

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:

PROGETTISTA:

DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI

Ing. Geol. Massimo PIETRANTONI

Ing. Piergiorgio GRASSO

Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche



PROGETTO ESECUTIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE

GEOTECNICA

Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti

APPALTATORE		SCALA:
IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A. Dott. Ing. Sabino Del Balzo DIRETTORE TECNICO Ing. Sabino DEL BALZO 24/02/2020		-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	F	2	6	1	2	E	Z	Z	R	O	G	E	0	0	0	5	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione	A. Tagliaferri	24/02/2020	M. Pietrantonì	24/02/2020	P. Grasso	24/02/2020	M. Pietrantonì	



24/02/2020

File: IF26.1.2.E.ZZ.RO.GE.00.0.5.001.A.doc

n. Elab.:

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Criteria di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>RO</td> <td>GE0005 001</td> <td>A</td> <td>2 di 32</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	2 di 32
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	2 di 32								

Indice

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE - PALI DI FONDAZIONE	5
3.1	CAPACITA' PORTANTE LIMITE A CARICO VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE (COMPRESSIONE)	5
3.1.1	PORTATA LATERALE	6
3.1.2	PORTATA DI BASE	7
3.1.3	CAPACITA' PORTANTE LIMITE A CARICO VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE (TRAZIONE) ..	8
3.2	CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA	8
3.2.1	CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO.....	8
3.2.2	CEDIMENTO DELLA PALIFICATA.....	8
3.3	PALI SOTTOPOSTI A FORZE ORIZZONTALI	9
3.3.1	MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE PALO-TERRENO	10
3.3.2	VALUTAZIONE DEL MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO	10
3.3.3	VERIFICA A ROTTURA DEL TERRENO – TEORIA DI BROMS.....	11
4	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE - POZZI DI FONDAZIONE	13
4.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEI SETTI.....	13
4.2	CAPACITA' PORTANTE LIMITE A CARICO VERTICALE DEI POZZI DI FONDAZIONE.....	14
4.2.1	VERIFICA A ROTTURA DEL TERRENO – TEORIA DI BRINCH-HANSEN	15
4.3	CEDIMENTO DEI POZZI DI FONDAZIONE	15
5	CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	16
5.1	VERIFICHE DI SICUREZZA PER LE FONDAZIONI SU PALI	20
5.1.1	STATI LIMITE ULTIMI (SLU) IN CAMPO STATICO	20
5.1.2	STATI LIMITE ULTIMI (SLU) IN CAMPO SISMICO.....	21
5.1.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	22
6	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE - POZZI DI	

FONDAZIONE	23
6.1 CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE	23
6.2 CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE	26
6.3 CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI DIRETTE	27
6.3.1 METODO DELLA TEORIA DELL'ELASTICITÀ (PER DEPOSITI STRATIFICATI).....	27
6.4 DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO ALLA WINKLER PER ANALISI STRUTTURALI.....	28
7 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI DIRETTE.....	30
7.1.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU) IN CAMPO STATICO	31
7.1.2 STATI LIMITE ULTIMI (SLU) IN CAMPO SISMICO.....	31
7.1.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	31

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 4 di 32

1 PREMESSA

Nel presente documento si riportano i criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni delle opere d'arte del Progetto Esecutivo per il Raddoppio della Tratta Cancello - Benevento; II° lotto funzionale Frasso Telesino – Vitulano, sub lotto 1 dal km 16+500 al km 27+700.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008).
- [2] Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [3] RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30-12-16 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [4] RFI DTC SI SP IFS 001 A del 30-12-16 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 5 di 32

3 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE - PALI DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo sono contenuti i criteri di dimensionamento e calcolo delle palificate delle fondazioni delle opere d'arte maggiori realizzate con pali trivellati di grande diametro o diaframmi di fondazione.

Nelle analisi delle fondazioni profonde verranno considerate le seguenti ipotesi:

- Plinto infinitamente rigido.
- Vincolo di incastro tra pali e plinto;
- Pali costituenti la palificata verticali;
- Interazione tra i pali trascurabile;
- Rotazione del plinto e della testa dei pali impedita.

Per un gruppo di n pali, sottoposto a forze verticali, orizzontali e di momento esterne (agenti alla quota della testa dei pali ed in corrispondenza del baricentro della palificata) i carichi agenti alla testa di ciascun pali sono stimabili con le seguenti espressioni:

$$Q_{ti} = \frac{Q}{n} \pm \left[M_x \cdot \frac{y_i}{\sum_1^n y_i^2} \right] \pm \left[M_y \cdot \frac{x_i}{\sum_1^n x_i^2} \right]$$

essendo:

Q = forza verticale esterna;

M_x = momento esterno attorno all'asse x proveniente dalla sovrastruttura, accoppiato con H_y ;

H_y = forza orizzontale esterna nella direzione y proveniente dalla sovrastruttura, accoppiata con M_x ;

M_y = momento esterno attorno all'asse y proveniente dalla sovrastruttura, accoppiato con H_x ;

H_x = forza orizzontale esterna nella direzione x proveniente dalla sovrastruttura, accoppiata con M_y ;

Q_{ti} = forza verticale agente alla testa del palo i-esimo;

y_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione y;

x_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione x;

3.1 CAPACITA' PORTANTE LIMITE A CARICO VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE (COMPRESSIONE)

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) Q_d può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{d_compr} = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

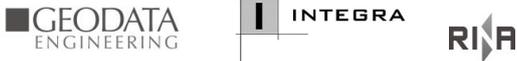
Q_{ll} = portata laterale limite;

Q_{bl} = portata di base limite;

W'_p = peso efficace del palo o del setto (al netto del peso del terreno asportato);

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$);

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteria di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 6 di 32

3.1.1 PORTATA LATERALE

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{II} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo;

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo;

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo a Burland [1973], può essere valutata in termini di tensioni efficaci, Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{i,max}$$

dove:

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica;

β = coefficiente empirico valutato come $\beta = k \cdot \tan \varphi'$;

k = coefficiente di pressione laterale = 0.6 (compressione); k = 0.5 (trazione);

φ' = angolo di resistenza al taglio;

$\tau_{i,max}$ = 150 kPa, valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno.

