



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

AMPLIAMENTO VIADOTTO RIO CASALINO
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

<p>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE UFFICIO APE</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE</p>
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
—	1	1001302	STP	PAPE	0160	—	—			

 <p>ingegneria europea</p>	<p>RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496</p>	<p>ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :</p>	
		<p>ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :</p>	
<p>CONSULENZA A CURA DI :</p>		<p>IL RESPONSABILE UNITA' STP</p>	<p>Ing. Andrea Tanzi O.I. Parma N.1154</p>

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p> <p>autostrade // per l'italia</p> <p>R.U.P. – Ing. Andrea Frediani</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	---	--

SPEA Ingegneria Europea

**COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA**

**AMPLIAMENTO VIADOTTO CASALINO
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
1.1 OGGETTO E SCOPO DEL LAVORO	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDE.....	4
2.2 BIBLIOGRAFIA	4
2.3 ELABORATI DI PROGETTO	4
3. SOFTWARE DI CALCOLO.....	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
4.1 ACCIAIO	5
4.2 CALCESTRUZZO.....	5
5. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO.....	7
5.1 PREMESSA	7
5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	7
5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA.....	7
5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
5.5 STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO E PARAMETRI DI CALCOLO	12
5.6 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	12
6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE.....	13
6.1 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI	13
7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	15
7.1 PREMESSA	15
7.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	15
7.3 FONDAZIONI DIRETTE	17
7.3.1 <i>Verifiche di sicurezza.....</i>	<i>18</i>
7.3.2 <i>Verifiche SLU geotecniche – Collasso per carico limite.....</i>	<i>19</i>
7.3.3 <i>Verifiche SLU geotecniche – Collasso per scorrimento del piano di posa</i>	<i>21</i>
7.3.4 <i>Verifiche SLU geotecniche – Stabilità globale.....</i>	<i>21</i>
7.3.5 <i>Verifiche SLE - Cedimenti</i>	<i>21</i>
7.4 DIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE SPALLE MEDIANTE TIRANTI	24
7.4.1 <i>Premessa.....</i>	<i>24</i>
7.4.2 <i>Calcolo della lunghezza delle barre</i>	<i>24</i>

7.4.3	Valutazione del tiro sulle barre	25
8.	AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE	28
8.1	AZIONI DI CALCOLO – SPALLE ESISTENTI	28
8.2	AZIONI DI CALCOLO – SPALLE IN AMPLIAMENTO.....	28
8.3	AZIONI DI CALCOLO – PILE.....	29
9.	FONDAZIONI DIRETTE.....	31
9.1	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO.....	31
9.2	RISULTATI SPALLE	31
9.2.1	<i>Premessa.....</i>	<i>31</i>
9.2.2	<i>Dimensionamento tirantatura</i>	<i>31</i>
9.2.3	<i>Collasso per carico limite.....</i>	<i>32</i>
9.2.4	<i>Collasso per scorrimento del piano di posa</i>	<i>34</i>
9.2.5	<i>Stabilità globale – risultati della verifica.....</i>	<i>34</i>
9.2.6	<i>Valutazione cedimenti - risultati.....</i>	<i>34</i>
9.3	RISULTATI PILE.....	35
9.3.1	<i>Premessa.....</i>	<i>35</i>
9.3.2	<i>Collasso per carico limite.....</i>	<i>35</i>
9.3.3	<i>Collasso per scorrimento del piano di posa</i>	<i>38</i>
9.3.4	<i>Stabilità globale – risultati della verifica.....</i>	<i>38</i>
9.3.5	<i>Valutazione cedimenti - risultati.....</i>	<i>39</i>

1. INTRODUZIONE

1.1 Oggetto e scopo del lavoro

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni delle opere previste per l'ampliamento del viadotto Casalino dello svincolo sulla A12, nell'ambito della progettazione definitiva dei lavori di collegamento tra la Valfontanabuona e l'Autostrada A12 Genova – Roma. Le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif.[1] e [2]).

La tipologia di fondazione in ampliamento è stata scelta in funzione della posizione delle stesse, dell'entità dei carichi agenti a livello di imposta delle fondazioni e della natura dei terreni presenti.

In particolare si prevedono, coerentemente alla tipologia di fondazione esistente, fondazioni dirette. Per le spalle, si è previsto un intervento di placcaggio con tiranti passivi armati con tubi 114.3 sp 10 mm.

Le opere in oggetto ricadono nel comune di Genova caratterizzato da una accelerazione di progetto su suolo di categoria A associata ad un tempo di ritorno di 949 anni e periodo di riferimento di 50 anni pari a 0.108g ⁽¹⁾. Per quanto riguarda le informazioni relative alla vita nominale, classe d'uso, il corrispondente coefficiente d'uso ed il periodo di riferimento per l'azione sismica della struttura in esame si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

⁽¹⁾ Fonte: Allegato B alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative, raccomandazioni e linee guide

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [4] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [5] Bustamante M. et Doix B., "Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*", Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.

2.2 Bibliografia

- [6] LANCELLOTTA R. (1991): "Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [7] GEO-SLOPE (2004): "Slope 5.20".
- [8] Poulos and Davis (1974) : "Rectangle on Semi-infinite Mass".
- [9] BOWLES J.E. (1991): "Fondazioni – Progetto e analisi" – McGraw & Hill.

2.3 Elaborati di progetto

- [10] Relazione geotecnica generale APE0001

3. SOFTWARE DI CALCOLO

Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003).

POZZIJ – ver. 1.0

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale, svolto secondo il metodo degli stati limite, prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

4.1 Acciaio

Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
con	$\gamma_s = 1.15 \text{ per SLU}$
	$\gamma_s = 1.00 \text{ per SLE}$
resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo SLE	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450.0 \text{ MPa}$
con	
limite di trazione (combinazione rara)	$\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

4.2 Calcestruzzo

Calcestruzzo per fondazioni

Classe di resistenza	C28/35
classe di esposizione	XC2
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40 \text{ (-0 +5) mm}$
modulo elastico C28/35	$E_c = 32308 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
con	$\gamma_c = 1.50 \text{ per SLU}$
	$\gamma_c = 1.00 \text{ per SLE}$
resistenza di calcolo SLU	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 15.9$
MPa	
resistenza di calcolo SLE	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 23.8$
MPa	
con	
limite di compressione (combinazione rara)	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 16.8$
MPa	

limite di apertura delle fessure agli SLE

$w_{lim} = 0.20 \text{ mm}$

5. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

5.1 Premessa

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle fondazioni.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito. Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (elaborato: APE0001).

5.2 Indagini e prove di laboratorio di riferimento

Per quanto riguarda l'opera in oggetto si è tenuto conto dei sondaggi eseguiti nelle vicinanze, in condizioni geomorfologiche analoghe a quanto risulta per il viadotto.

In particolare sono disponibili i risultati dei seguenti sondaggi:

- n. 1 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT nella coltre e determinazione del RQD nel substrato.

Le indagini a disposizione sono riassunte nella Tabella 1

Sondaggio	Campagna indagini	lunghezza (m)	Piezometri A = tubo aperto C= tipo Casagrande
SV4	2011	40	A

Tabella 1: Verticali di riferimento

5.3 Misure piezometriche e livelli di falda

Per quanto riguarda la falda, il livello piezometrico di riferimento per ciascuna fondazione è stato considerato in funzione della posizione delle stesse, sulla base delle indicazioni riportate nei profili geotecnici. In ogni caso la quota di falda risulta variabile da 15.0 a 20.0 m da p.c.

5.4 Caratterizzazione Geotecnica

La relazione geotecnica allegata al progetto individua nell'area in esame le seguenti unità geotecniche di progetto:

1. RIP terreni di riporto;
2. cop. materiale di copertura;
3. FAN formazione del Monte Antola

Nelle seguenti Tabella 3 e Tabella 4 sono riassunti i parametri geotecnici caratteristici assunti per ogni unità presente, ricavati dalla Relazione Geotecnica di progetto, relativi ai materiali di riporto, di copertura e alla formazione sottostante.

Ove presente, si è tenuto conto della presenza del materiale di riporto, utilizzato per la sistemazione finale della valle.

