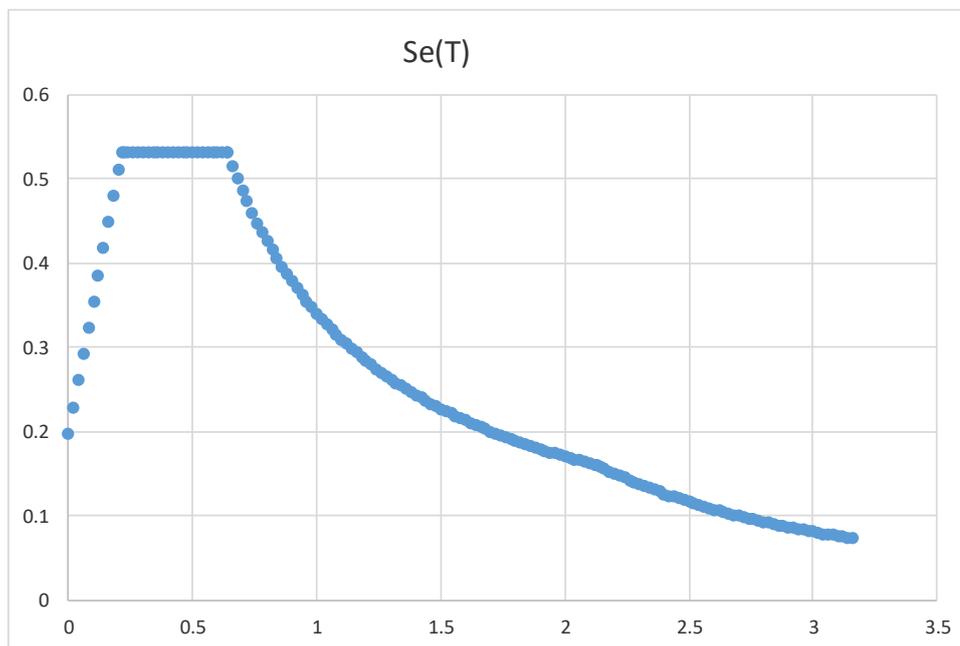
Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.130 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.702 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.487
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S <sub>T</sub>	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per ξ <> 5%	η	1.000

Tab.3.2.V	S <sub>s</sub>	C <sub>C</sub>	S <sub>s</sub>	C <sub>C</sub>
A	1.00	1.00		
B	1.20	1.27		
C	1.49	1.33		
D	1.80	1.79		
E	1.60	1.53	1.60	1.53

coefficiente amplificazione stratigrafica	S <sub>s</sub>	1.600
coefficiente di amplificazione	S	<b>1.600</b>
coefficiente categoria sottosuolo	C <sub>C</sub>	1.534
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T <sub>c</sub> / 3	T <sub>B</sub>	0.249 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C <sub>c</sub> * T*c	T <sub>C</sub>	0.747 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T <sub>D</sub>	2.120 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S <sub>s</sub> x S <sub>t</sub> x ag/g	ago,max	<b>0.208 g</b>

**SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV**



**Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare**

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito		$\beta$	<b>1.000</b>
$a_o = k_h = a_{g0,max} = S \times a_g/g$	valore $PGA \times$ scatolare	$a_o = k_h$	<b>0.2080 g</b>
$a_v = k_v = k_h / 2$	valore $PGA \times$ scatolare	$a_v = k_v$	<b>0.1040 g</b>

**Forze di inerzia (condizione SismaH)**

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	<b>20%</b>	
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	$F''^h$	<b>7.79 kN/m</b>	$(P_{ss}+P_b+P_r+\%PQ1) \times kb$
Forza orizzontale su singolo piedritto	$F''^h$	<b>3.12 kN/m<sup>2</sup></b>	$P_p \times kb$

**Forze di inerzia (condizione SismaV)**

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza verticale sulla soletta di copertura	$F''^v$	<b>3.89 kN/m<sup>2</sup></b>	$(P_{ss}+P_b+P_r+\%PQ1) \times kv$

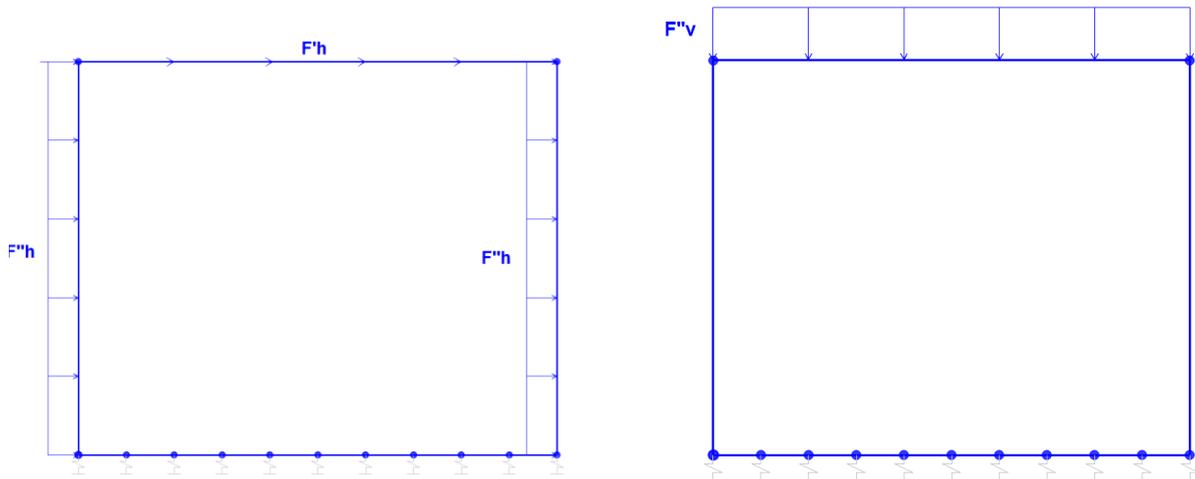


Figura 14. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

**Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSSDX e SPSSX)**

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	$qW$	<b>26.74 kN/m<sup>2</sup></b>	$(\%PQ1+G2p+\gamma r \times H_{tot}) \times (a_{g0,max})$
Forza concentrata nodo superiore piedritto	$QW_{sup}$	<b>6.68 kN</b>	$qW \times S_s / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	$QW_{inf}$	<b>8.02 kN</b>	$qW \times S_f / 2$