Depositi coesivi

La tensione tangenziale per i terreni coesivi viene valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{i,max}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = coefficiente empirico valutato da *AGI dicembre 1984*:

$$c_u \leq 25 \text{ kPa} \quad \alpha = 0.90$$

$$25 < c_u < 50 \quad \alpha = 0.80$$

$$50 < c_u < 75 \quad \alpha = 0.60$$

$$c_u \geq 75 \quad \alpha = 0.40$$

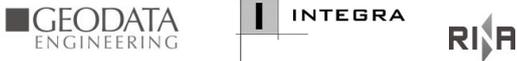
$\tau_{i,max}$ = 100 kPa per i depositi coesivi alluvionali.

Inoltre per i depositi coesivi si considera:

$$\tau_i > 0.25 \cdot \sigma'_v$$

$$\tau_i < 0.55 \cdot \sigma'_v$$

dove σ'_v = tensione verticale efficace litostatica.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>RO</td> <td>GE0005 001</td> <td>A</td> <td>7 di 32</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	7 di 32
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	7 di 32								

3.1.2 PORTATA DI BASE

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo, viene valutata con la relazione di Berezantzev:

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

N_q = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno;

σ'_v = tensione verticale efficace;

q_{blim} = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwidzala (1984), vedasi seguente tabella.

Tab. 1 – Valori di q_{blim} secondo Gwidzala (1984)

	q_{blim} (kPa)
GHIAIE	7500
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Cautelativamente per le unità in esame si assume:

- nei depositi ghiaioso sabbiosi (**unità ba1, bc1, bn1, bn2, MDL1**): $N_q = 25$, $q_{blim} = 5800$ kPa.
- nei depositi sabbiosi (**unità ba2, bc2, bn2, MDL2, TGC2**): $N_q = 17$, $q_{blim} = 4300$ kPa.

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

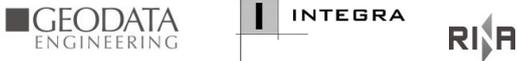
$$q_{bl} = 9 \cdot C_u + \sigma_v$$

dove:

C_u = resistenza al taglio non drenata,

σ_v = tensione totale.

Nel caso di terreni stratificati, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinato alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno 3 diametri.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>RO</td> <td>GE0005 001</td> <td>A</td> <td>8 di 32</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	8 di 32
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	8 di 32								

3.1.3 CAPACITA' PORTANTE LIMITE A CARICO VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE (TRAZIONE)

La portata di progetto a trazione di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) (o setti di diaframma) Q_d può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{d_traz} = Q_{II} / F_{SL} + W'_{p_eff}$$

dove:

Q_{II} = portata laterale limite (da determinarsi secondo quanto già descritto in precedenza);

W'_{p_eff} = peso efficace del palo o del setto (alleggerito della sottospinta idraulica se sotto falda);

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

3.2 CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA

3.2.1 CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO

La valutazione del cedimento del palo singolo viene condotta attraverso lo schema di suolo elastico indefinito (Poulos & Davis, 1968) che porta alla soluzione in forma chiusa derivata dalla teoria dell'elasticità e mette in relazione il cedimento del palo singolo (δ) con la lunghezza del palo (L), il carico verticale agente alla testa del palo (N) ed con il modulo di deformazione medio (E) del semispazio indefinito:

$$\delta = \frac{\beta \cdot N}{E \cdot L}$$

Il coefficiente di influenza adimensionale β risulta funzione del rapporto L/D e può essere valutato come segue:

$$\beta = 0.5 + \log\left(\frac{L}{D}\right) \quad [\text{Poulos \& Davis, 1981}]$$

Il modulo elastico E è quello dello strato di terreno in cui è immerso il palo, o nel caso in cui siano presenti più strati, quello di un unico strato omogeneizzato (tale valore sarà stimato in base alla media pesata dei moduli elastici dei vari strati di terreno che interessano lo sviluppo del palo). Dunque, ove il modulo del terreno subisca variazione con la lunghezza del palo, il modulo medio del terreno può essere valutato come segue:

$$E_m = \left(\frac{1}{L}\right) \sum_{i=1}^n E_i \cdot h_i$$

in cui E_i e h_i sono rispettivamente il modulo e lo spessore dello strato i -esimo.

3.2.2 CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

Il cedimento medio della palificata può essere espresso come il prodotto del cedimento δ del palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione R_s legato alla geometria della fondazione. In modo equivalente si può fare riferimento al parametro $R_g = R_s/n$ (coefficiente di riduzione del gruppo) in cui n è il numero di elementi della palificata:

$$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Facendo riferimento a Randolph & Clancy (1993) e Mandolini (1994), si può individuare una correlazione tra R_g ed il parametro:

**Criteri di dimensionamento e verifica delle
fondazioni superficiali e profonde dei viadotti**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	9 di 32

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot i}{L}}$$

in cui con i è l'interasse dei pali.

