

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

FABBRICATI STAZIONE

FV03 - Stazione di Lercara dir - km 29+147

Relazione di calcolo fondazioni pensiline

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	FV0300	013	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. INTEGRA	Maggio 2020	F. COPPINI	Maggio 2020	A. BARBECA	Maggio 2020	F. COPPINI	Maggio 2020

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dir. Ing. Francesco Giamberini
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 25372/Str.

File: RS3Z00D26CLFV0300013A

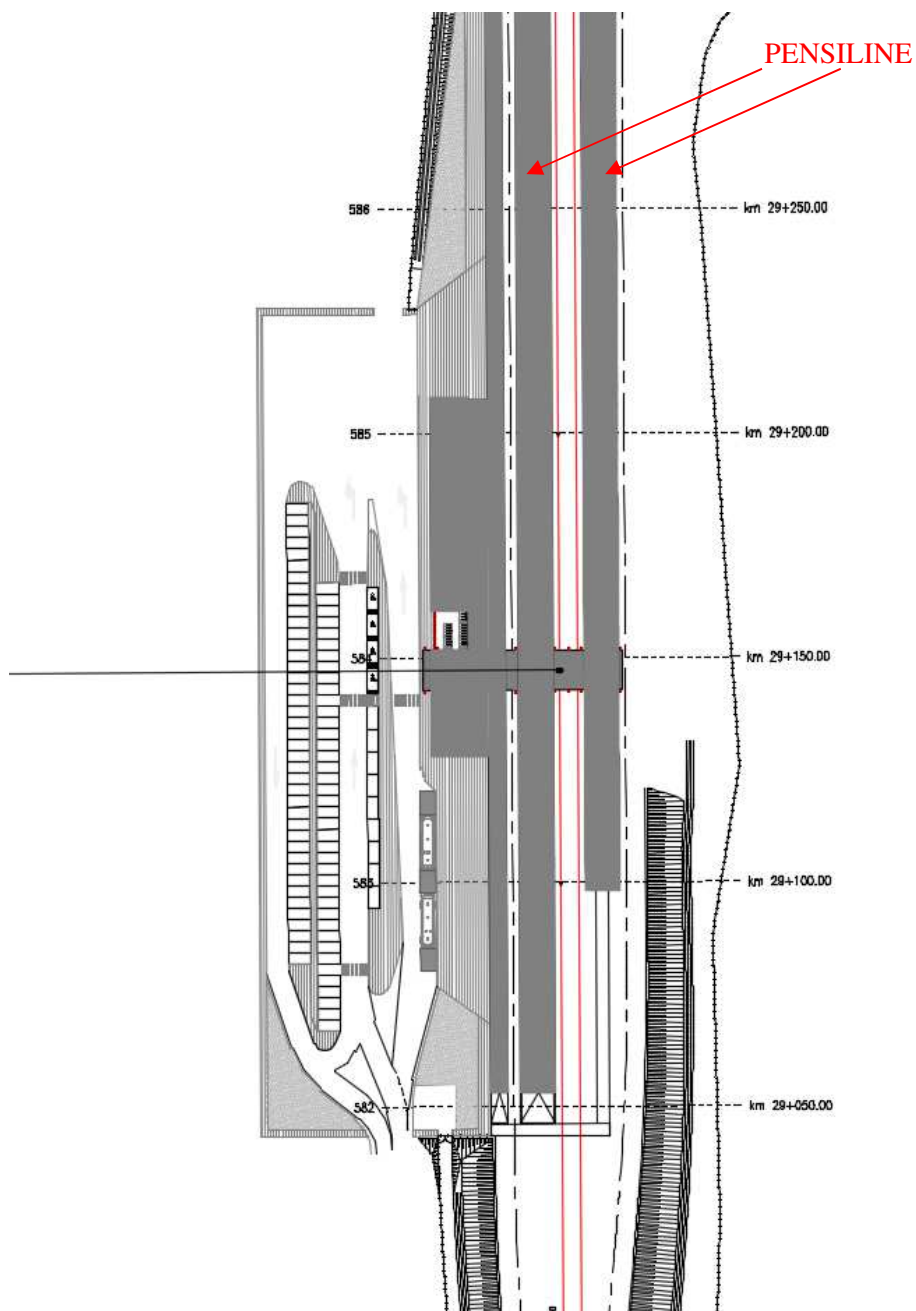
n. Elab.:

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	4
3.1	STRUTTURE DI FONDAZIONE.....	4
3.1.1	<i>CALCESTRUZZO</i>	4
3.1.1	<i>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</i>	4
3.2	STRUTTURE IN ELEVAZIONE.....	5
3.2.1	<i>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</i>	5
4.	ANALISI DEI CARICHI	6
5.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	6
6.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	9
7.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	9
8.	VERIFICA GEOTECNICA DELLA FONDAZIONE	10
8.1	AZIONI TRASFERITE DALLA SOVRASTRUTTURA	11
8.2	VERIFICHE PER CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE	13
8.2.1	<i>CONDIZIONE DI N_{max}</i>	14
8.2.1	<i>CONDIZIONE DI M_{max}</i>	16
8.3	CALCOLO DEL CEDIMENTO.....	18

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di natura geotecnica della pensilina della stazione di Lercara Diramazione, nell'ambito del raddoppio della tratta ferroviaria Fiumetorto - Lercara (prog. km 29+147 - LS PA-CT km 76+576.85).





PROGETTO DEFINITIVO

**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA–CATANIA–PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA
DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2**

Relazione di calcolo fondazioni pensiline

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300013	A	2 di 20

La struttura è sorretta da montanti verticali in acciaio del tipo HEB 340 di altezza pari a 5.12m.

Tali montanti sono disposti a coppia in direzione trasversale con un interasse di 2.95m, mentre in direzione longitudinale l'interasse è pari a 5m.

La copertura è sorretta in direzione trasversale da travi del tipo IPE 300 di lunghezza 7.6m, con degli sbalzi dall'asse dei pilastri, su ciascun lato, di 2.325m.

Le suindicate travi sono poste in corrispondenza dei pilastri.

Il collegamento delle suindicate travi in direzione longitudinale è assicurato da n.5 IPE 240.

Il collegamento tra ciascun pilastro in direzione longitudinale è assicurato da n.2 UPN 300.

La struttura è fondata su una platea di larghezza 4.0m ed altezza 0.7m.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- DM 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP: *istruzioni per l’applicazione delle NTC 2018*;
- RFICTCSIMAIIFS001_C: *Manuale di progettazione delle opere civili, 21/12/2018*
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE

3.1.1 CALCESTRUZZO

Classe C25/30

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 24,9 \cdot 0,85 / 1,5 = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione: XC2 (condizioni ambientali ordinarie)

Per gli elementi strutturali della fondazione si assume un copriferro pari a:

elementi monodimensionali: 40 mm (valutato al netto della staffa)

elementi bidimensionali: 35 mm (valutato al netto della staffa).

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 4.1.IV delle NTC 2018, assumendo di trovarsi in condizioni ambientali ordinarie (vedi Tab. 4.1.III NTC 2018) con armatura poco sensibile; i limiti adottati per la verifica nei confronti di tale stato limite sono riportati di seguito:

combinazione delle Azioni Frequente: $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$

combinazione delle Azioni Quasi Permanente: $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$

3.1.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio

B450C

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2;$$

tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2;$$

resistenza di calcolo a trazione

$$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2;$$

modulo elastico

$$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2.$$

3.2 STRUTTURE IN ELEVAZIONE

3.2.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

S355:

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

4. ANALISI DEI CARICHI

Per l'analisi dei carichi della struttura si rimanda al §4 dell'elaborato RS3Z00D26CLFV0300005.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:

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

- Combinazione caratteristica (rara):

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

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali dei carichi variabili sono pari a:

	Accidentale copertura	Vento	Neve
ψ_0	0.0	0.6	0.5
ψ_1	0.0	0.2	0.2
ψ_2	0.0	0.0	0.0

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si adotta l'Approccio Progettuale 2, in cui si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I delle NTC 2018, di seguito riportata.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche agli SLU

Azione		Coefficiente γ_F	A1 STR	A2 GEO
Carichi Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevoli		1,30	1,00
Carichi Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30
Carichi Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30

In accordo ai coefficienti delle precedenti tabelle sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni allo SLU