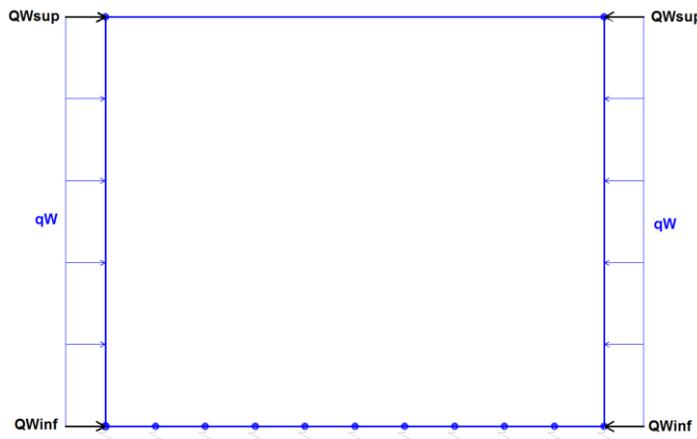
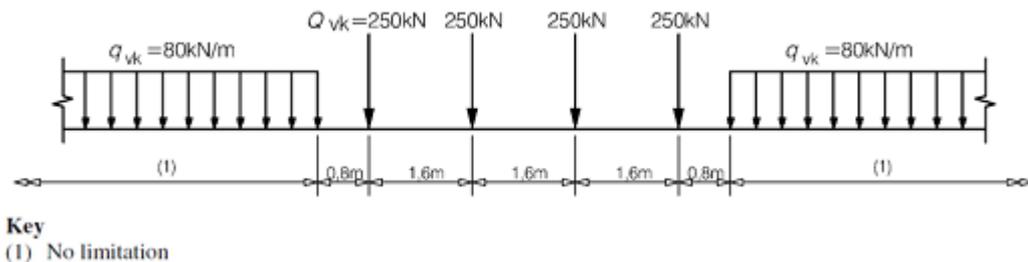


Figura 15. Condizione di carico SPSSDX e SPSSX da SAP2000

#### 4. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si da evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

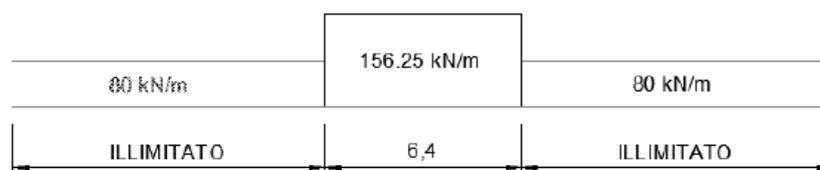
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



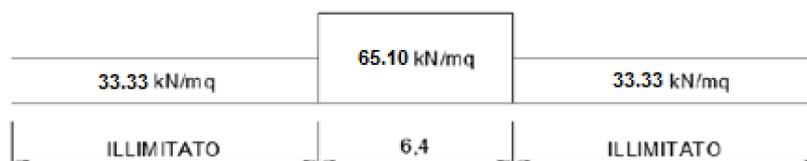
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a 2,40 m in quanto risulta cautelativo rispetto a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



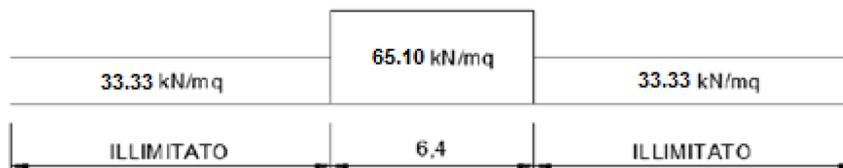
A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

**Fattore alfa ( $\alpha$ ) per la progettazione di strutture nuove**

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente  $\alpha$  è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$Ld = 2.4 + 0.40 / 4 * 2 = 2.60 \text{ m}$$

anziché:

$$Ld = 3.0 + 0.40 / 4 * 2 = 3.20 \text{ m}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente  $\alpha$  pari a 1.1 come indicato nel manuale di progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

$$- q_1 = 4 * 250 / 6.4 / 2.60 = 60.10 \text{ kN/m}^2$$

$$- q_2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

## 5. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata, In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

**Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte**

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 (LM 71"+SW/0)
≥3	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71"+SW/0)	-

<sup>(1)</sup> LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

**Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico**

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come  $Q_{ki}$ .

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $g$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	$d$	1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico  $g_r$  della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{r1}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$g_{r2}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$g_{r3}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete Sx	SPACCSX
Spinta del carico acc. (LM71) Sulla parete Dx	SPACCDX
Avviamento e frenatura	AVV
Variazione termica sulla soletta superiore	ENV_TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica Verticale	Sisma V
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX

La 4 condizioni di carico termiche:

$$\Delta T_{\text{uniforme}} = \pm 15^{\circ}$$

$$\Delta T_{\text{differenziale}} = \pm 5^{\circ}$$

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente involupate nella condizione ENV\_TERM, la quale viene impiegata nelle successive combinazioni di carico per massimizzare gli effetti termici.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza.

Combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni di carico SLU, SLV e SLE utilizzate. Nelle combinazioni si tiene conto sia della spinta delle terre SPTSX al 100% e SPTDX al 100% che del loro sbilanciamento con SPTSX al 100% e SPTDX al 60%, sbilanciamento concorde con il verso di AVV e SISMAH per massimizzare le caratteristiche di sollecitazione. Lo sbilanciamento è tenuto in conto nelle combinazioni tramite i coefficienti evidenziati in rosso, corrispondenti ai coefficienti della spinta SPTDX moltiplicati per il coefficiente di combinazione 0,60.