L'evidenza sperimentale del comportamento di gruppi di pali in vera grandezza permette di stimare il parametro R_g attraverso la relazione seguente (Mandolini et al., 1997):

$$R_g = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

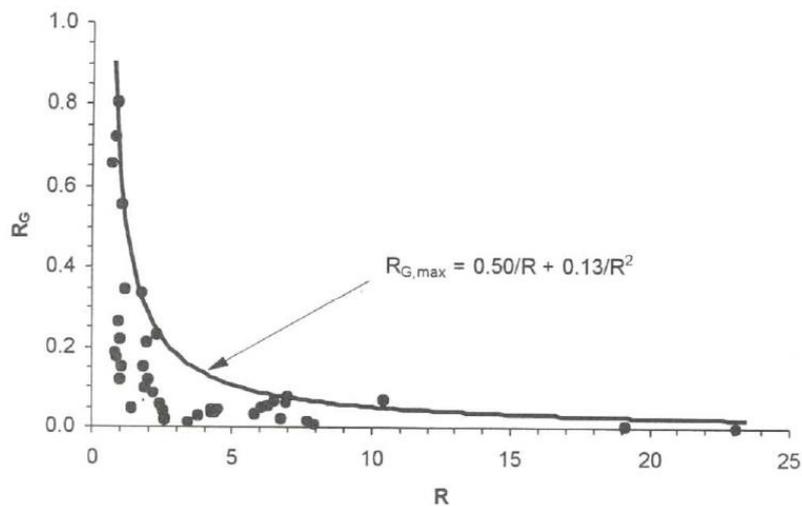


Fig. 1 – Dati empirici per il cedimento di fondazioni su pali

3.3 PALI SOTTOPOSTI A FORZE ORIZZONTALI

I valori del taglio agente in testa al singolo sono determinati con una ripartizione rigida delle sollecitazioni provenienti dalla sovrastruttura, attraverso la relazione:

$$H_{palo} = \sqrt{\left(\frac{H_x}{n_{pali}}\right)^2 + \left(\frac{H_y}{n_{pali}}\right)^2}$$

essendo:

H_{palo} = forza di taglio agente sul singolo palo;

H_x = forza orizzontale esterna nella direzione x proveniente dalla sovrastruttura;

H_y = forza orizzontale esterna nella direzione y proveniente dalla sovrastruttura;

n_{pali} = numero complessivo dei pali della palificata.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 10 di 32

3.3.1 MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE PALO-TERRENO

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y):

$$E_{MR} = p / y \quad [FL^{-2}]$$

Si osservi che, definito KW [FL^{-3}] il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{MR} = K_W \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$E_{MR} = E_{MR,0} + k_h \cdot z \quad [FL^{-2}]$$

dove:

$E_{MR,0}$ = valore del modulo di reazione a testa palo;

k_h = gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della D_r ;

z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Per la valutazione del modulo di reazione orizzontale palo-terreno, nelle formazioni geotecniche in esame, in generale si considera:

- nei depositi coesivi $\xi = 350$;
- nei depositi incoerenti moderatamente addensati (**alluvioni attuali, recenti**) $k_h = 8000 \text{ kN/m}^3$
- nei depositi incoerenti molto addensati (**unità MDL1, MDL2, bn1, bn2**) $k_h = 10000 \text{ kN/m}^3$

3.3.2 VALUTAZIONE DEL MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956), che utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali, ottenuti esprimendo l'equazione della linea elastica attraverso equazioni differenziali funzione del tipo di sollecitazione agente.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno (E_{MR} , che verrà definito nel seguente paragrafo), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

H_0 = azione tagliante in testa palo [F];

M_0 = azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;

α_m = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

M_{ad} = momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

**Criteria di dimensionamento e verifica delle
fondazioni superficiali e profonde dei viadotti**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	11 di 32

3.3.3 VERIFICA A ROTTURA DEL TERRENO – TEORIA DI BROMS

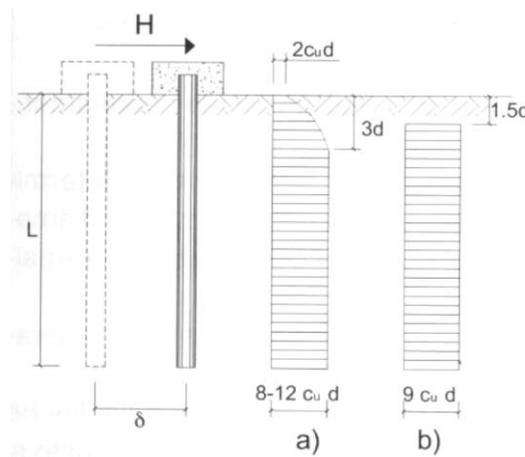
In presenza di forze orizzontali agenti su un palo è necessario che esso venga dimensionato a carico limite sotto queste azioni. A tale scopo sarà utilizzata la teoria proposta da Broms (1964).

In relazione alla tipologia di fondazioni presenti, si farà riferimento alla condizione di pali con testa impedita di ruotare con il vincolo posto a piano campagna.

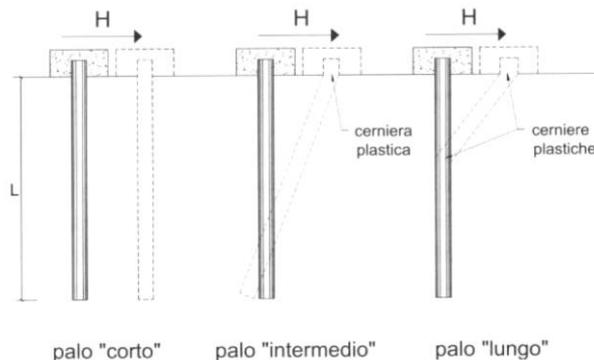
In caso di terreni stratificati, considerando valide le formulazioni per terreno omogeneo, si utilizzerà un modello di calcolo in cui gli strati di sottosuolo interagenti con i pali di fondazione saranno presi in conto ognuno con le proprie caratteristiche geotecniche di resistenza.

3.3.3.1 CONDIZIONI NON DRENATE

Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo, ottenuto su basi teoriche e sperimentali, è quella riportata nella figura seguente. Nella teoria di Broms si adotta al fine della analisi, un diagramma semplificato con reazione nulla fino a $(1.5 \cdot d)$ e quindi costante con valore $(9 \cdot c_u \cdot d)$.