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Vento + effetti aerodinamici	Neve
SLU STR 1	1.3	1.5	1.5	0.9	0.75
SLU STR 2	1.3	1.5	0	1.5	0.75
SLU STR 3	1.3	1.5	0	0.9	1.5

Ciascuna delle suindicate combinazioni è da intendersi doppia: passaggio di un treno (effetti aerodinamici su un lato) e passaggio di due treni (effetti aerodinamici su due lati)

Combinazioni allo SLE RARA

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Vento + effetti aerodinamici	Neve
SLE RARA 1	1	1	1	0.6	0.5
SLU RARA 2	1	1	0	1	0.5
SLU RARA 3	1	1	0	0.6	1

Ciascuna delle suindicate combinazioni è da intendersi doppia: passaggio di un treno (effetti aerodinamici su un lato) e passaggio di due treni (effetti aerodinamici su due lati)

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Vento + effetti aerodinamici	Neve
SLE FREQ. 1	1	1	0	0.2	0
SLE FREQ. 2	1	1	0	0	0.2

La combinazione FREQ.1 è da intendersi doppia: passaggio di un treno (effetti aerodinamici su un lato) e passaggio di due treni (effetti aerodinamici su due lati)

Combinazioni allo SLE QUASI PERMANENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Vento + effetti aerodinamici	Neve
SLE Q.P. 1	1	1	0	0	0

6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la modellazione della struttura si rimanda al §6 dell'elaborato RS3Z00D26CLFV0300005.

7. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

L'opera in esame ricade nella zona 3 individuata lungo il tracciato.

I parametri geotecnici di riferimento sono i seguenti:

ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]			Cu [kPa]			c' [kPa]		Vs [m/s]			Vs,eq [m/s]	Categoria di sottosuolo	G ₀ [MPa]			Ei/Eu [MPa]		Ei [MPa]	
					max	min	di prog.	max	min	di prog.	di prog.	max	min	di prog.	max			min	di prog.	di prog.	di prog.	di prog.		
3	2SR03	da 0 a 17m	C	22	35	29	25	147	29	100	42	265	155	155	363	B	143	49	70	80	61			
		da 17m a 31m	Sb,1	22	35	35	35	0	0	0	0	420	263	263	363	B	359	141	150	130	130			
		da 31m in poi	Sb,2	22	35	35	35	0	0	0	0	420	263	263	363	B	359	141	200	173	173			

Per i dettagli si rimanda ai seguenti elaborati:

Relazione geotecnica generale linea ferroviaria

RS3Z00D26GEOC0000001

Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 1/2

RS3Z00D26F7OC0000001

Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 2/2

RS3Z00D26F7OC0000002

8. VERIFICA GEOTECNICA DELLA FONDAZIONE

In questo capitolo sono riportate le verifiche geotecniche allo stato limite ultimo del sistema terreno-fondazione.

Tale verifica, secondo quanto riportato al §6.4.2.1 delle NTC-18, “[...] *Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall’Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_k non deve essere portato in conto.*”

Per quanto riguarda i coefficienti sulle azioni si è fatto riferimento alla tab. 6.2.I delle NTC-18 (§6.2.4.1.1), mentre relativamente ai coefficienti sui parametri geotecnici si è fatto riferimento alla tabella 6.2.II delle NTC-18.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_E (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Nel caso in esame, trattandosi di fondazioni superficiali, le verifiche eseguite sono conformi a quanto richiesto dalle **NTC-18** al §6.4.2.1, in particolare è stato verificato il seguente meccanismo di collasso:

- Collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno;

Il rispetto del precedente stato limite è stato verificato secondo l’Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3).

In particolare i coefficienti di combinazione delle azioni esterne (A1) coincidono con quelli impiegati nelle combinazioni STR con cui sono state fatte le verifiche strutturali, i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari (tab. 6.2.II NTC-18) e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti (R3) riportati nella tab. 6.4.I delle NTC-18 (§6.4.2.1), in particolare:

collasso per carico limite della fondazione, $\gamma_R = 2.3$

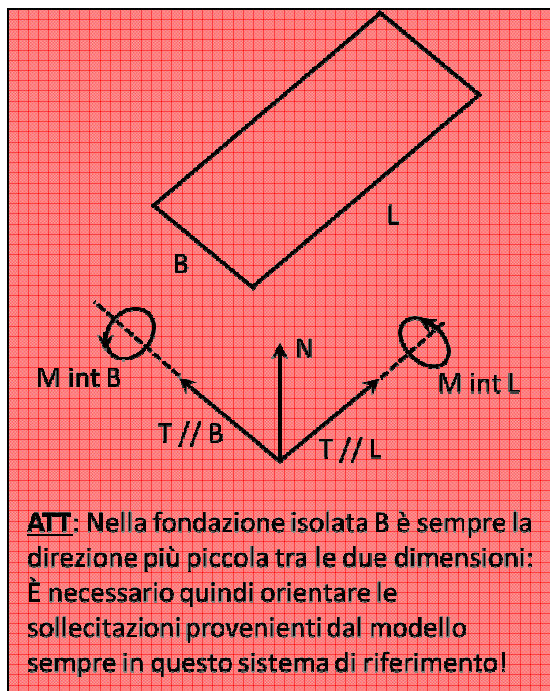
Di seguito si riporta un estratto della tab. 6.4.I delle NTC-18.

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

8.1 AZIONI TRASFERITE DALLA SOVRASTRUTTURA

Nelle verifiche si assume la seguente convenzione:



Facendo riferimento alle reazioni vincolari del modello SAP della sovrastruttura si a:

M1: momento con vettore attorno all'asse X

M2: momento con vettore attorno all'asse Y

F1: forza orizzontate secondo X

F2: forza orizzontale secondo Y

F3: forza verticale

B = 4.0m

L = 5.0m

il momento M1 coincide con il momento intorno a B e la forza F1 con la forza parallela a B

il momento M2 coincide con il momento intorno a L e la forza F2 con la forza parallela a L

Nelle verifiche sono stati considerati i seguenti casi:

SLU 1, SLU2, SLU3 (riferite sia al passaggio di 1 treno che di 2 treni).

Le reazioni dei due nodi di incastro derivanti dal modello di calcolo sono state sommate per ricondurle al baricentro della fondazione. In particolare le azioni verticali dei due montanti sono stati ricondotti al baricentro della fondazione considerando i relativi momenti di trasporto (M2 trasporto).

Reazioni modello:

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLU1_1Treno	-6.3	0.0	66.4	0.0	-9.9	0.0
1	SLU2_1Treno	-5.3	0.0	57.2	0.0	-8.1	0.0
1	SLU3_1Treno	-5.8	0.0	62.3	0.0	-9.2	0.0
1	SLU1_2Treni	-6.6	0.0	67.2	0.0	-10.6	0.0
1	SLU2_2Treni	-5.8	0.0	58.5	0.0	-9.4	0.0
1	SLU3_2Treni	-6.2	0.0	63.1	0.0	-9.9	0.0
3	SLU1_1Treno	6.3	0.0	63.4	0.0	10.3	0.0
3	SLU2_1Treno	5.3	0.0	52.2	0.0	8.9	0.0
3	SLU3_1Treno	5.8	0.0	59.3	0.0	9.6	0.0
3	SLU1_2Treni	6.6	0.0	67.2	0.0	10.6	0.0
3	SLU2_2Treni	5.8	0.0	58.5	0.0	9.4	0.0
3	SLU3_2Treni	6.2	0.0	63.1	0.0	9.9	0.0

Sommando:

	F1	F2	F3	M1	M2	M3	M2 trasporto
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
SLU1_1Treno	0.0	0.0	129.8	0.0	0.5	0.0	-4.5
SLU2_1Treno	0.0	0.0	109.4	0.0	0.8	0.0	-7.5
SLU3_1Treno	0.0	0.0	121.6	0.0	0.5	0.0	-4.5
SLU1_2Treni	0.0	0.0	134.4	0.0	0.0	0.0	0.0

SLU2_2Treni	0.0	0.0	117.1	0.0	0.0	0.0	0.0
SLU3_2Treni	0.0	0.0	126.2	0.0	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive all'estradosso della fondazione:

	F1	F2	F3	M1	M2	M3
COMB	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU1_1Treno	0.0	0.0	129.8	0.0	-4.0	0.0
SLU2_1Treno	0.0	0.0	109.4	0.0	-6.7	0.0
SLU3_1Treno	0.0	0.0	121.6	0.0	-4.0	0.0
SLU1_2Treni	0.0	0.0	134.4	0.0	0.0	0.0
SLU2_2Treni	0.0	0.0	117.1	0.0	0.0	0.0
SLU3_2Treni	0.0	0.0	126.2	0.0	0.0	0.0

Alle azioni provenienti dal modello di calcolo sono stati aggiunti i momenti di trasporto delle forze orizzontali fino all'intradosso della fondazione ed il peso proprio della fondazione.