Sottopasso Pedonale: Relazione di calcolo

COMMESSA NN2G	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.06.B.0.001	REV. B	FOGLIO 27 di 65
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)													
	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu	12slu	13slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	1.35	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV	1.35	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	0	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)													
	14slu	15slu	16slu	17slu	18slu	19slu	20slu	21slu	22slu	23slu	24slu	25slu	26slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	0.6	0.6	0.6	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.6	0.6	0.6	0.6
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	1.35	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV	1.35	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	0	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Combinazioni di Carico Sismiche SLV								
	sh1	sh2	sh3	sh4	sv1	sv2	sv3	sv4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
AVV	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ENV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma H	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0

Combinazioni di Carico Sismiche SLV								
	sh5	sh6	sh7	sh8	sv5	sv6	sv7	sv8
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
ACCM	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
AVV	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ENV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma H	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.

Combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazioni di carico SLE						
	1sle	2sle	3sle	4sle	5sle	6sle
DEAD	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8	0.48	0.48	0.48
ACCM	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SPACCSX	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0
SPACCDX	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
AVV	-0.8	0.8	-0.8	-0.8	0.8	-0.8
ENV_TERM	-0.6	0.6	-0.6	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1	0	0	1

Oltre alle verifiche agli stati limite ultimi di tipo strutturale, sono prese in considerazione anche le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) di cui alle NTC2018, relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

## 6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

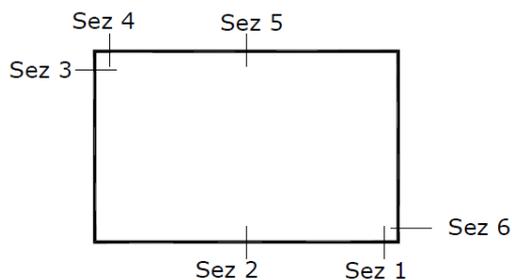
### 6.1. Inviluppo SLU/SLV

USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	351.5	276.6
1	0.56	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	356.8	184.5
1	0.56	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	268.5	184.5
1	1.12	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	279.9	91.3
1	1.12	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	188.8	91.3
1	1.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	200.1	23.7
1	1.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	137.7	23.7
1	2.24	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	149.0	-34.5
1	2.24	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	84.4	-34.5
1	2.80	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	95.8	-68.2
1	2.80	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	54.9	-68.2
1	3.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	63.3	-36.2
1	3.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	26.7	-36.2
1	3.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	35.1	6.4
1	3.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-6.5	6.4
1	4.48	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	1.9	58.3
1	4.48	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-69.1	58.3
1	5.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-60.7	198.1
1	5.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-139.9	198.1
1	5.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-136.0	289.6
1	0.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	122.4	-40.3
1	0.56	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	126.3	-125.3
1	0.56	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	61.5	-125.3
1	1.12	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	69.9	-233.5
1	1.12	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	11.2	-233.5
1	1.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	19.6	-276.1
1	1.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-16.0	-276.1
1	2.24	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-7.6	-281.4
1	2.24	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-56.1	-281.4
1	2.80	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-44.8	-258.8
1	2.80	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-111.4	-258.8
1	3.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-100.1	-259.9
1	3.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-163.1	-259.9
1	3.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-151.8	-246.1
1	3.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-211.5	-246.1
1	4.48	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-200.2	-196.2
1	4.48	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-285.4	-196.2
1	5.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-274.0	-111.8
1	5.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-354.6	-111.8
1	5.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-349.3	-75.5

Sottopasso Pedonale: Relazione di calcolo

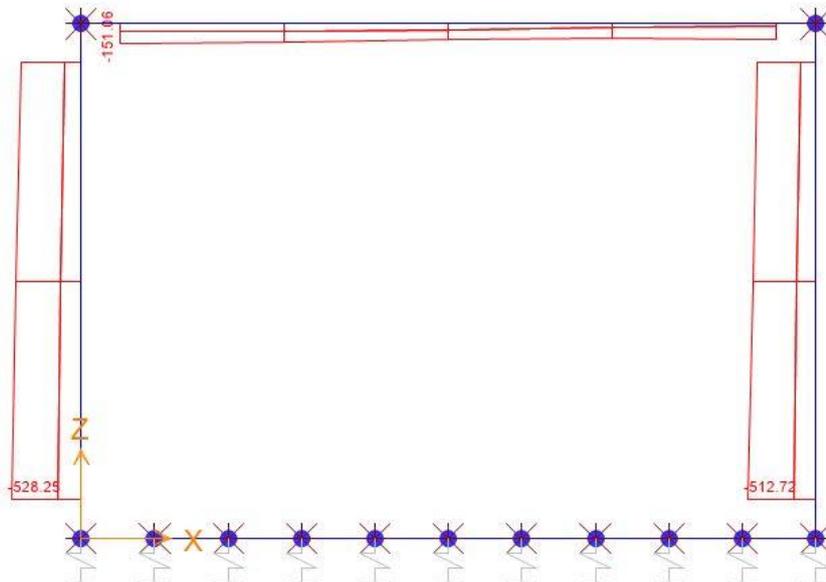
COMMESSA NN2G	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.06.B.0.001	REV. B	FOGLIO 31 di 65
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-117.6	-7.7	-16.9
2	1.98	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-142.7	58.3	24.1
2	3.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-167.9	204.3	29.7
2	0.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-444.9	-110.1	-313.6
2	1.98	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-478.8	-71.2	-179.6
2	3.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-512.7	-23.3	-327.6
3	0.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-55.5	-98.0	34.7
3	1.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-56.7	-30.1	252.9
3	2.80	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-43.5	37.8	338.1
3	4.05	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-30.0	205.7	251.3
3	5.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-16.4	382.8	-12.2
3	0.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-151.1	-398.4	-282.3
3	1.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-137.5	-221.2	11.3
3	2.80	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-123.9	-44.1	73.8
3	4.05	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-112.5	34.4	0.7
3	5.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-118.4	90.6	-221.2
4	0.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-127.8	143.4	364.3
4	1.98	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-152.9	96.0	167.3
4	3.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-178.0	18.8	317.9
4	0.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-460.4	35.9	-15.8
4	1.98	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-494.3	-60.4	-1.9
4	3.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-528.3	-195.8	6.4