γ_t (kN/m ³)	~19.0 ÷ 20.0
N_{SPT} (colpi/30 cm)	7 ÷ 35
D_r (%)	-
ϕ' (°)	35 ÷ 38
c' (kPa)	0.0
c_u (kPa)	-
GSC	~ 1.0
k_o (-)	0.38 ÷ 0.43
k (m/s)	$1.0 \cdot 10^{-7} \div 1.0 \cdot 10^{-4}$
V_s (m/s)	130 ÷ 250
G_o (MPa)	30 ÷ 150
E_o (MPa)	80 ÷ 300
E_{op} (MPa)	10 ÷ 30

Tabella 2: Terreni di riporto - Parametri geotecnici caratteristici

γ_t (kN/m ³)	~19.0 ÷ 20.0
N_{SPT} (colpi/30 cm)	10÷30 colpi/piede
D_r (%)	-
ϕ' (°)	28 ÷ 30 materiale limoso/argilloso (*) 34 materiale sabbioso
c' (kPa)	0.0
c_u (kPa)	80.0
GSC	~ 1.0
k_o (-)	0.43
k (m/s)	$1.0 \cdot 10^{-7} \div 1.0 \cdot 10^{-4}$
V_s (m/s)	125 ÷ 250
G_o (MPa)	25 ÷ 45
E_o (MPa)	50 ÷ 100
E_{op} (MPa)	10 ÷ 15

(*) parametro desunto da back analysis, valutato a titolo di esempio su imbocco Sud galleria Caravaggio, da confermare nei contesti delle singole opere

Tabella 3: Copertura su FAN - Parametri geotecnici caratteristici

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

c_u = resistenza al taglio non drenata;

c' = intercetta di coesione operativa;

ϕ' = angolo di attrito operativo;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_o = modulo di taglio iniziale;

E_o = modulo di Young iniziale;

E_{op} = modulo elastico operativo;

k = coefficiente di permeabilità

	Matrice lapidea		Ammasso roccioso compatto	Ammasso roccioso fessurato/alterato
γ_t (kN/m ³)	26 ÷ 27	γ_t (kN/m ³)	26 ÷ 27	
σ_c (MPa) ^(*)	45 ÷ 115	RMR ₈₉ (-)	35 ÷ 45	
I _{s50} (MPa)	2.0 ÷ 3.0	GSI (-)	40	25-30
σ_c (MPa) ^(**)	diametrale 50 assiale 65	JRC (-)	4	
σ_T (MPa)		JCS (MPa)	40 ÷ 65	
E _{t50} (GPa)	15 ÷ 50	k (m/s)	1·10 ⁻⁷ ÷ 5·10 ⁻⁶	
MR (-)	200 ÷ 900	E _d (GPa)	5 ÷ 10	
V _p (m/s)	3000 - 6500	E _u (GPa)	10 ÷ 15	
V _s (m/s)	1500 - 3500	E _{op} D=0.5 (GPa)	2.0 ÷ 5.0	
E _{din} (GPa)	20 ÷ 80	E _{op} D=1.0 (GPa)		0.8 ÷ 2.0
G _{din} (GPa)	5 ÷ 30	c (kPa)	200 ÷ 220 (σ=0.5MPa)	80 ÷ 100 (σ=0.2MPa) 150 ÷ 170 (σ=0.5MPa)
v (-)	0.25	φ (°)	40 (σ=0.5MPa)	42 ÷ 44 (σ=0.2MPa) 36 (σ=0.5MPa)
m _i (-)	8	m _b (-)	≈ 0.296	≈ 0.171
m _b		s (-)	≈ 0.0002	≈ 3.93·10 ⁻⁵
s		a (-)	0.511	0.522
a (-)		Φ _{p,joint} (°), C _{p,joint} (kPa)		
		Φ _{r,joint} (°), C _{r,joint} (kPa)		

Tabella 4: Parametri FAN

Simbologia:

 γ_t = peso di volume naturale;

 s_c ^(*) = resistenza compressione monoassiale

 s_c ^(**) = resistenza compressione monoassiale da prova Point Load ($s_c = 24 \cdot I_{s50}$)

 s_T = resistenza a trazione indiretta (prova brasiliana)

E_{t50} = modulo di Young tangente

MR = rapporto di modulo (E_{t50}/s_c)

ν	= rapporto di Poisson
V_p	= velocità di propagazione delle onde di compressione
V_s	= velocità di propagazione delle onde di taglio
E_{din}	= modulo elastico dinamico
G_{din}	= modulo di taglio dinamico
m_i	= coefficiente relativo alla roccia intatta
m_b	= parametro criterio di rottura di Hoek-Brown
s	= parametro criterio di rottura di Hoek-Brown
a	= parametro criterio di rottura di Hoek-Brown
$C_{p,joint}$	= coesione di picco (da prova di taglio su giunto)
$\varphi_{p,joint}$	= angolo di attrito di picco (da prova di taglio su giunto)
$C_{r,joint}$	= intercetta di coesione residua (da prova di taglio su giunto)
$\varphi_{r,joint}$	= angolo di attrito residuo (da prova di taglio su giunto)
RMR_{89}	= Rock Mass Rating
GSI	= Geological Strength Index
JRC	= rugosità del giunto
JCS	= resistenza a compressione del giunto
k	= coefficiente di permeabilità da prova Lugeon
E_d	= modulo di deformabilità di carico dell'ammasso (da prova dilatometrica)
E_u	= modulo di scarico (da prova dilatometrica)
E_{UR}	= modulo elastico (da prova dilatometrica)
c	= intercetta di coesione (criterio di rottura di Hoek & Brown)
φ	= angolo di attrito (criterio di rottura di Hoek & Brown)
σ	= pressione di confinamento

5.5 Stratigrafie di riferimento e parametri di calcolo

Sulla base delle analisi eseguite e della caratterizzazione geotecnica dell'area, si è assunto che le fondazioni poggino sul substrato alterato. Nei calcoli sono stati assunti i seguenti parametri caratteristici di resistenza del terreno:

FAN alt

$$\gamma_K = 26 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi_k = 42^\circ$$

$$c' = 80 \text{ kPa}$$

Per ottenere i parametri di progetto, i parametri caratteristici sono stati fattorizzati con i coefficienti parziali pari all'unità:

$\gamma_\phi = 1.0$	$\gamma_c = 1.0$	$\gamma_{cu} = 1.0$
---------------------	------------------	---------------------

La stratigrafia di calcolo è la seguente:

Spalle e pile	
profondità	formazione
da 0 in poi	FAN alt

Tabella 5: Stratigrafie di riferimento

5.6 Determinazione della categoria di suolo

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. [1]), è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. [1], l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria E**.

6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE

6.1 Caratteristiche delle Fondazioni

Le fondazioni sono previste di tipo dirette sul substrato roccioso, in affiancamento alle fondazioni esistenti, mantenendo circa le stesse caratteristiche geometriche.

Per le spalle, tenendo conto dei carichi agenti e delle ridotte dimensioni della fondazione, si è previsto un intervento di placcaggio con tiranti passivi. In particolare si prevedono:

N°7+7 tiranti passivi armati con tubi 114.3 sp 10 mm;

$L_{\text{tirante}} = 18.0 \text{ m}$ ($L_{\text{libera}} = 6 \text{ m} + L_{\text{bulbo}} = 12 \text{ m}$);

$D_{\text{perf}} = 180 \text{ mm}$.

Per il calcolo delle fondazioni dirette, sono stati utilizzati fogli di calcolo Excel.