I possibili meccanismi di rottura sono riportati di seguito. Il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura risulta:



Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	12 di 32

palo corto $H = 9 c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$

palo intermedio $H = -9 c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4,5}$

palo lungo $H = -13,5 c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$

3.3.3.2 CONDIZIONI DRENATE

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

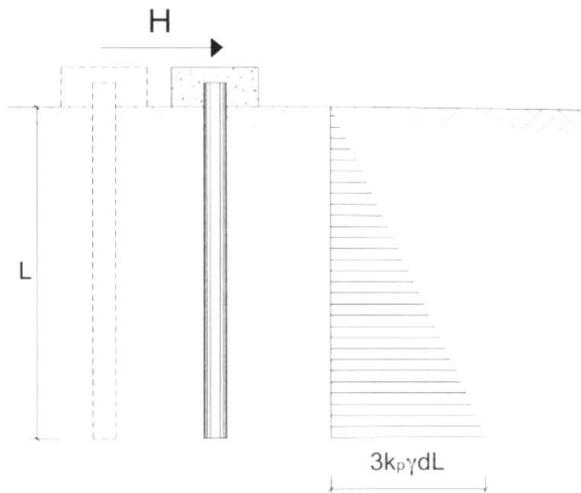
$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

in cui

k_p è il coefficiente di spinta passiva;

z è la profondità dal piano campagna;

γ è il peso di volume del terreno, in caso di terreno in falda si assume γ' .



I meccanismi di rottura possibili sono gli stessi precedentemente illustrati, a cui corrispondono i seguenti valori del carico limite:

palo corto $H = 1,5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$

palo intermedio $H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$

palo lungo $H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$

4 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE - POZZI DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito i criteri di dimensionamento e calcolo dei pozzi di fondazione delle opere d'arte, costituiti da setti rettangolari realizzati con benna.

4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEI SETTI

Le sollecitazioni agenti sui singoli diaframmi saranno determinate attraverso il codice di calcolo GROUP della Ensoft Inc, specifico per l'analisi di gruppi di pali (di forma circolari e rettangolare) soggetti a carichi assiali e laterali, in condizioni tridimensionali.

L'analisi della palificata è stata condotta considerando le fondazioni come costituite da setti incastrati in testa al plinto, assimilato ad un corpo infinitamente rigido. La metodologia di calcolo implementata nel codice consente di tenere conto sia della rigidità orizzontale dei singoli pali/setti sia della loro rigidità assiale, nonché dell'influenza reciproca fra i vari elementi (effetto gruppo sia per carichi orizzontali sia verticali).

In estrema sintesi, il codice di calcolo opera trattando il palo singolo della palificata (o setti), in direzione trasversale, con il metodo delle curve p-y. L'effetto gruppo viene considerato in direzione trasversale abbattendo le curve p-y in accordo a procedure proposte da Reese.

Nel programma vengono definiti automaticamente i coefficienti di abbattimento delle reazioni orizzontali, tenendo conto della posizione reciproca dei pali ("side by side", "line by line", "skewed piles") e dell'interasse tra i pali secondo specifiche curve (si rimanda alle specifiche pubblicazioni per i dettagli; Cox - 1984, Wang e Reese - 1986, Lieng - 1988, Schmidt - 1981-85).

Il codice permette di analizzare palificate del tutto generiche nella geometria, nella disposizione, nella inclinazione e nella lunghezza degli elementi di fondazione (pali o setti comunque orientati). Le condizioni di vincolo tra pali/setti e plinto possono essere di incastro, cerniera e semplice appoggio anche variabili per i diversi elementi.

Il comportamento del palo/setto isolato ai carichi assiali è definito da una caratteristica di rigidità del sistema palo-terreno, che può essere lineare o non lineare. Il comportamento del palo/setto isolato soggetto a carico trasversale è definito da una caratteristica di rigidità variabile con la profondità.

Le azioni esterne, siano esse carichi o coazioni possono essere applicate al plinto in più centri di carico, per ognuno dei quali vengono definite le componenti di carico in sistemi di riferimento locali.

Nelle seguenti figure sono riportati i sistemi di riferimento globale e locale con le convenzioni sui segni delle variabili adottate, le possibili caratteristiche di rigidità assiale ed orizzontale per i pali/setti nonché le convenzioni adottate per la definizione dei centri di carico.

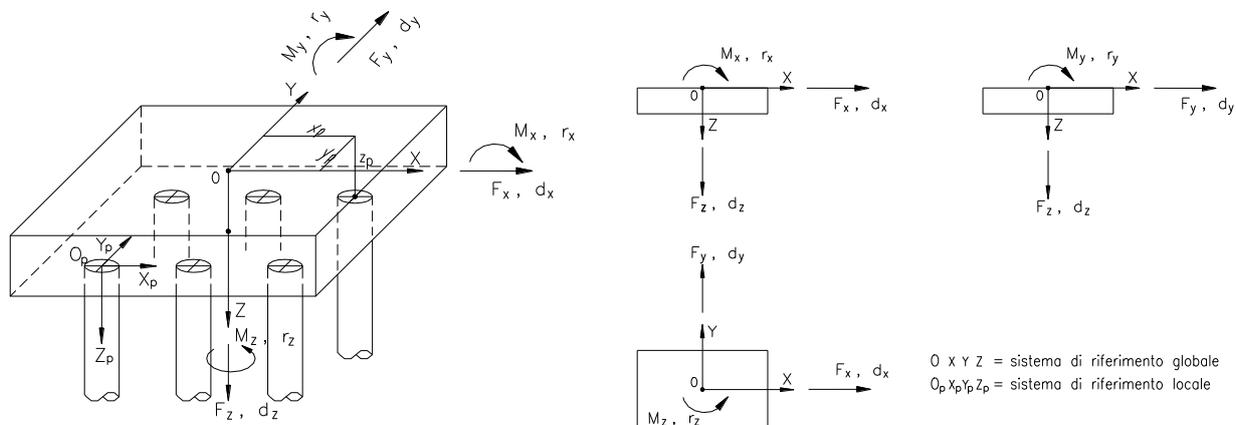


Fig. 2 – Definizione dei sistemi di riferimento globali adottati nelle analisi delle palificate