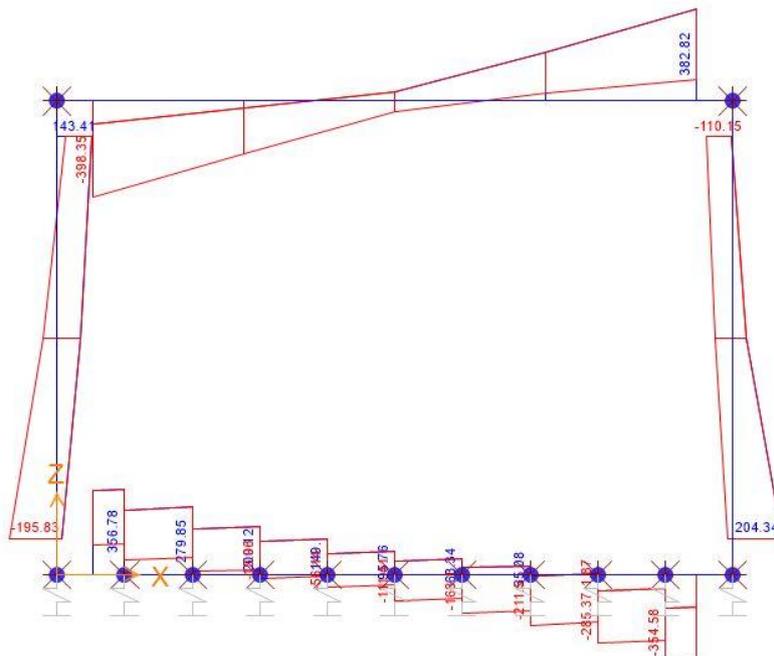


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	356.8	289.6
02	0.0	0.0	281.4
03	-117.6	204.3	364.3
04	0.0	398.4	282.3
05	0.0	0.0	338.1
06	-167.9	204.3	327.6

*Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV*



*Sforzo normale*



*Taglio*

Sottopasso Pedonale: Relazione di calcolo

COMMESSA  
**NN2G**

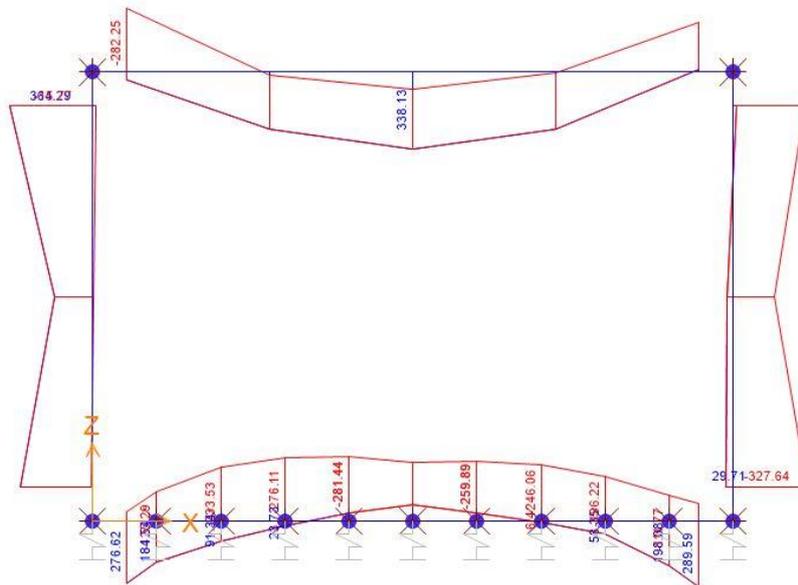
LOTTO  
0 0 D 78

CODIFICA  
CL

DOCUMENTO  
FV.06.B.0.001

REV.  
B

FOGLIO  
33 di 65



*Momento Flettente*

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

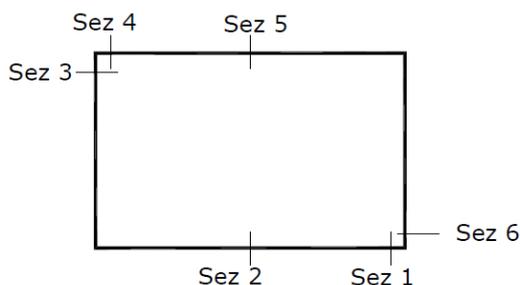
6.2. *Inviluppo SLE (rara)*

USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.3	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	208.2	163.1
1	0.56	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	212.1	108.4
1	0.56	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	158.5	108.4
1	1.12	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	166.8	17.3
1	1.12	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	111.2	17.3
1	1.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	119.6	-47.3
1	1.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	81.3	-47.3
1	2.24	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	89.7	-95.0
1	2.24	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	50.0	-95.0
1	2.8	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	58.4	-111.9
1	2.8	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	17.1	-111.9
1	3.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	25.5	-106.4
1	3.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-18.1	-106.4
1	3.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-9.7	-74.4
1	3.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-56.6	-74.4
1	4.48	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-48.2	-22.8
1	4.48	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-124.5	-22.8
1	5.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-116.1	59.3
1	5.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-199.4	59.3
1	5.3	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-195.5	112.4
1	0.3	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	201.5	55.3
1	0.56	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	205.4	2.3
1	0.56	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	132.7	2.3
1	1.12	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	141.1	-74.4
1	1.12	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	71.9	-74.4
1	1.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	80.3	-117.0
1	1.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	36.4	-117.0
1	2.24	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	44.8	-139.7
1	2.24	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	2.6	-139.7
1	2.8	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	11.0	-146.9
1	2.8	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-30.4	-146.9
1	3.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-22.0	-158.8
1	3.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-63.3	-158.8
1	3.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-54.9	-151.0
1	3.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-96.4	-151.0
1	4.48	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-88.0	-121.7
1	4.48	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-150.8	-121.7
1	5.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-142.4	-54.3
1	5.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-207.9	-54.3
1	5.3	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-204.0	-2.9