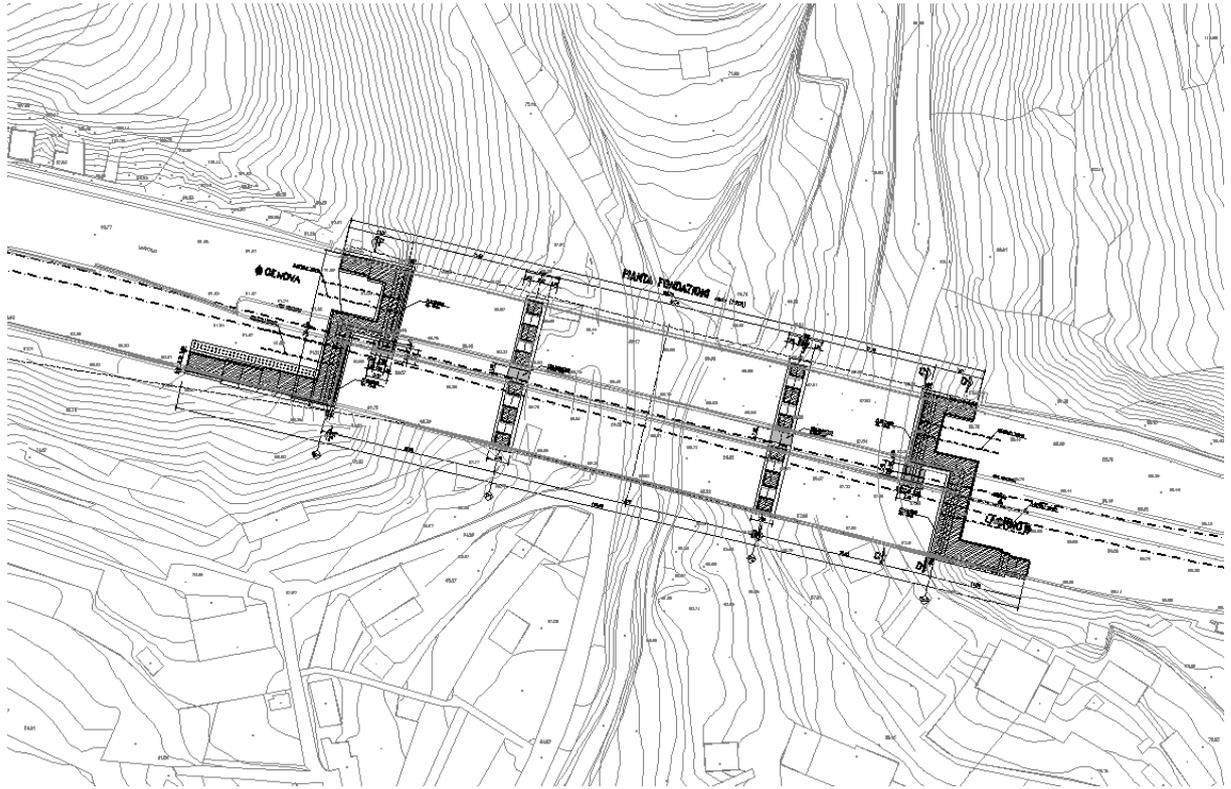


Figura 1: Stralcio planimetrico

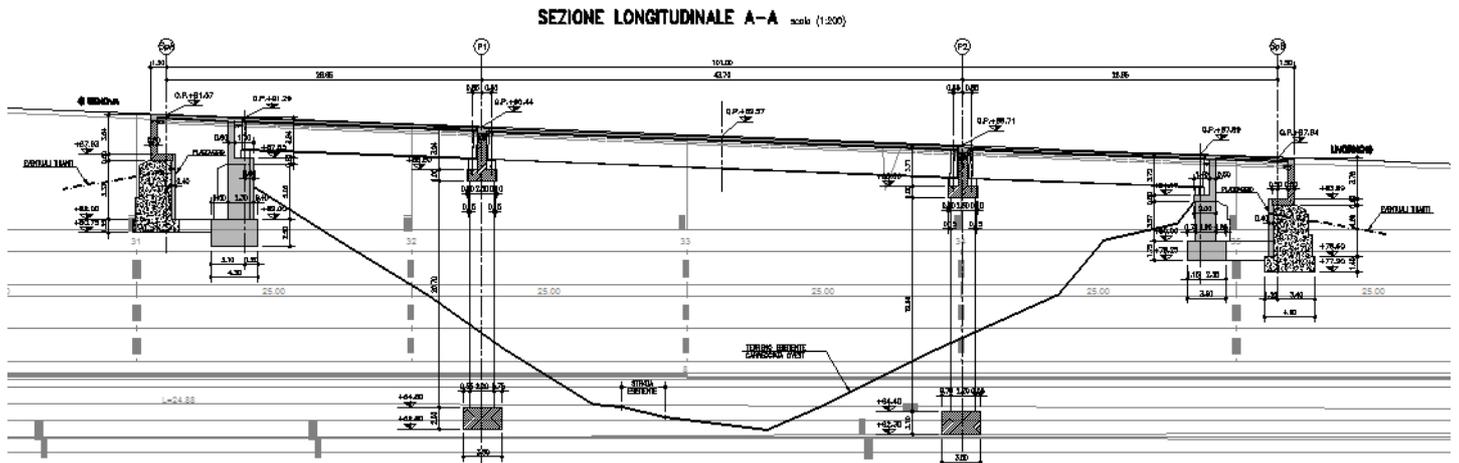


Figura 2: Profilo longitudinale viadotto

7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

7.1 Premessa

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nel Doc. rif [1] e successiva circolare esplicativa (Doc. rif. [2]).

Le verifiche, sia per il caso statico e sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC (Doc. rif. [1]) nei confronti degli stati limite ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

7.2 Criteri di Progettazione agli Stati Limite

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif. [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e

R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

⁽¹⁾ = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 6: Coefficienti parziali sulle azioni

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 7: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.}[1])$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e

C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

7.3 Fondazioni dirette

Per l'approccio progettuale adottato (*Approccio 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- la prima combinazione (STR), per la quale si adottano:
 - i coefficienti parziali (A1) sulle azioni del sistema,
 - i coefficienti parziali (M1) sui parametri geotecnici, e
 - i coefficienti parziali (R1) per le resistenze,è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
- la seconda combinazione (GEO), per la quale si adottano:
 - i coefficienti parziali (A2) sulle azioni del sistema,
 - i coefficienti parziali (M2) sui parametri geotecnici, e
 - i coefficienti parziali (R2) per le resistenze,è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR): $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M2 + R2$.

Le verifiche di stabilità globale devono invece essere svolte considerando quanto segue:

Approccio 1:

- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M2 + R2$.

Nelle verifiche sopra menzionate si deve tener conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif. [1]).

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)
Capacità portante	γ_R	1.00	1.8
Scorrimento	γ_s	1.00	1.1

Tabella 8: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

7.3.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato nel cap. 6.4 della Normativa di riferimento (Doc. rif. [1]), relativo alle opere con fondazioni superficiali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico ed in campo sismico (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE):

- SLU di tipo Geotecnico (Comb. GEO), relative a condizioni di:
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione / terreno;
 - collasso per scorrimento del piano di posa;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza degli elementi strutturali – valutata confrontando le resistenze di progetto con la massima azione agente sugli elementi strutturali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale.
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, ovvero valutazione dei valori di spostamento e distorsione dell'opera finalizzata a verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

7.3.2 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per carico limite

La valutazione della resistenza caratteristica R_k all'intradosso fondazione è stata condotta seguendo i criteri generali di progetto indicati per le fondazioni superficiali.

La resistenza caratteristica (R_k) può essere determinata in accordo all'equazione (formula di Brinch-Hansen, per fondazioni dirette):

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

nella quale:

N_c, N_q, N_γ	=	fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
s_c, s_q, s_γ	=	fattori di forma della fondazione;
d_c, d_q	=	fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;
i_c, i_q, i_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
g_c, g_q, g_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
b_c, b_q, b_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione;

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate di seguito.

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof e schematizzati in Figura 3.

Le valutazioni della resistenza caratteristica R_k con le equazioni sopra riportate sono state condotte con riferimento ai valori dei carichi trasversali e verticali trasmessi dalla struttura in elevazione. I valori di (B') ed (L') sono calcolati con riferimento ai momenti trasmessi all'intradosso della fondazione, ottenuti tenendo conto dei momenti di trasporto dovuti al carico orizzontale.

fattori di capacità portante	N _c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N _γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N _q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s _c	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	s _γ	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	s _q	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		
	d _c	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d _q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per D/B' < 1 $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per D/B' > 1	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i _c	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i _γ	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i _q	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B'/L')][1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
b _q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
b _γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b _c	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g _q	$(1 - \tan \omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g _γ	$(1 - \tan \omega)^2$	"	
g _c	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Tabella 9: Fattori di capacità portante e correttivi utilizzati nelle formula di Brinch-Hansen

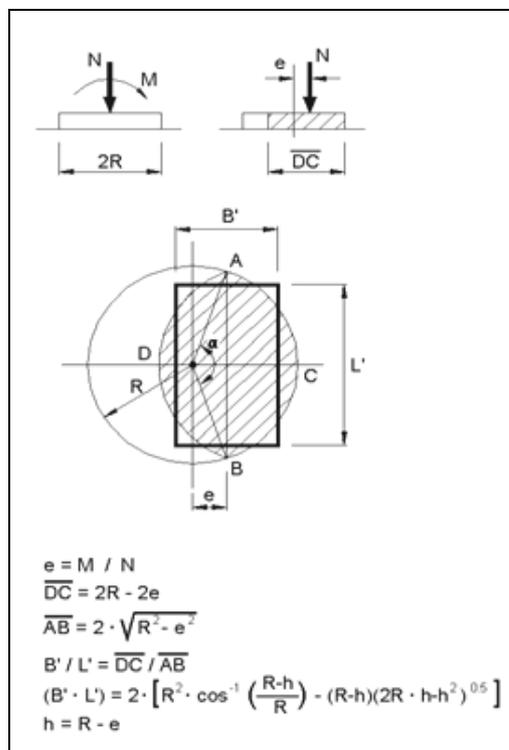


Figura 3 : Fondazione efficace equivalente (Meyerhof, 1953)

7.3.3 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per scorrimento del piano di posa

Per la verifica allo scivolamento deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = \frac{N \cdot \operatorname{tg}(\delta_s)}{\gamma_R} \geq E_d = H$$

dove:

N = carico verticale totale a quota intradosso fondazione

H = carico orizzontale totale a quota intradosso fondazione

δ_s = angolo di attrito tra fondazione e terreno

Nel caso in esame si è assunto $\delta_s \approx \phi'_{cs}$ essendo ϕ'_{cs} l'angolo d'attrito a volume costante o di stato critico del terreno di fondazione.