8.2 VERIFICHE PER CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Nelle verifiche di portanza lo stato limite è rappresentato dal collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione. La verifica è condotta confrontando il carico limite N_u della porzione di fondazione reagente con il carico di progetto N_{Ed} . In accordo con le NTC-18, la verifica è soddisfatta se il carico agente è minore del carico ultimo ridotto del coefficiente $R_3 = 2.3$ come già in precedenza commentato. In particolare:

$$N_{Ed} \leq N_{ult}$$

Il carico agente di progetto (la domanda) è la componente della risultante delle forze trasferite alla fondazione in direzione normale al piano di posa, comprendente il peso proprio della fondazione ed eventuali ricoprimenti (Circ. 7 §C6.4.2.1). Il carico ultimo di progetto (capacità) è il valore della forza normale al piano di posa ottenuta come prodotto fra il carico limite nel terreno e l'area di fondazione reagente (Meyerhof):

$$N_{ult} = q_{lim} \cdot B' \cdot L'$$

Dove:

q_{lim} è la pressione limite ammissibile o carico limite del sistema terreno-fondazione

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

Nelle precedenti e_b ed e_L sono l'eccentricità della risultante del carico agente rispettivamente lungo i lati B e L della fondazione.

Per la valutazione della pressione limite ammissibile, avendo a che fare con fondazioni superficiali (plinti, travi rovesce e platea) è stata impiegata la formula trinomia di Terzaghi nella sua espressione più completa riportata di seguito. L'espressione utilizzata tiene conto della forma della fondazione, degli effetti delle azioni tangenziali (inclinazione del carico agente), della inclinazione e profondità del piano di posa, nonché dell'inclinazione del terreno a valle della fondazione.

In particolare si assume:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma'_{valle} \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

γ' =Peso di volume del terreno di progetto;

c' =Coesione efficace di progetto del terreno;

D =Approfondimento del piano di posa;

N_c, N_q, N_γ =Coefficienti di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ =Coefficienti correttivi di forma della fondazione (Meyerhof);

d_c, d_q, d_γ =Coefficienti correttivi di profondità del piano di posa (Brinch-Hansen);

i_c, i_q, i_γ =Coefficienti correttivi di inclinazione del carico (Vesic);

b_c, b_q, b_γ =Coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa (Brinch-Hansen);

g_c, g_q, g_γ =Coefficienti correttivi di inclinazione del terreno (Vesic).

Nelle precedenti espressioni i valori di progetto dei parametri geotecnici (ottenuti dividendo i valori riportati al §7 per i coefficienti M1) sono stati impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante (N_c, N_q, N_γ) sia per la determinazione dei coefficienti correttivi.

8.2.1 CONDIZIONE DI N_{max}

Combinazione: SLU1_2Treni

F1	F2	F3	M1	M2	M3
KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0.0	0.0	134.4	0.0	0.0	0.0

Peso fondazione: 350 kN

Lunght tot fond (B)	Larghezza totale fondazione	4	m
Largh tot fond (L)	Lunghezza totale fondazione	5	m
H fond	Altezza della fondazione	0.7	m
α fond	Inclinazione del piano di posa della fondazione	0	°
Ricopr. valle	Ricoprimento sulla mensola di valle	0.5	m
ω terreno valle	Inclinazione del terreno a valle	0	°