Sottopasso Pedonale: Relazione di calcolo

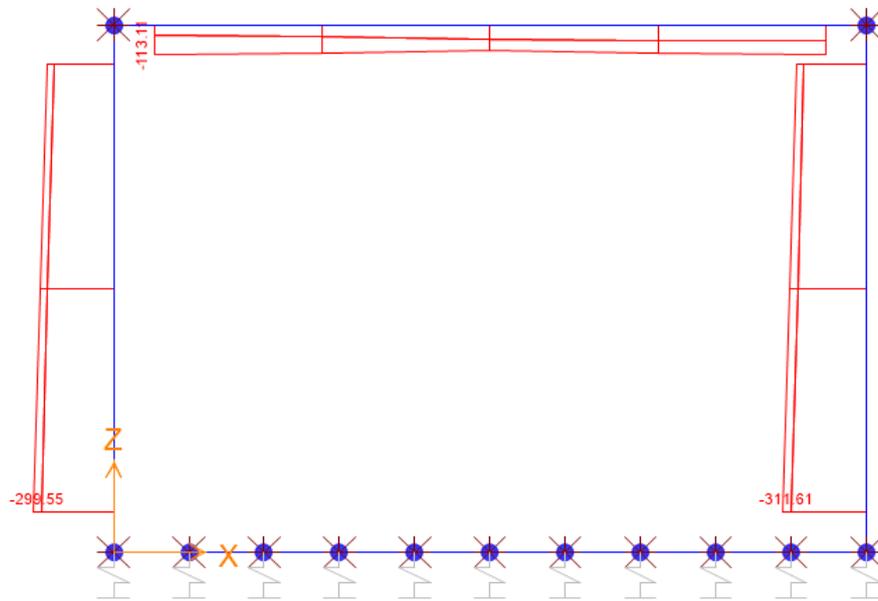
COMMESSA <b>NN2G</b>	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.06.B.0.001	REV. B	FOGLIO 35 di 65
-------------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-231.5	-47.3	-106.9
2	1.975	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-256.6	6.6	-63.0
2	3.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-281.7	91.4	-49.3
2	0.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-261.4	-100.1	-199.4
2	1.975	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-286.5	-47.2	-82.5
2	3.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-311.6	12.9	-142.3
3	0.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-38.0	-183.1	-29.0
3	1.55	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-45.5	-81.1	144.1
3	2.8	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-53.0	21.0	192.7
3	4.05	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-60.5	123.0	117.9
3	5.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-61.1	225.1	-62.3
3	0.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-113.1	-213.0	-130.1
3	1.55	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-105.6	-111.0	72.3
3	2.8	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-98.1	-8.9	147.3
3	4.05	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-105.6	93.1	60.4
3	5.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-113.1	195.2	-157.2
4	0.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-219.4	98.3	166.8
4	1.975	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-244.5	27.8	74.5
4	3.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-269.7	-72.5	183.3
4	0.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-249.3	27.1	73.4
4	1.975	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-274.4	-27.9	54.7
4	3.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-299.5	-128.1	90.3

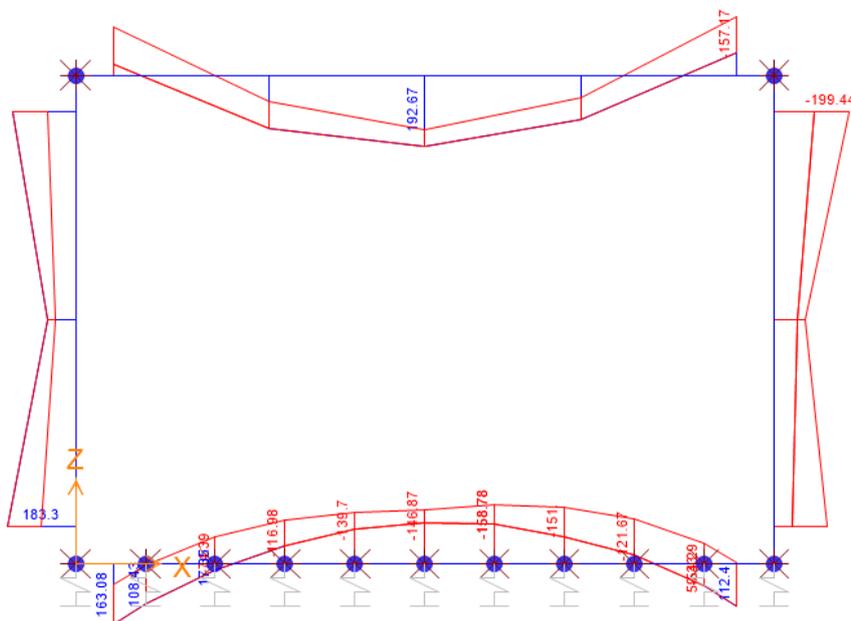


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	212.1	163.1
02	0.0	0.0	158.8
03	-219.4	128.1	199.4
04	0.0	225.1	157.2
05	0.0	0.0	192.7
06	-269.7	128.1	183.3

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



*Sforzo normale*



*Momento Flettente*

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

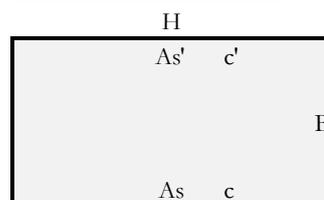
## 7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

Sottopasso - Fermata ASI

Sezione n° 01

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	289.6 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	356.8 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	18	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante 2545 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim. 0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2545 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2545 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	163.1 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.55 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.40 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.75 fyk	

**Geometria della Sezione:**

**Dati di Output:**
**SLU - Momento e Taglio resistenti**

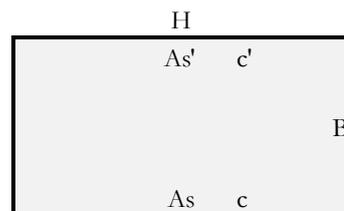
<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	81%
Mrd	Momento ultimo resistente	498 kNm	Coeff.Sfrutt.	58%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	250 kN	Coeff.Sfrutt.	143%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528 kN		68%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	
<b>SLE - Tensioni e ampiezza fessure</b>				
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-29 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	135 Mpa	Coeff.Sfrutt.	40%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	22%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	195 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt.	81%