7.3.4 Verifiche SLU geotecniche – Stabilità globale

In accordo a quanto prescritto dal Doc. rif. [1], ed a quanto riportato nel paragrafo 7.3, la verifica di stabilità globale dell'insieme fondazione-terreno è stata condotta secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) in condizioni statiche.

In condizioni sismiche, i coefficienti sulle azioni sono stati posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. rif. [1]).

7.3.5 Verifiche SLE - Cedimenti

La valutazione dei cedimenti della fondazione è stata effettuata in accordo ai criteri di letteratura per fondazioni dirette.

In particolare, il calcolo è stato condotto con il metodo di Berardi (1999). Tale metodo può essere applicato sia a depositi normalmente consolidati che a depositi sovraconsolidati, essendo tale aspetto tenuto in conto nella definizione del modulo di Young a piccole deformazioni.

L'applicazione del metodo di Berardi consiste nei seguenti passi:

- 1) valutazione del modulo di Young a piccole deformazioni (E'_0) medio nel tratto di interesse H riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche.

- 2) definizione del rapporto E'/E'_0 e quindi del modulo di Young "operativo" in funzione del rapporto s/B sulla base di quanto riportato nella Figura 4 (s è il cedimento e B è la dimensione della fondazione).
- 3) definizione della curva pressione-cedimento sulla base di diversi valori di s/B e di E' e della seguente equazione:

$$q'_n = \frac{s}{B \cdot (1 - \nu'^2) \cdot I_s} \cdot E'$$

dove:

$q'_n = (q' - \sigma'_{v0})$	=	incremento di pressione efficace media netta
$q' = N/A$	=	pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione in kPa
N	=	carico verticale compressivo del peso efficace del plinto
A	=	area della fondazione
σ'_{v0}	=	pressione verticale efficace geostatica alla quota intradosso plinto
B	=	dimensione minore della fondazione
ν'	=	rapporto di Poisson
I_s	=	coefficiente di influenza (vedi la Tabella 10 seguente)

- 4) valutazione del cedimento entrando nella curva di cui al punto precedente con il valore di progetto di q'_n .

Lo spessore della zona compressibile H_c è stato ipotizzato cautelativamente come segue:

- fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H_c = 2 \cdot B$
- fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$
- fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H_c$ variabile linearmente tra $2 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

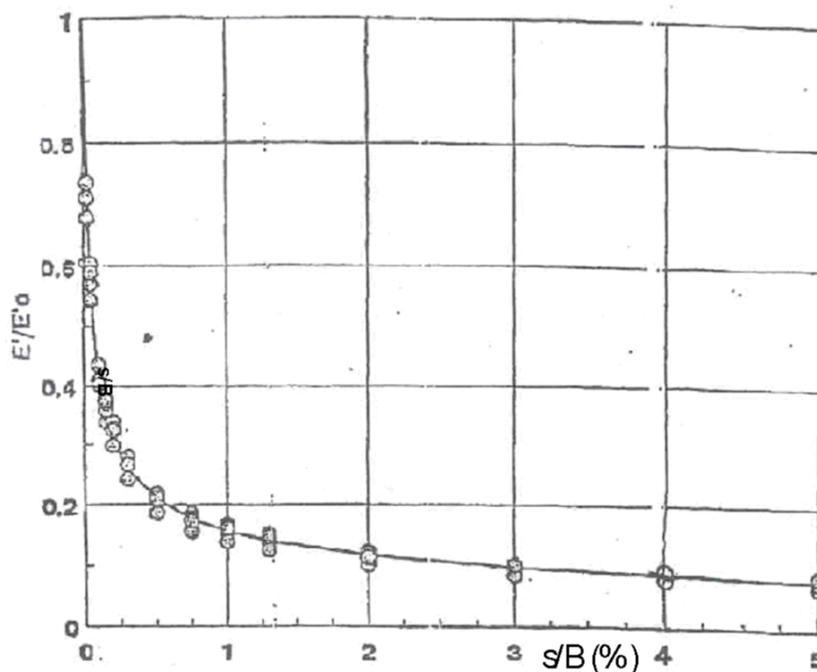


Figura 4 : Curva di decadimento del modulo di Young in funzione di s/B (Berardi, 1999)

H _c /B	Area rettangolare					Area circolare B = D
	L/B					
	1	2	3	5	10	
0.5	0.35	0.39	0.40	0.41	0.42	0.34
1.0	0.56	0.65	0.67	0.68	0.71	0.52
1.5	0.63	0.76	0.81	0.84	0.89	0.59
2.0	0.69	0.88	0.96	0.99	1.06	0.63

B = dimensione minore della fondazione rettangolare
L = dimensione maggiore della fondazione rettangolare
D = diametro della fondazione circolare
H = profondità di influenza, nell'ambito della quale si sviluppa gran parte del cedimento

Tabella 10 – Valori del coefficiente di influenza I_s (Tsytoich, 1951)

7.4 Dimensionamento degli interventi di consolidamento delle spalle mediante tiranti

7.4.1 Premessa

Nel caso in cui le fondazioni delle spalle esistenti siano soggette a elevate sollecitazioni, è possibile prevedere un intervento di consolidamento mediante la messa in opera di tiranti sul paramento della spalla; tali tiranti, costituiti nel caso specifico da micropali 114.3 sp10 con minima pretesatura, "assorbendo" parte della spinta orizzontale agente sulla spalla, consentono un "alleggerimento" dei carichi agenti in fondazione. I minori carichi che giungono in tal modo in fondazione consentono un miglioramento sia per quanto riguarda le verifiche strutturali sia per quanto riguarda il fattore di sicurezza nei confronti dei carichi applicati alle fondazioni nelle varie condizioni di carico.

7.4.2 Calcolo della lunghezza delle barre

La verifica a sfilamento delle barre viene svolta in accordo a quanto riportato nel Paragrafo 6.6.2 delle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.

Sulla base di quanto riportato nel sopra citato paragrafo, la verifica a sfilamento si considera soddisfatta se risulta nella combinazione A1+M1+R3:

$$P_d < R_{ad}$$

essendo

P_d l'azione di progetto,

R_{ad} la resistenza di progetto.

Il valore di calcolo della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio (R_{ac}) nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici, a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici (risultati di prove in sito e/o di laboratorio). In particolare in accordo con quanto proposto da *Bustamante e Doix* avendo assunto

$$\alpha = 1.0$$

$D_{n,perf} = 0.18$ m – Diametro nominale di perforazione

$$q_s = 180$$
 kPa

si ottengono le seguenti resistenze di calcolo R_{ac} pari a:

$$L_{bulbo} = 12$$
 m

$$R_{ac} = \pi \cdot D_{n,perf} \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L = 1221.5$$
 kN

La resistenza caratteristica R_{ak} si ottiene come (Eq. 6.2.13 del Doc. Rif [1]):

$$R_{ak} = \min \left\{ \frac{(R_{ac})_{medio}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{ac})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

in cui i coefficienti parziali ξ_{a3} e ξ_{a4} sono funzione del numero di profili di indagine disponibili (si veda la tabella seguente).

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{a4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Tabella 11: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine (Tabella 6.6.III delle NTC2008).

Per il caso in esame, facendo riferimento ad un unico profilo di indagine (quindi $R_{ac,medio} = R_{ac,min}$), i coefficienti ξ_{a3}/ξ_{a4} sono entrambi pari a 1.80, si ottiene la seguente resistenza caratteristica R_{ak} :

$$R_{ak} = R_{ac} / \xi_{a3} = 1221.5 / 1.8 = 675.6 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando la resistenza caratteristica R_{ak} mediante i coefficienti $R3$ riportati in Tabella 12, nell'ipotesi di tiranti permanenti. Nel caso in esame risulta:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R = 565.5 \text{ kN}$$

CONDIZIONE	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporaneo	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Permanente	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Tabella 12: Coefficienti parziali sulle resistenze degli ancoraggi

La lunghezza totale e di ancoraggio sarà dettata, oltre che dalla verifica di cui sopra, dalla eventuale necessità di ottenere una maggiore o minore rigidità, come potrà desumersi dai calcoli eseguiti secondo la metodologia descritta al paragrafo seguente.