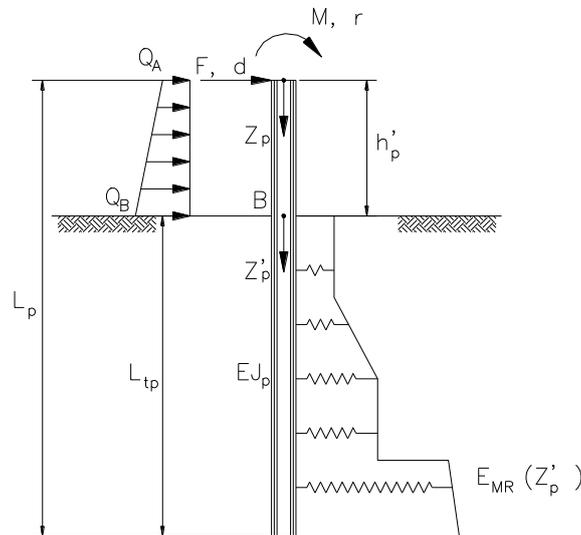


Fig. 3 – Definizione dei moduli di reazione del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo/setto soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y): $E_{MR} = p / y$.

I moduli di reazione specifici dei terreni (coefficienti di sottofondo alla Winkler K_W) saranno determinati in maniera analoga a quanto definito per il pali di fondazione (vedi paragrafo 3.4.1), ovvero, per un palo di diametro D , attraverso la reazione

$$E_{MR} = K_W \cdot D$$

4.2 CAPACITA' PORTANTE LIMITE A CARICO VERTICALE DEI POZZI DI FONDAZIONE

La capacità portante dei pozzi di fondazione si valuterà in analogia a quanto previsto per i pali di fondazione (vedi paragrafo 3.1; cautelativamente, per la superficie laterale contribuyente alla resistenza laterale sarà considerato il perimetro complessivo del blocco solido, mentre per la resistenza alla base l'area di calcestruzzo dei setti esterni.

La portata di progetto del pozzo Q_d può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{d_compr} = Q_{II} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

Q_{II} = portata laterale limite;

Q_{bl} = portata di base limite;

W'_p = peso efficace del palo o del setto (al netto del peso del terreno asportato);

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$);

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Per la determinazione della portata laterale e per la portata alla base, si rimanda rispettivamente alla metodologia descritta ai paragrafi 3.1.1 e 3.1.2.

4.2.1 VERIFICA A ROTTURA DEL TERRENO – TEORIA DI BRINCH-HANSEN

In alcuni casi particolari (ad esempio in presenza elementi rigidi come pozzi di fondazione) le verifiche a carico limite orizzontale sono state svolte con riferimento alla teoria di Brinch-Hansen (“The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces” Geoteknisk Institut Copenhagen, Bulletin n. 12 – 1961). Secondo tale metodo la reazione orizzontale sulla superficie laterale di un elemento rigido presente nel terreno e sottoposto ad una forza orizzontale H in testa, risulta pari a:

$$P_{x,lim} = D \cdot (\sigma'_v \cdot K_q + c' \cdot K_c) \quad [F L^{-1}]$$

ove:

$P_{x,lim}$ = Pressione orizzontale limite per unità di lunghezza del pozzo;

D = diametro del pozzo o dimensione ortogonale alla direzione di applicazione della forza;

σ'_v = tensione verticale litostatica efficace;

c' = coesione efficace;

K_q, K_c = coefficienti adimensionali, funzioni della profondità D (da piano campagna) e dell'angolo di resistenza al taglio φ' .

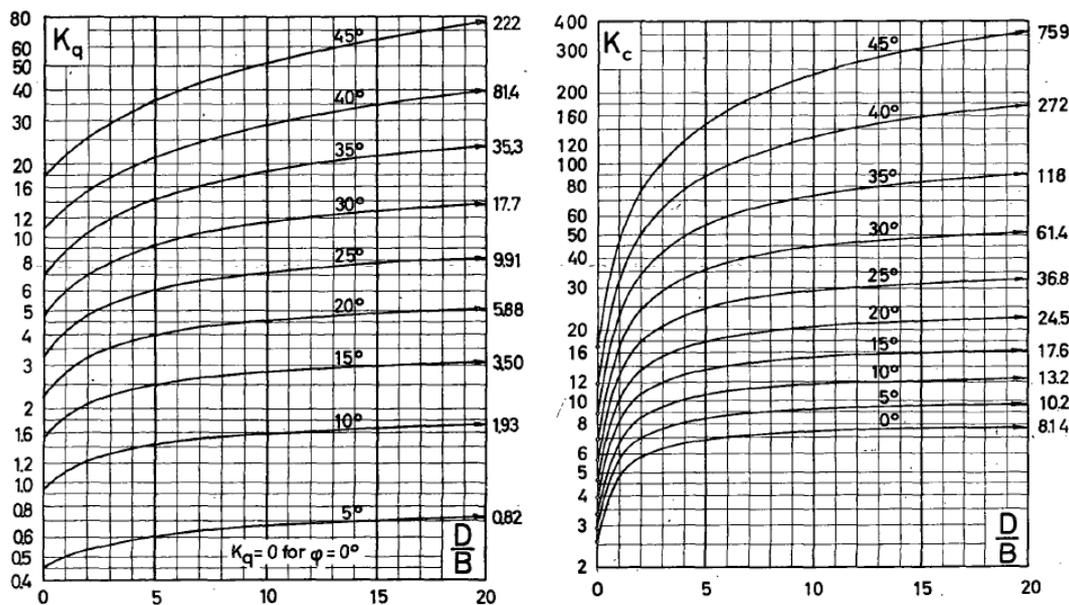


Fig. 4 – Diagrammi per la determinazione dei coefficienti adimensionali K_q e K_c

Per D che tende a 0 (ovvero al piano campagna) il valore di K_q e K_c tende a K_q^0 e K_c^0 ; per D che tende ad ∞ , K_q e K_c tendono a K_q^∞ e K_c^∞ .