## Sottopasso - Fermata ASI

## Sezione n°. 02

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	281.4 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	18	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	2545 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2545 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2545 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	158.8 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.55 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.40 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.75 fyk	

**Geometria della Sezione:**

**Dati di Output:**
**SLU - Momento e Taglio resistenti**

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	79%
Mrd	Momento ultimo resistente	498 kNm	Coeff.Sfrutt.	57%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	250 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

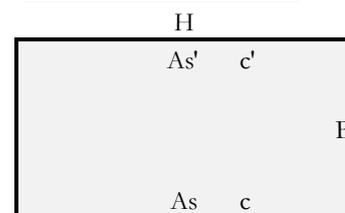
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-28 Mpa	Coeff.Sfrutt.	8%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	131 Mpa	Coeff.Sfrutt.	39%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	21%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	195 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt.	79%

## Sottopasso - Fermata ASI

## Sezione n° 03

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	530 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-117.6 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	364.3 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	204.3 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	18		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	2545 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	2545 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	2545 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm		
s. Staffe	Passo staffe	200 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131 mmq/m	11.31 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	199.4 kNm		
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-219.4 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.55 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.40 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.75 fyk		

**Geometria della Sezione:**

**Dati di Output:**
**SLU - Momento e Taglio resistenti**

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	75%
Mrd	Momento ultimo resistente	525 kNm	Coeff.Sfrutt.	69%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	265 kN	Coeff.Sfrutt.	77%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528 kN	Coeff.Sfrutt.	39%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

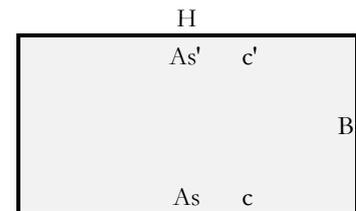
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-43 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	125 Mpa	Coeff.Sfrutt.	37%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	28%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	219 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.15 mm	Coeff.Sfrutt.	75%

## Sottopasso - Fermata ASI

## Sezione n°. 04

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	282.3 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	398.4 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante 3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim. 0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	157.2 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.55 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.40 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.75 fyk	

**Geometria della Sezione:**

**Dati di Output:**
**SLU - Momento e Taglio resistenti**

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	93%
Mrd	Momento ultimo resistente	483 kNm	Coeff.Sfrutt.	58%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	243 kN	Coeff.Sfrutt.	164%
Vrd	Taglio ultimo resistente	428 kN	Coeff.Sfrutt.	93%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

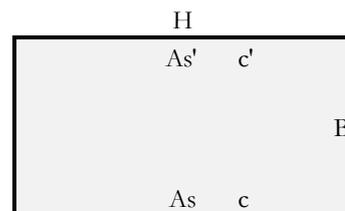
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-33 Mpa	Coeff.Sfrutt.	10%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	133 Mpa	Coeff.Sfrutt.	39%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	27%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	142 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.14 mm	Coeff.Sfrutt.	72%

## Sottopasso - Fermata ASI

## Sezione n°. 05

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	338.1 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	192.7 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.55 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.40 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.75 fyk	

**Geometria della Sezione:**

**Dati di Output:**
**SLU - Momento e Taglio resistenti**

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	98%
Mrd	Momento ultimo resistente	483 kNm	Coeff.Sfrutt.	70%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	243 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	428 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-41 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	163 Mpa	Coeff.Sfrutt.	48%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	33%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	142 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.20 mm	Coeff.Sfrutt.	98%

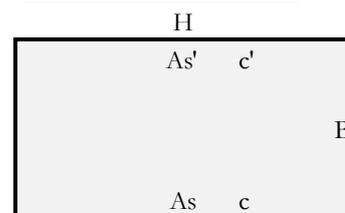
Sottopasso - Fermata ASI

Sezione n° 06

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-167.9 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	327.6 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	204.3 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	18	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	2545 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2545 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2545 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	183.3 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-269.7 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.55 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.40 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.75 fyk	

**Geometria della Sezione:**



**Dati di Output:**

**SLU - Momento e Taglio resistenti**

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	62%
Mrd	Momento ultimo resistente	537 kNm	Coeff.Sfrutt.	61%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	272 kN	Coeff.Sfrutt.	75%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528 kN	Coeff.Sfrutt.	39%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-41 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	103 Mpa	Coeff.Sfrutt.	30%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	26%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	224 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.12 mm	Coeff.Sfrutt.	62%

Si riportano i coefficienti di sfruttamento nelle sezioni notevoli per le verifiche SLU/SLV/SLE:

<b>SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:</b>							
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ04	SEZ05	SEZ06
SLU	Med/Mrd	<b>58%</b>	<b>57%</b>	<b>69%</b>	<b>58%</b>	<b>70%</b>	<b>61%</b>
SLU	Ved/Vrd	<b>68%</b>	<b>0%</b>	<b>39%</b>	<b>93%</b>	<b>0%</b>	<b>39%</b>
SLE	(sigse/sigsr)s	<b>9%</b>	<b>8%</b>	<b>13%</b>	<b>10%</b>	<b>12%</b>	<b>12%</b>
SLE	(sigse/sigsr)i	<b>40%</b>	<b>39%</b>	<b>37%</b>	<b>39%</b>	<b>48%</b>	<b>30%</b>
SLE	(sigce/sigcr)s	<b>22%</b>	<b>21%</b>	<b>28%</b>	<b>27%</b>	<b>33%</b>	<b>26%</b>
SLE	wk/wklim	<b>81%</b>	<b>79%</b>	<b>75%</b>	<b>72%</b>	<b>98%</b>	<b>62%</b>
	MAX	<b>81%</b>	<b>79%</b>	<b>75%</b>	<b>93%</b>	<b>98%</b>	<b>62%</b>
	MAX	<b>98%</b>					

I coefficienti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

## 8. VERIFICHE GEOTECNICHE

### 8.1. Base reaction

Le "base reaction" sono la risultante delle reazioni delle molle per ogni singola combinazione di carico:

<b>TABLE: Base Reactions</b>			
<b>OutputCase</b>	<b>GlobalFZ</b>	<b>GlobalFX</b>	<b>GlobalMY</b>
Text	KN	KN	KN-m
SLU01	1093.83	31.37	67.46
SLU01	1093.83	31.37	67.46
SLU02	1093.83	2.84	11.23
SLU02	1093.83	2.84	11.23
SLU03	1093.83	2.84	11.23
SLU03	1093.83	2.84	11.23
SLU04	1093.83	92.53	155.09
SLU04	1093.83	92.53	155.09
SLU05	1093.83	31.37	67.46
SLU05	1093.83	31.37	67.46
SLU06	665.66	28.53	56.23
SLU06	665.66	28.53	56.23
SLU07	1093.83	92.53	155.09
SLU07	1093.83	92.53	155.09
SLU08	472.42	89.69	143.86
SLU08	472.42	89.69	143.86
SLU09	1093.83	89.69	143.86
SLU09	1093.83	89.69	143.86
SLU10	1093.83	-89.69	-143.86
SLU10	1093.83	-89.69	-143.86
SLU11	1008.20	-38.33	-42.64
SLU11	1008.20	-38.33	-42.64
SLU12	1008.20	-38.33	-42.64
SLU12	1008.20	-38.33	-42.64
SLU13	965.38	-38.35	-37.04
SLU13	965.38	-38.35	-37.04
SH1	538.28	-180.77	-443.31
SH1	538.28	-180.77	-443.31
SH2	524.67	-180.77	-443.31
SH2	524.67	-180.77	-443.31
SH3	538.28	59.88	26.68
SH3	538.28	59.88	26.68
SH4	524.67	59.88	26.68
SH4	524.67	59.88	26.68
SV1	508.79	-51.20	-126.48
SV1	508.79	-51.20	-126.48
SV2	554.15	-51.20	-126.48
SV2	554.15	-51.20	-126.48

Sottopasso Pedonale: Relazione di calcolo

COMMESSA NN2G	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.06.B.0.001	REV. B	FOGLIO 45 di 65
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

SV3	508.79	20.99	14.52
SV3	508.79	20.99	14.52
SV4	554.15	20.99	14.52
SV4	554.15	20.99	14.52
SLU14	1093.83	-38.52	-32.68
SLU14	1093.83	-38.52	-32.68
SLU15	1093.83	-67.05	-88.92
SLU15	1093.83	-67.05	-88.92
SLU16	1093.83	-67.05	-88.92
SLU16	1093.83	-67.05	-88.92
SLU17	1093.83	-1.83	19.89
SLU17	1093.83	-1.83	19.89
SLU18	1093.83	-62.99	-67.73
SLU18	1093.83	-62.99	-67.73
SLU19	665.66	-65.83	-78.96
SLU19	665.66	-65.83	-78.96
SLU20	1093.83	-1.83	19.89
SLU20	1093.83	-1.83	19.89
SLU21	472.42	-4.67	8.67
SLU21	472.42	-4.67	8.67
SLU22	1093.83	-4.67	8.67
SLU22	1093.83	-4.67	8.67
SLU23	1093.83	-159.59	-244.00
SLU23	1093.83	-159.59	-244.00
SLU24	1008.20	-108.23	-142.78
SLU24	1008.20	-108.23	-142.78
SLU25	1008.20	-108.23	-142.78
SLU25	1008.20	-108.23	-142.78
SLU26	965.38	-108.24	-137.18
SLU26	965.38	-108.24	-137.18
SV5	508.79	-121.10	-226.62
SV5	508.79	-121.10	-226.62
SV6	554.15	-121.10	-226.62
SV6	554.15	-121.10	-226.62
SV7	508.79	-48.90	-85.63
SV7	508.79	-48.90	-85.63
SV8	554.15	-48.90	-85.63
SV8	554.15	-48.90	-85.63
SH5	538.28	-250.66	-543.45
SH5	538.28	-250.66	-543.45
SH6	524.67	-250.66	-543.45
SH6	524.67	-250.66	-543.45
SH7	538.28	-10.02	-73.47
SH7	538.28	-10.02	-73.47
SH8	524.67	-10.02	-73.47
SH8	524.67	-10.02	-73.47

Le terne di sollecitazioni N-H-M utilizzate nelle verifiche sono le seguenti, involuppate per combinazioni SLU e per combinazioni SLV:

<b>SLU</b>	
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>1093.83</b> kN/m
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>472.42</b> kN/m
<b>H<sub>max</sub></b>	<b>159.59</b> kN/m
<b>M<sub>max</sub></b>	<b>244.00</b> kNm/m

<b>SLV</b>	
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>554.15</b> kN/m
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>508.79</b> kN/m
<b>H<sub>max</sub></b>	<b>250.66</b> kN/m
<b>M<sub>max</sub></b>	<b>543.45</b> kNm/m

Le terne di sollecitazioni sopra elencate sono utilizzate a seguire per le verifiche geotecniche GEO a carico limite e a scorrimento secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) di cui al punto 6.4.2.1 delle NTC2018.

Le caratteristiche geometriche e i coefficienti utilizzati nelle verifiche geotecniche vengono di seguito riportati:

$D$  = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

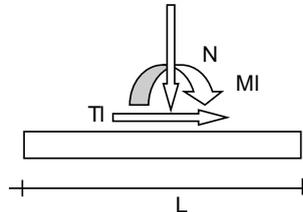
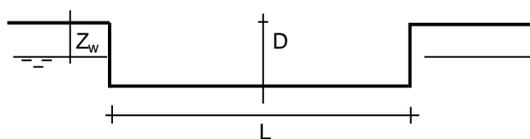
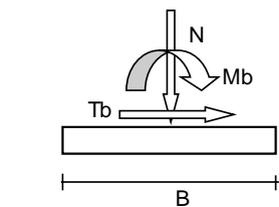
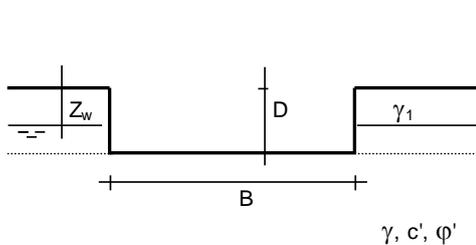
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

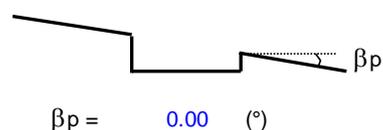
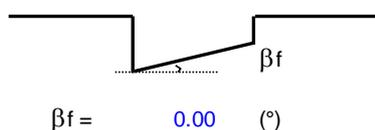
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

$B = 6.20$  (m)  
 $L = 100.00$  (m)  
 $D = 5.70$  (m)



Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula trinomia, in termini di tensioni efficaci in quanto data la natura del terreno non possono verificarsi condizioni non drenate:

**CONDIZIONI DRENATE (TENSIONI EFFICACI):**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

- Verifiche per combinazioni in fase statica e verifiche per combinazione in fase sismica;
- Verifiche in condizioni drenate e verifiche in condizioni non drenate (in presenza di falda);
- Verifiche per sforzo normale minimo e verifiche per sforzo normale massimo.