7.4.3 Valutazione del tiro sulle barre

La valutazione del tiro agente sulle barre di ancoraggio nelle varie combinazioni di carico viene eseguita applicando un metodo del tipo "a curve caratteristiche", tenendo conto dell'effettiva interazione tra spalla e barre, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura realizzata con barre pretesate, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell'intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano δ_h -T, dove:

δ_h = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato "assiale" per tiranti suborizzontali con deviazione fino a $15^\circ \div 20^\circ$);

T = tiro nei micropali di ancoraggio, al m di paramento.

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

$$T_{\max} = R_{\text{ad}}$$

dove

R_{ad} è la resistenza di progetto calcolata al paragrafo 7.4.2.

Per ottenere il valore massimo del tiro disponibile per ciascun metro di paramento è sufficiente dividere T_{\max} per l'interasse delle barre.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale (δ_o) ed una rotazione rigida (θ_o); in questo caso, indicando con h_{tir} la distanza verticale tra l'intradosso della fondazione e la testa delle barre di ancoraggio, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione delle barre risulta:

$$\delta_{o,h_{\text{tir}}} = \delta_o + h_{\text{tir}} \tan(\theta_o)$$

Ipotizzando di realizzare le barre quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica tirantatura di consolidamento, disposta ad una specificata altezza da intradosso fondazione (h_{tir}).

Considerando infatti il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i-esimo ipotetico valore T_i dell'azione agente nelle barre disposte ad altezza h_{tir} .

Si avrà infatti:

$$N_i = N$$

$$H_i = H - T_i$$

$$M_i = M - (h_{tir} \cdot T_i)$$

dove N_i , H_i , M_i sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i -esima ipotesi di efficacia della tirantatura, mentre N , H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di tirantatura.

Tali sollecitazioni (N_i , H_i , M_i) danno luogo ad uno spostamento orizzontale (δ_i) e ad una rotazione della fondazione (θ_i). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione delle barre, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{tir} \tan(\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,h \text{ tir}}$$

La coppia di valori avente coordinate (T_i , $\Delta\delta_{h,i}$) rappresenta un punto della curva di rigidezza della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidezza della tirantatura, costituita da barre specificate ad interasse specificato, e la curva di rigidezza della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti ed indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifica condizioni di carico analizzata.

In conclusione, nel caso in esame, le barre avranno le seguenti caratteristiche:

- $\Phi_{perf} = 180 \text{ mm}$,
- armatura: tubo 114.3 sp10 mm,
- $L = 18.0 \text{ m}$ (6.0 + 12.0 m)
- interasse medio = 3.0 m,
- numero barre = 7+7
- tiro iniziale = 100 kN/tirante.

8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

Le sollecitazioni sono state valutate rispetto a intradosso del plinto di fondazione. Per l'analisi di dettaglio dei carichi si rimanda alla relazione strutturale dell'opera.

8.1 Azioni di calcolo – Spalle esistenti

Di seguito sono riassunti i carichi esaminati; le sollecitazioni sono state valutate rispetto il baricentro della spalla, a intradosso fondazione.

	N (kN/m)	T_{long} (kN/m)	M_{long} (kNm/m)
SLE	1451.40	356.88	1792.36
SLU-STR (Nmax)	1959.39	481.78	2419.69
SLU-STR (Mmax)	1903.05	481.78	2508.81
SLU-GEO (Nmax)	1683.49	571.48	2724.86
SLU-GEO (Mmax)	1635.20	571.48	2801.24
SISMA-STR	1145.07	306.78	1426.91
SISMA-GEO	1145.07	357.68	1603.03

Tabella 13: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla esistente

8.2 Azioni di calcolo – Spalle in ampliamento

Di seguito sono riassunti i carichi esaminati; le sollecitazioni sono state valutate rispetto il baricentro della spalla, a intradosso fondazione.

	N (kN/m)	T_{long} (kN/m)	M_{long} (kNm/m)
SLE	1417.48	440.76	2151.41
SLU-STR (Nmax)	1913.59	595.03	2904.41
SLU-STR (Mmax)	1809.54	595.03	3065.68
SLU-GEO (Nmax)	1648.25	709.05	3315.95
SLU-GEO (Mmax)	1559.07	709.05	3454.19
SISMA-STR	1181.50	341.83	1644.81
SISMA-GEO	1181.50	407.50	1902.89

Tabella 14: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla ampliamento

8.3 Azioni di calcolo – Pile

Si riportano le azioni utilizzate per il dimensionamento delle fondazioni. Le sollecitazioni sono state valutate rispetto il baricentro del plinto, a intradosso fondazione.

Comb SLE	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Fx (Max)	-37519.99	435.43	225.65	424.24	-8276.49	-6508.45
Fx (Min)	-43140.31	0.00	-263.47	-194.37	-541.33	4177.72
Fy (Max)	-40020.05	435.43	-236.17	-479.46	6554.80	-6342.44
Fy (Min)	-39709.15	-435.43	200.65	695.66	-15370.15	13652.29
Fz (Max)	-39015.55	0.00	423.95	53.74	149.03	3557.14
Fz (Min)	-39117.37	0.00	-448.47	-23.90	-5271.50	3586.29
Mx (Max)	-40457.49	0.00	154.74	1497.14	-29335.07	3836.24
Mx (Min)	-40203.26	0.00	-179.27	-1485.43	24491.55	3762.70
My (Max)	-40203.26	0.00	-179.27	-1485.43	24491.55	3762.70
My (Min)	-40457.49	0.00	154.74	1497.14	-29335.07	3836.24
Mz (Max)	-38805.08	-435.43	217.77	404.84	-9725.36	13653.32
Mz (Min)	-39328.11	435.43	-258.80	-137.23	-8.61	-6510.45

Comb SLU-STR	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Fx (Max)	-37519.71	587.84	343.99	592.19	-11036.78	-9983.56
Fx (Min)	-58239.42	0.00	-390.83	-296.25	87.53	5639.93
Fy (Max)	-46291.36	587.84	-353.26	-707.33	9974.09	-8562.29
Fy (Min)	-48210.78	-587.84	309.52	985.74	-20920.37	17233.45
Fz (Max)	-39538.71	0.00	635.42	126.74	-216.43	3604.99
Fz (Min)	-52808.45	0.00	-664.30	-99.90	-5744.47	4841.49
Mx (Max)	-51622.94	0.00	245.45	2085.08	-40425.00	4562.23
Mx (Min)	-44136.79	0.00	-274.35	-2082.72	34840.69	4499.18
My (Max)	-41142.12	0.00	-273.72	-2081.11	34858.82	3882.49
My (Min)	-54617.61	0.00	244.82	2083.48	-40443.14	5178.92
Mz (Max)	-52386.85	-587.84	330.13	622.98	-13975.60	18431.98
Mz (Min)	-39960.66	587.84	-381.29	-275.15	1789.19	-9986.26

Comb SLU-GEO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Fx (Max)	-37519.87	500.75	298.24	497.65	-10036.57	-7997.79
Fx (Min)	-44764.57	0.00	-333.65	-198.54	309.72	4480.14
Fy (Max)	-40137.25	500.75	253.62	1188.87	-23989.41	-7618.23
Fy (Min)	-39240.70	-500.75	-275.51	-1134.43	18593.18	14995.86
Fz (Max)	-39239.76	0.00	549.26	105.07	-813.80	3577.65
Fz (Min)	-40138.19	0.00	-571.14	-50.25	-4582.73	3799.99
Mx (Max)	-41679.32	0.00	218.98	1733.50	-34737.42	4087.43
Mx (Min)	-40605.63	0.00	-239.06	-1658.56	29613.92	3814.04
My (Max)	-40605.63	0.00	-239.06	-1658.56	29613.92	3814.04
My (Min)	-41679.32	0.00	218.98	1733.50	-34737.42	4087.43
Mz (Max)	-39779.05	-500.75	-327.67	-336.80	2550.94	15377.07
Mz (Min)	-39599.20	500.75	287.36	661.50	-13307.13	-8000.08