Per profondità intermedie tra 0 e ∞ , è possibile determinare i relativi valori di K_q^D e K_c^D attraverso le relazioni seguenti:

$$K_q^D = \frac{K_q^0 + K_q^\infty \cdot a_q \cdot \frac{D}{B}}{1 + a_q \cdot \frac{D}{B}}$$

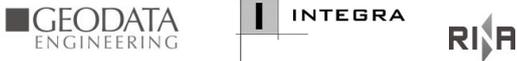
$$a_q = \frac{K_q^0}{K_q^\infty - K_q^0} \cdot \frac{K_o \sin \varphi}{\sin(45^\circ + \frac{1}{2} \varphi)}$$

$$K_c^D = \frac{K_c^0 + K_c^\infty \cdot a_c \cdot \frac{D}{B}}{1 + a_c \cdot \frac{D}{B}}$$

$$a_c = \frac{K_c^0}{K_c^\infty - K_c^0} \cdot 2 \sin(45^\circ + \frac{1}{2} \varphi)$$

4.3 CEDIMENTO DEI POZZI DI FONDAZIONE

La valutazione dei cedimenti della fondazione a pozzo, sarà effettuata attraverso il codice di calcolo GROUP.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 16 di 32

5 CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Le verifiche di capacità portante dei pali devono essere condotte in accordo alla normativa vigente (DM 14/01/2008. “Norme tecniche per le costruzioni”).

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 = valore di progetto dell’azione o dell’effetto dell’azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi e sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

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.

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 = valore di progetto dell’effetto dell’azione;

C_d = valore limite prescritto dell’effetto delle azioni (definito dal progettista strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

Facendo riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente, per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali riportate nella tabella seguenti.

**Criteri di dimensionamento e verifica delle
fondazioni superficiali e profonde dei viadotti**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	17 di 32

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 2 – Coefficienti parziali sulle azioni (tab. 5.2.V del Doc. Rif. [1])

Nella tabella precedente il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili;
- γ_P coefficiente parziale delle azioni da precompressione.

**Criteria di dimensionamento e verifica delle
fondazioni superficiali e profonde dei viadotti**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	18 di 32

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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

(1) 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.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0.0.

Tab. 3 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VI del Doc. Rif. [1])

	Azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 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.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0.0.

Tab. 4 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VII del Doc. Rif. [1])

**Criteri di dimensionamento e verifica delle
fondazioni superficiali e profonde dei viadotti**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	19 di 32

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 5 – Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) (Tab. 6.2.II del Doc. Rif. [1])

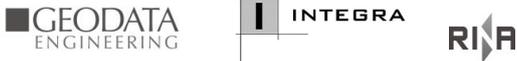
Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6 – Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) (Tab. 6.4.II del Doc. Rif. [1])

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Tab. 7 – Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.VI Doc. Rif. [1])

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>RO</td> <td>GE0005 001</td> <td>A</td> <td>20 di 32</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	20 di 32
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	20 di 32								

5.1 VERIFICHE DI SICUREZZA PER LE FONDAZIONI SU PALI

5.1.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU) IN CAMPO STATICO

Come riportato al § 6.4.3.1 della normativa di riferimento (Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), per le fondazioni su pali, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi, quando pertinenti:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - Stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza dei pali;
 - Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali;
 - Spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione.

Tutte le verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, ad eccezione della verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno, devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2: A2+M1+R2 (GEO)

Approccio 2:

A1+M1+R3 (STR e GEO)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle al capitolo precedente.

Nel presente progetto le verifiche allo stato limite ultimo verranno condotte con riferimento all'Approccio 2: (A1+M1+R3).

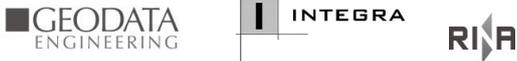
5.1.1.1 RESISTENZE DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6, relativamente a pali trivellati.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza R_k (o $R_{t,k}$) è dato dal minore

Dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella che segue in funzione delle verticali indagate.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 21 di 32

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tab. 8 – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Per il progetto in esame si considera un coefficiente ξ_3 in funzione del numero di verticali di indagine effettivamente eseguite per ciascuna singola opera (viadotto, ponte, cavalferrovia).

In aggiunta alle verifiche sulla portanza dei pali richieste dal Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, si verificherà, inoltre, che la risposta del palo in esercizio sia di tipo "elastico", verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

$$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{ag}$$

dove

$R_{c,cal,lat}$ è la resistenza laterale di calcolo;

N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

5.1.1.2 RESISTENZE DEI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Per la determinazione del valore $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le stesse indicazioni per le verifiche dei pali a forze orizzontali, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tab. 7.

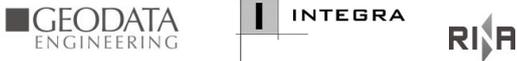
5.1.2 STATI LIMITE ULTIMI (SLU) IN CAMPO SISMICO

Le fondazioni su pali devono essere verificate agli stati limite ultimi sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Le verifiche nei confronti del collasso per carico limite (verticale e orizzontale) consistono nel raffronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione (6.2.1) del Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e con le prescrizioni di cui al p.to 7.11.1 del Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Le azioni trasmesse in fondazione sono determinate, in accordo con quanto riportato al p.to 7.2.5 del Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dalla corrispondente analisi della struttura in elevazione sotto la combinazione di carico sismico per stato limite ultimo.

Nelle verifiche di fondazioni su pali, effettuate con l'Approccio 2 Combinazione 2, si deve fare riferimento ai coefficienti R_3 di cui alle Tab. 6 e 7.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 22 di 32

5.1.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Come riportato al P.to 6.4.3.2 del Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, deve essere verificato che la palificata, soggetta alle azioni caratteristiche, non subisca eccessivi cedimenti (o sollevamenti) ed eccessivi spostamenti trasversali, tali da risultare non compatibili con i requisiti prestazionali della stessa e della struttura in elevazione.