## 8.2. Verifiche SLU in condizioni drenate

- **SLU-Nmin:**

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	472.42		472.42
Mb [kNm]	244.00		244.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	159.59		159.59
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	159.59	0.00	159.59

### Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

### Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 34.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

### Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 34.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

### Profondità della falda

$$Z_w = 14.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.52 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.17 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

### q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 108.30 \quad (\text{kN/mq})$$

### $\gamma$ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

### Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 29.44$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 42.16$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 41.06$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan(\varphi') / L$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1.00$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg(\varphi')))^m$$

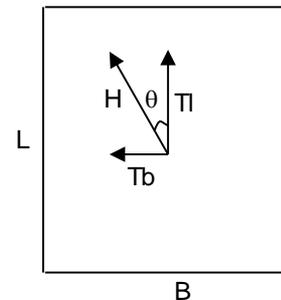
$$i_q = 0.44$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.42$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg(\varphi')))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.29$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2 / B$

per  $D/B > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2) \cdot \arctan(D / B)$

$$d_q = 1.37$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$d_c = 1.38$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \quad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = \quad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \quad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = \quad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = \quad 2023.36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \quad 91.43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 879.72 \geq q = 91.43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 159.59 \text{ (kN)}$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 318.65 \text{ (kN)}$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 289.68 \geq H_d = 159.59 \text{ (kN)}$$

- SLU-Nmax:

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1093.83		1093.83
Mb [kNm]	244.00		244.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	159.59		159.59
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	159.59	0.00	159.59

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 34.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 34.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 14.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.22 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.75 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 108.30 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 29.44$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 42.16$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 41.06$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1.00$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

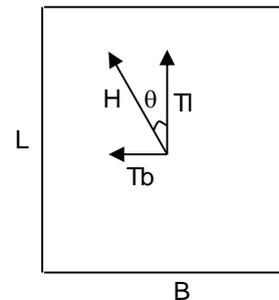
$$i_q = 0.73$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.72$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.62$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.37$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.38$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c$ ,  $b_q$ ,  $b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c$ ,  $g_q$ ,  $g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 3420.71 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 190.10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 1487.27 \geq q = 190.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 159.59 \text{ (kN)}$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 737.80 \text{ (kN)}$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 670.73 \geq H_d = 159.59 \text{ (kN)}$$

### 8.3. Verifiche SLV in condizioni drenate

- SLV-Nmin:

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	508.79		508.79
Mb [kNm]	543.45		543.45
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	250.66		250.66
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	250.66	0.00	250.66

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 34.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 34.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 14.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1.07 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 4.06 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q** : sovraccarico alla profondità D

$$q = 108.30 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$**  : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, Ny** : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 29.44$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 42.16$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 41.06$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1.00$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^m$$

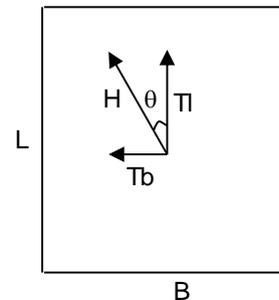
$$i_q = 0.26$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.23$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.13$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B$

per  $D/B > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B)$

$$d_q = 1.37$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.38$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1172.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 125.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 509.62 \geq q = 125.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 250.66 \text{ (kN)}$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 343.19 \text{ (kN)}$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 311.99 \geq H_d = 250.66 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax:

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	554.15		554.15
Mb [kNm]	543.45		543.45
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	250.66		250.66
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	250.66	0.00	250.66

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 19.00$  (kN/mc)

$\gamma = 19.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)

$\varphi' = 34.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)

$\varphi' = 34.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 14.00$  (m)

$e_B = 0.98$  (m)

$e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 4.24$  (m)

$L^* = 1.00$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 108.30$  (kN/mq)

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  (kN/mc)

**Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante**

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 29.44$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 42.16$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 41.06$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1.00$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroiforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^m$$

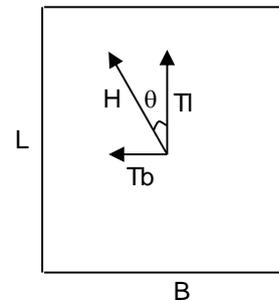
$$i_q = 0.30$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.28$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.16$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B$

per  $D/B > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B)$

$$d_q = 1.37$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.38$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1370.60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 130.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 595.91 \geq q = 130.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 250.66 \text{ (kN)}$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 373.78 \text{ (kN)}$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 339.8 \geq H_d = 250.66 \text{ (kN)}$$

#### 8.4. Tabella verifiche geotecniche GEO

I coefficienti di sfruttamento che si ottengono per le verifiche geotecniche GEO sono i seguenti:

<b>VERIFICHE GEO</b>			
	<b>Q<sub>lim</sub></b>	<b>Scorr</b>	<b>Esito</b>
SLU-CD_Nmin	10%	55%	OK
SLU-CD_Nmax	13%	24%	OK
SLV-CD_Nmin	25%	80%	OK
SLV-CD_Nmax	22%	74%	OK

#### 8.5. Sollevamento per galleggiamento UPL

La quota della falda è al disotto del piano di imposta del sottopasso per cui non necessitano le verifiche di sollevamento per galleggiamento (UPL) di cui al punto 6.2.4.2 delle NTC 2018.