Comb SISMA	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Fx (Max)	-38217.91	140.60	201.17	180.53	16868.61	2717.32
Fx (Min)	-39074.21	-140.60	-201.17	-180.53	7876.49	-2717.32
Fy (Max)	-38501.15	468.67	187.42	601.73	16701.48	9057.73
Fy (Min)	-38790.97	-468.67	-187.42	-601.73	8043.62	-9057.73
Fz (Max)	-38446.27	140.60	610.96	180.57	26635.18	2717.33
Fz (Min)	-38845.85	-140.60	-610.96	-180.57	-1890.08	-2717.33
Mx (Max)	-38501.15	468.67	187.42	601.73	16701.48	9057.73
Mx (Min)	-38790.97	-468.67	-187.42	-601.73	8043.62	-9057.73
My (Max)	-38446.27	140.60	610.96	180.57	26635.18	2717.33
My (Min)	-38845.85	-140.60	-610.96	-180.57	-1890.08	-2717.33
Mz (Max)	-38501.15	468.67	187.42	601.73	16701.48	9057.73
Mz (Min)	-38790.97	-468.67	-187.42	-601.73	8043.62	-9057.73

Tabella 15: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila

9. FONDAZIONI DIRETTE

9.1 Parametri del modello geotecnico

Per la spalla in esame, in funzione dei ridotti spesso di ricopertura, si è tenuto conto della presenza del substrato alterato come terreno di fondazione.

In particolare i parametri utilizzati nelle analisi sono i seguenti:

Formazione FAN alterato

$$\gamma_k = 26 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi_k = 42^\circ$$

$$c' = 80 \text{ kPa}$$

Tenuto conto delle incertezze sul materiale ipotizzato ad appoggio fondazione e per evitare ulteriori approfondimenti del piano di appoggio della fondazione sono stati comunque previsti micropali di "cucitura" con il substrato roccioso. La presenza di tali micropali non è stata comunque tenuta in conto nelle verifiche geotecniche dell'opera.

9.2 Risultati Spalle

9.2.1 Premessa

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni in oggetto sono state condotte in relazione alle caratteristiche e prestazioni della struttura in elevazione e del sottosuolo, facendo pertanto riferimento ai criteri di verifica e calcolo descritti nel capitolo 7.3 ed alle caratteristiche stratigrafico-geotecniche descritte nei capitoli precedenti.

9.2.2 Dimensionamento tirantatura

Tenuto conto delle sollecitazioni agenti sulle spalle è stato necessario prevedere un intervento di tirantatura per contenere i carichi in fondazione.

Viene analizzata il tratto di semispalla lato Genova, carreggiata nord, tenendo conto della somma tra i carichi agenti sulla struttura esistente e sul tratto in ampliamento: si è considerata un larghezza di calcolo di circa 13.55 m su cui sono previsti circa 4 tiranti (interasse medio di circa 3.0 m).

Sulla base della procedura illustrata al capitolo 7.4.3 sono state ottenute le seguenti curve caratteristiche, per le varie combinazioni di carico analizzate.

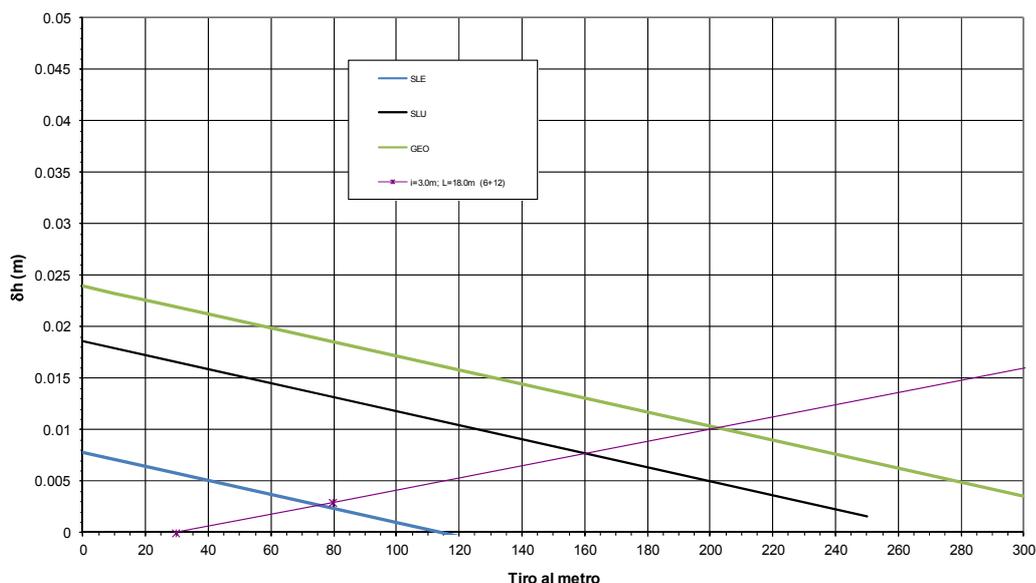


Figura 5 : Curve caratteristiche spalla-tirante

Si può dunque assumere:

SLE: $T_{\text{tirante}} = 75 \text{ kN/m}$

SLU STR (A1+M1): $T_{\text{tirante}} = 160 \text{ kN/m}$

SLU GEO (A2+M2): $T_{\text{tirante}} = 200 \text{ kN/m}$

Sulla base di quanto esposto risulta:

$$R_{\text{ad}} = 565.5 \times 4 / 13.55 = 166.9 \text{ kN/m}$$

Da cui $P_d = 160 \text{ kN/m} < R_{\text{ad}} = 166.9 \text{ kN/m}$.

La verifica è soddisfatta.

9.2.3 Collasso per carico limite

Le verifiche allo stato limite per raggiungimento del carico di collasso del sistema fondazione-terreno sono state condotte secondo i criteri di calcolo precedentemente riportati, tenendo conto dell'azione stabilizzante dei tiranti.

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati sono quelli riportati nel precedente paragrafo 9.1.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i risultati delle verifiche a carico limite per ognuna delle fondazioni in oggetto: come si evince da tali tabelle, le verifiche sono soddisfatte.

Dati generali					
Dimensione Trasversale	L	=	13.55	13.55	m
Dimensione Longitudinale	B	=	4.30	4.30	m
Area Reale	A _{reale}	=	58.265	58.265	m ²
Profondità Piano di Fossa	D	=	2.50	2.50	m
Profondità Falda	z _w	=	10.00	10.00	m
Distanza falda - Piano di Fossa	ΔZ _w	=	7.50	7.50	m
Sollecitazioni					
			SLU STR	SLU GEO	
Resultante Forze Normali	N	=	24706.3	21277.6	kN
Momento longitudinale	M _B	=	28502.3	30593.3	kN m
Momento trasversale	M _L	=	0.0	0.0	kN m
Taglio longitudinale	H _B	=	5668.1	6622.5	kN
Taglio trasversale	H _L	=	0.0	0.0	kN
Caratteristiche del Terreno					
Peso Specifico Sommerso	γ'	=	16.0	16.00	kN m ³
Peso Specifico in Sito	γ	=	26.0	26.00	kN m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	=	42.0	42.00	°
	γ _a	=	1.00	1.25	
Angolo Resistenza Taglio	φ	=	42.00	35.77	°
	col _φ	=	1.11	1.39	
	c	=	80.0	80.00	kPa
	γ _c	=	1.00	1.25	
Coesione	c	=	80.0	64.0	kPa
Adesione	c _a	=	80.0	64.0	kPa
Pressione Media	c' _{media}	=	424.0	365.2	kPa
Eccentricità Trasversale	e _L	=	0.000	0.000	m
Eccentricità Longitudinale	e _B	=	1.154	1.438	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L'	=	13.55	13.55	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B'	=	1.99	1.42	m
Area Efficace equivalente	A'	=	27.00	19.30	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{cB'}	=	26.00	26.00	kN m ³
Peso Volume Terreno	γ _{cL'}	=	21.54	21.54	kN m ³
Inclinazione PC considerato	β	=	15.0	15.00	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	q ₀ = q ₀ oriz COS β	=	62.79	62.79	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio}	=	915.0	1102.5	kPa
Determinazione Capacità Portante					
Coefficiente di Capacità Portante	N _B	=	155.54	54.24	
Coefficiente di Capacità Portante	N _L	=	85.37	36.65	
Coefficiente di Capacità Portante	N _c	=	93.71	49.49	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{B'}	=	1.872	1.905	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _{B'}	=	0.510	0.373	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{L'}	=	1.128	1.095	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _{L'}	=	1.000	1.000	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _{B'}	=	0.645	0.524	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _{L'}	=	1.000	1.000	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _{B'}	=	0.640	0.510	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _{L'}	=	1.000	1.000	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	=	0.941	0.958	
Coefficiente di Forma	s _{L'}	=	-1.720	-2.805	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	=	1.132	1.076	
Coefficiente di Forma	s _{L'}	=	7.123	7.852	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	=	1.134	1.078	
Coefficiente di Forma	s _{L'}	=	7.195	8.045	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{B'}	=	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{L'}	=	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{B'}	=	1.177	1.262	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{L'}	=	1.036	1.046	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{B'}	=	1.359	1.421	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{L'}	=	1.074	1.074	
Inclinazione PC considerato	β	=	15	15	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _{B'}	=	0.536	0.536	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _{L'}	=	0.536	0.536	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _{B'}	=	0.536	0.536	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _{L'}	=	0.536	0.536	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _{B'}	=	0.898	0.898	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _{L'}	=	0.898	0.898	
	q _{lim yB'}	=	1036.1	192.2	kPa
	q _{lim yL'}	=	-20916.6	-11896.9	kPa
	q _{lim y}	=	1036.1	192.2	kPa
	q _{lim qB'}	=	2467.9	876.4	kPa
	q _{lim qL'}	=	21203.8	10127.8	kPa
	q _{lim q}	=	2467.9	876.4	kPa
	q _{lim cB'}	=	6644.0	2222.8	kPa
	q _{lim cL'}	=	52008.8	24570.3	kPa
	q _{lim c}	=	6644.0	2222.8	kPa
Pressione Limite	q _{lim}	=	10148.0	3291.4	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio}	=	915.0	1102.5	kPa
	γ _R	=	1.0	1.8	
Rd		=	10148.0	1856.5	kPa
Ed		=	915.0	1102.5	kPa