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei requisiti prestazionali sopracitati, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

Inoltre, come prescritto al §2.5.1.8.3.2.3 del Doc. Rif. [3] – Parte II – Sezione 2, nell'analisi di deformabilità verticale delle fondazioni, i cedimenti differenziali “ δ ” fra fondazioni adiacenti, calcolati considerando agenti tutte le azioni permanenti con il loro valore caratteristico, dovranno rispettare i seguenti limite:

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{1000} \quad \text{per travi appoggiate;}$$

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{3000} \quad \text{per travi continue;}$$

dove L_{med} = luce media delle campate afferenti sulla fondazione in esame.

6 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE - POZZI DI FONDAZIONE

La capacità portante del terreno dovrà essere valutata tenendo conto di eccentricità e delle componenti tangenziali della risultante delle azioni sulla fondazione, della eventuale inclinazione del terreno a valle della fondazione e della eventuale inclinazione rispetto all'orizzontale del piano di appoggio.

6.1 CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

L'espressione per il calcolo di q_{lim} in tensioni efficaci è (Brich-Hansen, 1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

- Fattori di capacità portante N_c , N_q , N_γ :

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan(\varphi')}$$

$$N_q = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi')}$$

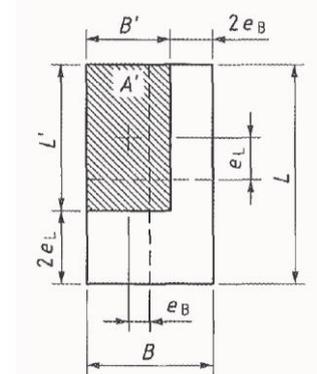
$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$$

- Eccentricità "e" della risultante dei carichi:

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari, la larghezza B e la lunghezza L da introdurre nei calcoli è:

$$B^* = B - 2 \cdot e_B$$

$$L^* = L - 2 \cdot e_L$$



- Fattori di forma s_c , s_q , s_γ :

per fondazioni rettangolari ($B < L$):

$$s_c = 1 + \frac{(B^* \cdot N_q)}{(L^* \cdot N_c)}$$

$$s_q = 1 + \frac{B^* \cdot \tan(\varphi')}{L^*}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B^*}{L^*}$$

per fondazioni nastriformi ($B / L \leq 1$):

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1$$

**Criteri di dimensionamento e verifica delle
fondazioni superficiali e profonde dei viadotti**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	24 di 32

- Fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q e d_γ :

per profondità relative $D/B \leq 1$:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan(\varphi') \cdot [1 - \sin(\varphi')]^2$$

per profondità relative $D/B > 1$:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi') \cdot [1 - \sin(\varphi')]^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$$

per entrambi i casi (De Beer e Ladanyi, 1961):

$$d_c = d_q - \frac{(1 - d_q)}{N_c \cdot \tan(\varphi')}$$

$$d_\gamma = 1$$

- Fattori correttivi per carichi inclinati i_c , i_q , i_γ :

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* c' \cdot \cot(\varphi')} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* c' \cdot \cot(\varphi')} \right)^{m+1}$$

con

$$m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

con H e N azioni orizzontale e verticale.

- Fattori correttivi per l'inclinazione del piano di posa b_c , b_q , b_γ :

$$b_q = (1 - b_f \cdot \tan(\varphi'))^2$$

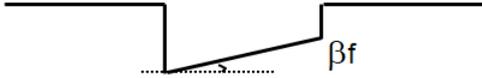
$$b_\gamma = b_q$$

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan(\varphi')}$$

con b_f angolo di inclinazione del p.p. rispetto all'orizzontale ($b_f < \pi/4$).

**Criteria di dimensionamento e verifica delle
fondazioni superficiali e profonde dei viadotti**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	25 di 32



- Fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna g_c, g_q, g_γ :

$$g_q = (1 - \tan(\beta_p))^2$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')}$$

con β_p angolo di inclinazione del p.c. rispetto all'orizzontale ($\beta_p < \pi/4, \beta_p < \phi$).



Nel caso di fondazioni circolari, si utilizzeranno le stesse formulazioni indicate in precedenza, valutando le dimensioni fittizie B^* e L^* a partire dal diametro della fondazioni, attraverso le seguenti formulazioni:

$e = M / N$ eccentricità del carico

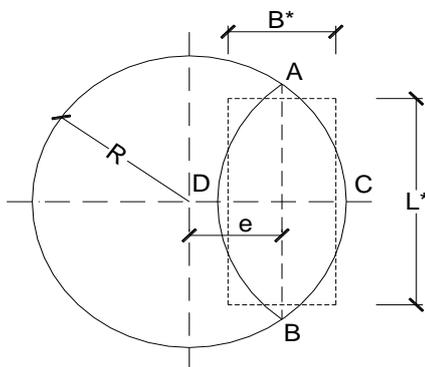
$$DC = 2 \cdot (R - e)$$

$$AB = (R^2 - e^2)^{0.5}$$

$$(AB)/(DC) = (L^*/B^*)$$

$$h' = R - e$$

$$A^* = B^* \cdot L^* = 2 \cdot [R^2 \cdot \cos^{-1}((R-h')/R) - (R-h') \cdot (2R \cdot h' - h^2)^{0.5}]$$



6.2 CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

L'espressione per il calcolo di q_{lim} in tensioni totali è (Brich-Hansen, 1970):

$$q_{lim} = cu \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q$$

dove:

- Fattore di capacità portante N_c :

$$N_c = 2 + \pi$$

- Eccentricità "e" della risultante dei carichi:

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari, la larghezza B e la lunghezza L da introdurre nei calcoli è:

$$B^* = B - 2 \cdot e_B$$

$$L^* = L - 2 \cdot e_L$$

- Fattori di forma s_c :

per fondazioni rettangolari ($B < L$):

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

- Fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q e d_γ :

per profondità relative $D/B \leq 1$:

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$$

per profondità relative $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right)$$

- Fattori correttivi per carichi inclinati i_c , i_q , i_γ :

$$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L' \cdot cu \cdot N_c}$$

con

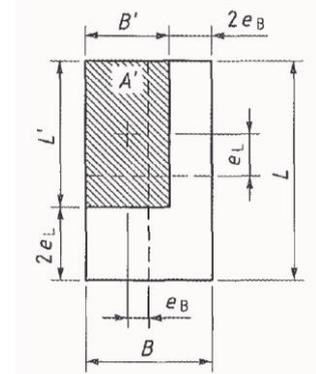
$$m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

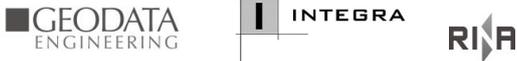
$$m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

con H azione orizzontale.