ϕ'	Angolo di attrito del terreno di fondazione	25.0	°
γ	Peso per unità di volume del terreno di fondazione	22.0	kN/m3
δ	Angolo di attrito terra-fondazione	25.0	
c'	Coesione efficace	42	kPa (kN/m2)
$\gamma c'$ M1	Coefficiente parziale di c' per la condizione M1	1	
c' M1	Coesione efficace per la condizione M1	42	kPa (kN/m2)
c_u	Coesione non drenata	100	kPa (kN/m2)
γc_u M1	Coefficiente parziale di c_u per la condizione M1	1	
c_u M1	Coesione non drenata per la condizione M1	100	kPa (kN/m2)
$\tan(\delta)$	Coefficiente d'attrito terra-fondazione	0.466	
$\gamma \delta(\gamma \phi')$ M1	Coefficiente parziale di $\tan \phi'$ per la condizione M1	1	
$\tan(\delta)$ M1	Coefficiente d'attrito terra-fondazione per la condizione M1	0.466	
$\tan(\phi')$	Tang. dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di fond.	0.466	
ϕ' M1	Angolo d'attrito del terreno di fond. per la condizione M1	0.436	radianti
$\tan(\phi')$ M1	Tang. ang. di resist. al taglio terr. di fond. per la cond. M1	0.466	

N_q	1° Fattore di capacità portante	10.66	
N_c	2° Fattore di capacità portante	20.72	
N_γ	3° Fattore di capacità portante	10.88	
N	Carico assiale, riferito a baricentro fondazione, >0 verso il basso	484	kN
T// B	Taglio long., riferito a baric. fond.	0	kN
T// L	Taglio trasv., riferito a baric. fond.	0	kN
M attorno all'asse // a L	Momento attorno asse y, riferito a baric. fond.	0	kNm
M attorno all'asse // a B	Momento attorno asse x, riferito a baric. fond.	0	kNm
e secondo B	Eccentricità del carico in fondazione in direzione longitudinale	0.000	m
e secondo L	Eccentricità del carico in fondazione in direzione trasversale	0.000	m
B'	Lunghezza ridotta della fondazione	4.00	m
L'	Prof. ridotta della fondazione	5.00	m
sq	1° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	1.20	
sc	2° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	1.39	
sy	3° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	1.20	
D	Approfond. del piano di posa (altezza fond.+ricopr. a valle)	1.20	m
dq	1° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa	1.09	
dc	2° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa	1.10	
m	$(2+B'/L')/(1+B'/L')$	1.56	
iq	1° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	1.00	
ic	2° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	1.00	

iy	3° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	1.00	
bq	1° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	
bc	2° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	
by	3° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	
gq	1° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	
gc	2° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	
gy	3° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	
γ terreno valle	γ del terreno a valle	22	kN/m3
γ terreno fond.	γ del terreno di fondazione	22	kN/m3
hw	Altezza della falda da intrad. fond., positiva se sta verso l'alto	-0.8	m
γ* terreno valle	γ del terr. a valle che tiene conto della event. pres. della falda	22.00	
H'	Prof. del cuneo al di sotto della fond. in regime di spinta attiva	2.88	m
γ* terreno fond.	γ del terr. di fond. che tiene conto della event. pres. della falda	16.78	kN/m3
q lim	Carico limite	1876	kN/m2
q lim risultante	Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL')	37520	kN
R3	Coefficiente parziale R3	2.3	
q lim risult fatt	Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL') diviso per R3	16313	kN
N per verifica	Carico assiale agente ad intrad. fond. calcolato per la verifica	484	kN
Verifica	VERIFICA SODDISFATTA		

tasso di sfruttamento

0.030

8.2.1 CONDIZIONE DI M_{max}

Combinazione: SLU2_1Treno

F1	F2	F3	M1	M2	M3
KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0.0	0.0	109.4	0.0	-6.7	0.0

Peso fondazione: 350 kN

Lungh tot fond (B)	Larghezza totale fondazione	4	m
Largh tot fond (L)	Lunghezza totale fondazione	5	m
H fond	Altezza della fondazione	0.7	m
α fond	Inclinazione del piano di posa della fondazione	0	°
Ricopr. valle	Ricoprimento sulla mensola di valle	0.5	m
ω terreno valle	Inclinazione del terreno a valle	0	°

φ'	Angolo di attrito del terreno di fondazione	25.0	°
γ	Peso per unità di volume del terreno di fondazione	22.0	kN/m3
δ	Angolo di attrito terra-fondazione	25.0	
c'	Coesione efficace	42	kPa (kN/m2)