Tabella 16: Risultati verifica a carico limite

9.2.4 Collasso per scorrimento del piano di posa

La verifica a collasso per scorrimento del piano di posa, condotta sulla base di quanto riportato nel paragrafo 7.3.3, è stata effettuata con riferimento alle combinazioni di carico più gravose in relazione alla verifica considerata.

La verifica in oggetto è stata condotta considerando lo scorrimento della fondazione nella direzione longitudinale all'asse del viadotto (dimensione B).

Nella seguente **Tabella 17** sono riportati i risultati della verifica in oggetto, che risulta soddisfatta.

Sollecitazioni				
		SLU STR	SLU GEO	
Resultante Forze Normali	N =	24706.3	21277.6	kN
Momento longitudinale	M _B =	28502.3	30593.3	kN m
Momento trasversale	M _L =	0.0	0.0	kN m
Taglio longitudinale	H _B =	5668.1	6622.5	kN
Taglio trasversale	H _L =	0.0	0.0	kN
Caratteristiche del Terreno				
Peso Specifico Sommerso	γ' =	16.0	16.00	kN m ³
Peso Specifico in Sito	γ =	26.0	26.00	kN m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ =	42.0	42.00	°
	γ _{eff} =	1.00	1.25	
Angolo Resistenza Taglio	φ =	42.00	35.77	°
	γ _R =	1.0	1.1	
	R _d =	22245.7	13933.4	
	E _d =	5668.1	6622.5	

Tabella 17: Risultati verifica a scorrimento

9.2.5 Stabilità globale – risultati della verifica

Le verifiche di stabilità globale, nel caso specifico, vengono omesse in quanto non ritenute dimensionanti, tenuto conto della tipologia di terreno di fondazione e la geometria dell'opera.

9.2.6 Valutazione cedimenti - risultati

Le verifiche dei cedimenti sono state condotte tenendo conto delle combinazioni SLE, sulla base di quanto detto al paragrafo 7.3.5.

Il cedimento ottenuto è compatibile con le prestazioni della struttura essendo di entità molto ridotta (< 1.0 mm), come atteso, dato che il terreno di fondazione è caratterizzato da buone proprietà geomeccaniche.

9.3 Risultati Pile

9.3.1 Premessa

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni in oggetto sono state condotte in relazione alle caratteristiche e prestazioni della struttura in elevazione e del sottosuolo, facendo pertanto riferimento ai criteri di verifica e calcolo descritti nel capitolo 7.3 ed alle caratteristiche stratigrafico-geotecniche descritte nei capitoli precedenti.

9.3.2 Collasso per carico limite

Le verifiche allo stato limite per raggiungimento del carico di collasso del sistema fondazione-terreno sono state condotte secondo i criteri di calcolo precedentemente riportati.

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati sono quelli riportati nel precedente paragrafo 9.1.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i risultati delle verifiche a carico limite per le fondazioni in oggetto: come si evince da tali tabelle, le verifiche sono soddisfatte.

Dati generali															
Dimensione Trasversale	L	=	25.90	25.90	25.90	25.90	25.90	25.90	25.90	25.90	25.90	25.90	25.90	m	
Dimensione Longitudinale	B	=	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	m	
Area Reale	A _{reale}	=	90.65	90.65	90.65	90.65	90.65	90.65	90.65	90.65	90.65	90.65	90.65	m ²	
Profondità Piano di Posa	D	=	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	m	
Profondità Faldia	z _w	=	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	m	
Distanza faldia - Piano di Posa	Δz _w	=	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m	
Sollecitazioni															
Resultante Forze Normali	N	=	38217.9	39074.2	38501.1	38791.0	38446.3	38845.8	38501.1	38791.0	38446.3	38845.8	38501.1	38791.0	kN
Momento longitudinale	M _B	=	2717.3	-2717.3	9057.7	-9057.7	2717.3	-2717.3	9057.7	-9057.7	2717.3	-2717.3	9057.7	-9057.7	kNm
Momento trasversale	M _L	=	-16868.6	-7876.5	-16701.5	-8043.6	-26635.2	1890.1	-16701.5	-8043.6	-26635.2	1890.1	-16701.5	-8043.6	kNm
Taglio longitudinale	H _B	=	140.6	-140.6	468.7	-468.7	140.6	-140.6	468.7	-468.7	140.6	-140.6	468.7	-468.7	kN
Taglio trasversale	H _L	=	201.2	-201.2	187.4	-187.4	611.0	-611.0	187.4	-187.4	611.0	-611.0	187.4	-187.4	kN
Caratteristiche del Terreno															
Peso Specifico Sommerso	γ'	=	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	=	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	=	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	°
Angolo Resistenza Taglio	φ _{red}	=	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	°
	cotφ'	=	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	°
	c	=	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	kPa
	γ _c	=	80.0	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	kPa
	γ _c	=	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	°
Coesione	c	=	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Adesione	c _a	=	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Pressione Media	c _{media}	=	421.6	431.0	424.7	427.9	424.1	428.5	424.7	427.9	424.1	428.5	424.7	427.9	kPa
Eccentricità Trasversale	e _L	=	-0.441	-0.202	-0.434	-0.207	-0.693	0.049	-0.434	-0.207	-0.693	0.049	-0.434	-0.207	m
Eccentricità Longitudinale	e _B	=	0.071	-0.070	0.235	-0.234	0.071	-0.070	0.235	-0.234	0.071	-0.070	0.235	-0.234	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L'	=	25.02	25.50	25.03	25.49	24.51	25.80	25.03	25.49	24.51	25.80	25.03	25.49	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B'	=	3.36	3.36	3.03	3.03	3.36	3.36	3.03	3.03	3.36	3.36	3.03	3.03	m
Area Efficace equivalente	A'	=	84.00	85.69	75.84	77.30	82.34	86.70	75.84	77.30	82.34	86.70	75.84	77.30	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{CB'}	=	24.93	24.93	25.90	25.89	24.93	24.93	25.90	25.89	24.93	24.93	25.90	25.89	kN/m ³
Peso Volume Terreno	γ _{CL'}	=	17.20	17.18	17.20	17.18	17.22	17.16	17.20	17.18	17.22	17.16	17.20	17.18	kN/m ³
Inclinazione PC considerato	β	=	15.0	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	q ₀ = q ₀ cos β	=	50.23	50.23	50.23	50.23	50.23	50.23	50.23	50.23	50.23	50.23	50.23	50.23	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio}	=	455.0	456.0	507.7	501.8	466.9	448.1	507.7	501.8	466.9	448.1	507.7	501.8	kPa
Determinazione Capacità Portante															
Coefficiente di Capacità Portante	N ₁	=	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	
Coefficiente di Capacità Portante	N ₂	=	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	
Coefficiente di Capacità Portante	N ₃	=	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{B'}	=	1.882	1.884	1.892	1.894	1.880	1.885	1.892	1.894	1.880	1.885	1.892	1.894	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{B'}	=	0.991	0.991	0.970	0.971	0.991	0.991	0.970	0.971	0.991	0.991	0.970	0.971	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{L'}	=	1.118	1.116	1.108	1.106	1.120	1.115	1.108	1.106	1.120	1.115	1.108	1.106	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'}	=	0.991	0.991	0.991	0.991	0.972	0.991	0.972	0.991	0.972	0.991	0.972	0.991	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _B	=	0.994	0.994	0.980	0.981	0.994	0.994	0.980	0.981	0.994	0.994	0.980	0.981	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _L	=	0.995	0.995	0.995	0.995	0.985	0.985	0.995	0.995	0.985	0.985	0.995	0.995	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _B	=	0.994	0.994	0.980	0.980	0.994	0.994	0.980	0.980	0.994	0.994	0.980	0.980	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _L	=	0.995	0.995	0.995	0.995	0.985	0.985	0.995	0.995	0.985	0.985	0.995	0.995	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	=	0.946	0.947	0.952	0.952	0.945	0.948	0.952	0.952	0.945	0.948	0.952	0.952	
Coefficiente di Forma	s _{L'}	=	-1.980	-2.035	-2.305	-2.361	-1.920	-2.072	-2.305	-2.361	-1.920	-2.072	-2.305	-2.361	
Coefficiente di Forma	s _B	=	1.097	1.095	1.087	1.086	1.099	1.094	1.087	1.086	1.099	1.094	1.087	1.086	
Coefficiente di Forma	s _L	=	6.367	6.465	6.952	7.053	6.258	6.531	6.952	7.053	6.258	6.531	6.952	7.053	
Coefficiente di Forma	s _B	=	1.099	1.098	1.090	1.088	1.101	1.096	1.090	1.088	1.101	1.096	1.090	1.088	
Coefficiente di Forma	s _L	=	6.517	6.618	7.119	7.222	6.405	6.687	7.119	7.222	6.405	6.687	7.119	7.222	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _B	=	1.148	1.148	1.164	1.164	1.148	1.148	1.164	1.148	1.148	1.164	1.148	1.164	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _L	=	1.020	1.020	1.020	1.020	1.020	1.019	1.020	1.020	1.019	1.020	1.020	1.020	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _B	=	1.238	1.238	1.264	1.264	1.238	1.238	1.264	1.264	1.238	1.238	1.264	1.264	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _L	=	1.032	1.031	1.032	1.031	1.033	1.031	1.032	1.031	1.033	1.031	1.032	1.031	
Inclinazione PC considerato	β	=	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'}	=	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'}	=	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _B	=	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _L	=	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _B	=	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _L	=	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	
q _{lim} B'	q _{lim} B'	=	1141.3	1143.4	1053.1	1055.0	1140.2	1143.9	1053.1	1055.0	1140.2	1143.9	1053.1	1055.0	kPa
q _{lim} L'	q _{lim} L'	=	-12268.1	-12832.1	-14298.1	-14892.6	-11448.8	-12966.3	-14298.1	-14892.6	-11448.8	-12966.3	-14298.1	-14892.6	kPa
q _{lim} B	q _{lim} B	=	1141.3	1143.4	1053.1	1055.0	1140.2	1143.9	1053.1	1055.0	1140.2	1143.9	1053.1	1055.0	kPa
q _{lim} L	q _{lim} L	=	1235.0	1233.1	1224.3	1222.7	1237.3	1231.8	1224.3	1222.7	1237.3	1231.8	1224.3	1222.7	kPa
q _{lim} q ₁	q _{lim} q ₁	=	6374.4	6470.7	6962.6	7061.3	6204.4	6471.7	6962.6	7061.3	6204.4	6471.7	6962.6	7061.3	kPa
q _{lim} q ₂	q _{lim} q ₂	=	1235.0	1233.1	1224.3	1222.7	1237.3	1231.8	1224.3	1222.7	1237.3	1231.8	1224.3	1222.7	kPa
q _{lim} c _{B'}	q _{lim} c _{B'}	=	3849.0	3842.6	3839.1	3833.5	3856.1	3838.5	3839.1	3833.5	3856.1	3838.5	3839.1	38	

9.3.3 Collasso per scorrimento del piano di posa

La verifica a collasso per scorrimento del piano di posa, condotta sulla base di quanto riportato nel paragrafo 7.3.3, è stata effettuata con riferimento alle combinazioni di carico più gravose in relazione alla verifica considerata.

La verifica in oggetto è stata condotta considerando lo scorrimento della fondazione nella direzione longitudinale all'asse del viadotto (dimensione B).

Nella seguente **Tabella 17** sono riportati i risultati della verifica in oggetto, che risulta soddisfatta.

Sollecitazioni														
		GEO 1	GEO 2	GEO 3	GEO 4	GEO 5	GEO 6	GEO 7	GEO 8	GEO 9	GEO 10	GEO 11	GEO 12	
Risultante Forze Normali	N	37519.9	44764.6	40137.3	39240.7	39239.8	40138.2	41679.3	40605.6	40605.6	41679.3	39779.0	39599.2	kN
Momento longitudinale	M _B	-7997.8	4480.1	-7618.2	14995.9	3577.7	3800.0	4087.4	3814.0	3814.0	4087.4	15377.1	-8000.1	kNm
Momento trasversale	M _L	10036.6	-309.7	23989.4	-18593.2	813.8	4582.7	34737.4	-29613.9	-29613.9	34737.4	-2550.9	13307.1	kNm
Taglio longitudinale	H _B	500.8	0.0	500.8	-500.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-500.8	500.8	kN
Taglio trasversale	H _L	298.2	-333.6	253.6	-275.5	549.3	-571.1	219.0	-239.1	-239.1	219.0	-327.7	287.4	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ'	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	kN m ³
Peso Specifico in Sito	γ	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	°
	ψ	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
Angolo Resistenza Taglio	φ	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	°
	γ _R	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
	Rd	24569.5	29313.6	26283.5	25696.4	25695.7	26284.1	27293.3	26590.2	26590.2	27293.3	26048.9	25931.1	
	Ed	582.8	333.6	561.3	571.5	549.3	571.1	219.0	239.1	239.1	219.0	598.4	577.3	

Sollecitazioni														
		SIS 1	SIS 2	SIS 3	SIS 4	SIS 5	SIS 6	SIS 7	SIS 8	SIS 9	SIS 10	SIS 11	SIS 12	
Risultante Forze Normali	N	38217.9	39074.2	38501.1	38791.0	38446.3	38845.8	38501.1	38791.0	38446.3	38845.8	38501.1	38791.0	kN
Momento longitudinale	M _B	2717.3	-2717.3	9057.7	-9057.7	2717.3	-2717.3	9057.7	-9057.7	2717.3	-2717.3	9057.7	-9057.7	kNm
Momento trasversale	M _L	-16868.6	-7876.5	-16701.5	-8043.6	-26635.2	1890.1	-16701.5	-8043.6	-26635.2	1890.1	-16701.5	-8043.6	kNm
Taglio longitudinale	H _B	140.6	-140.6	468.7	-468.7	140.6	-140.6	468.7	-468.7	140.6	-140.6	468.7	-468.7	kN
Taglio trasversale	H _L	201.2	-201.2	187.4	-187.4	611.0	-611.0	187.4	-187.4	611.0	-611.0	187.4	-187.4	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ'	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	kN m ³
Peso Specifico in Sito	γ	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	°
	ψ	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
Angolo Resistenza Taglio	φ	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	°
	γ _R	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
	Rd	25026.6	25587.3	25212.1	25401.9	25176.1	25437.8	25212.1	25401.9	25176.1	25437.8	25212.1	25401.9	
	Ed	245.4	245.4	504.8	504.8	626.9	626.9	504.8	504.8	626.9	626.9	504.8	504.8	

Tabella 20: Risultati verifica a scorrimento

9.3.4 Stabilità globale – risultati della verifica

Le verifiche di stabilità globale, nel caso specifico, vengono omesse in quanto non ritenute dimensionanti, tenuto conto della tipologia di terreno di fondazione e la geometria dell'opera.

9.3.5 Valutazione cedimenti - risultati

Le verifiche dei cedimenti sono state condotte tenendo conto delle combinazioni SLE, sulla base di quanto detto al paragrafo 7.3.5.

Il cedimento ottenuto è compatibile con le prestazioni della struttura essendo di entità molto ridotta (< 1.0 mm), come atteso, dato che il terreno di fondazione è caratterizzato da buone proprietà geomeccaniche.