$\gamma c'$ M1	Coefficiente parziale di c' per la condizione M1	1	
c' M1	Coesione efficace per la condizione M1	42	kPa (kN/m ²)
c_u	Coesione non drenata	100	kPa (kN/m ²)
γc_u M1	Coefficiente parziale di c_u per la condizione M1	1	
c_u M1	Coesione non drenata per la condizione M1	100	kPa (kN/m ²)
$\tan(\delta)$	Coefficiente d'attrito terra-fondazione	0.466	
$\gamma\delta(\gamma\phi')$ M1	Coefficiente parziale di $\tan\phi'$ per la condizione M1	1	
$\tan(\delta)$ M1	Coefficiente d'attrito terra-fondazione per la condizione M1	0.466	
$\tan(\phi')$	Tang. dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di fond.	0.466	
ϕ' M1	Angolo d'attrito del terreno di fond. per la condizione M1	0.436	radianti
$\tan(\phi')$ M1	Tang. ang. di resist. al taglio terr. di fond. per la cond. M1	0.466	

N_q	1° Fattore di capacità portante	10.66	
N_c	2° Fattore di capacità portante	20.72	
N_y	3° Fattore di capacità portante	10.88	
N	Carico assiale, riferito a baricentro fondazione, >0 verso il basso	459	kN
T// B	Taglio long., riferito a baric. fond.	0	kN
T// L	Taglio trasv., riferito a baric. fond.	0	kN
M attorno all'asse // a L	Momento attorno asse y, riferito a baric. fond.	0	kNm
M attorno all'asse // a B	Momento attorno asse x, riferito a baric. fond.	-7	kNm
e secondo B	Eccentricità del carico in fondazione in direzione longitudinale	0.000	m
e secondo L	Eccentricità del carico in fondazione in direzione trasversale	-0.015	m
B'	Lunghezza ridotta della fondazione	4.00	m
L'	Prof. ridotta della fondazione	4.97	m
sq	1° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	1.20	
sc	2° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	1.40	
sy	3° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	1.20	
D	Approfond. del piano di posa (altezza fond.+ricopr. a valle)	1.20	m
dq	1° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa	1.09	
dc	2° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa	1.10	
m	$(2+B'/L')/(1+B'/L')$	1.55	
iq	1° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	1.00	
ic	2° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	1.00	
iy	3° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	1.00	
bq	1° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	
bc	2° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	
by	3° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	
gq	1° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	
gc	2° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	
gy	3° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	
γ terreno valle	γ del terreno a valle	22	kN/m ³
γ terreno fond.	γ del terreno di fondazione	22	kN/m ³
hw	Altezza della falda da intrad. fond., positiva se sta verso l'alto	-0.8	m
γ^* terreno valle	γ del terr. a valle che tiene conto della event. pres. della falda	22.00	

H'	Prof. del cuneo al di sotto della fond. in regime di spinta attiva	2.88	m
γ^* terreno fond.	γ del terr. di fond. che tiene conto della event. pres. della falda	16.78	kN/m ³
q lim	Carico limite	1879	kN/m ²
q lim risultante	Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL')	37352	kN
R3	Coefficiente parziale R3	2.3	
q lim risult fatt	Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL') diviso per R3	16240	kN
N per verifica	Carico assiale agente ad intrad. fond. calcolato per la verifica	459	kN
Verifica	VERIFICA SODDISFATTA		

tasso di sfruttamento

0.028

8.3 CALCOLO DEL CEDIMENTO

Viene calcolata la massima tensione media indotta sul terreno in condizioni di esercizio rare:

$$N_{\max} = 94.4 \text{ kN (Comb SLE RARA 1_2 treni)}$$

$$\text{Peso fond} = 125.8 \text{ kN}$$

$$N_{\text{TOT}} = 350 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{media,max}} = 350 / (4\text{m} \times 5\text{m}) = 0.022 \text{ MPa}$$

A favore di sicurezza viene considerato il modulo elastico del primo strato di terreno:

$$E = 61 \text{ MPa}$$

Deformazione unitaria del terreno:

$$\varepsilon = \sigma / E = 0.0004$$

Assumendo come volume di terreno significativo quello fino ad una profondità di 5m, il cedimento risulta pari

a:

$$d = \varepsilon \times H = 0.0004 \times 5 = \mathbf{1.82 \text{ mm}}$$