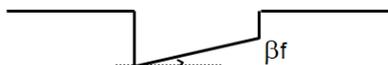
- Fattori correttivi per l'inclinazione del piano di posa b_c :

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$



	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 27 di 32

con b_f angolo di inclinazione del p.p. rispetto all'orizzontale ($b_f < \pi/4$).



- Fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna g_c, g_q, g_γ :

$$g_c = (1 - 2 b_p / (\pi + 2))$$

con b_p angolo di inclinazione del p.c. rispetto all'orizzontale ($\beta_p < \pi/4, \beta_p < \phi$).



Nel caso di fondazioni circolari, si utilizzeranno le stesse formulazioni indicate in precedenza per il calcolo in condizioni drenate.

6.3 CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI DIRETTE

La valutazione dei cedimenti varrà effettuata in accordo alla seguente metodologia:

- Metodo della teoria dell'elasticità (Poulos & Davis, 1974), valido per depositi stratificati.

6.3.1 METODO DELLA TEORIA DELL'ELASTICITÀ (PER DEPOSITI STRATIFICATI)

Il cedimento delle fondazioni dirette poggianti su terreni stratificati verrà determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità e alla seguente espressione:

$$s = \sum_1^n \frac{[\Delta\sigma_z - v' \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

s = cedimento;

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte sotto il centro di aree di carico flessibili, calcolate con la teoria dell'elasticità (vedi Poulos & Davis, 1974); nel calcolo di farà riferimento all'incremento di pressione efficace media netta $q'_n = (q' - \sigma'_{v0})$;

$q' = N/A$ = pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica alla quota di intradosso della fondazione;

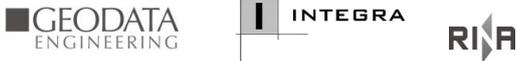
h_i = altezza dello strato i-esimo;

n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile di spessore H ;

E'_i = modulo di Young "operativo" dello strato i-esimo;

v' = rapporto di Poisson.

Il metodo si ritiene possa essere applicato sia a depositi normalmente consolidati che a depositi sovraconsolidati.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>RO</td> <td>GE0005 001</td> <td>A</td> <td>28 di 32</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	28 di 32
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	28 di 32								

Lo spessore della zona compressibile (H_c) verrà valutato sulla base delle seguenti considerazioni.

Il valore di H_c dipende principalmente dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dal reale profilo del modulo di Young con la profondità e dal livello di mobilitazione di resistenza al taglio indotto dall'applicazione dei carichi.

In questa sede, nel calcolo dei cedimenti, verrà ipotizzato dal lato della sicurezza quanto segue:

- Fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H_c = 2.0 \cdot B$
- Fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$
- Fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H_c$ variabile linearmente tra $2.0 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

dove B è la dimensione minore della fondazione ed L è la dimensione maggiore.

La stima dei cedimenti verrà svolta considerando nell'ambito dello spessore compressibile H_c , il valore del modulo elastico di deformazione "operativo" (E'_{op}), valutato a partire del modulo elastico a piccole deformazioni (E_0) che deriva dalla caratterizzazione geotecnica, fatta sulla base delle indagini eseguite. In particolare per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette si assumerà $E'_{op} = E_0 / (5 \div 10)$.

La valutazione delle deformazioni massime della fondazione diretta su terreno consolidato verrà eseguita allo stesso modo considerando nello spessore di terreno consolidato un modulo di deformazione equivalente (E'_{eq}), valutato attraverso la seguente relazione:

$$E'_{eq} = E' + E_c \cdot A_c / A_i$$

dove:

E'_{op} = modulo del terreno naturale

E_c = modulo della colonna jet grouting e/o del palo

A_c = area della colonna jet grouting e/o del palo

A_i = area di influenza della colonna jet grouting e/o del palo $\cong A_{plinto}/n$

n = numero colonne jet grouting e/o del palo.

6.4 DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO ALLA WINKLER PER ANALISI STRUTTURALI

Per le analisi d'interazione struttura-terreno in direzione verticale, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

dove:

E = modulo di deformazione elastico "operativo" del terreno;

ν = coefficiente di Poisson;

B = larghezza della fondazione;

c_t = fattore di forma, coefficiente adimensionale ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (vedasi tabella seguente).

Fondazione Rigida	c_t
- rettangolare con $L/B \leq 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con $L/B > 10$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove L è il lato maggiore della fondazione.	

Sulla base della geometria della fondazione e delle condizioni geotecniche locali verrà valutato il modulo di deformazione elastico per il calcolo dei coefficienti di sottofondo.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteria di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 29 di 32

Così come previsto per la stima dei cedimenti, il modulo di deformazione elastico “operativo” potrà essere determinato dal modulo di deformazione elastico iniziale (E_0) come $E' = E_0 / (5 \div 10)$, dove E_0 è valutato nell’ambito dello spessore compressibile della fondazione esaminata (H_c).

Lo spessore della zona compressibile (H_c) sarà determinato in accordo a quanto definito al paragrafo precedente per la stima dei cedimenti delle fondazioni dirette.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>RO</td> <td>GE0005 001</td> <td>A</td> <td>30 di 32</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	30 di 32
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	RO	GE0005 001	A	30 di 32								

7 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI DIRETTE

Le verifiche di capacità portante dei pali devono essere condotte in accordo alla normativa vigente (DM 14/01/2008. “Norme tecniche per le costruzioni”).

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 = valore di progetto dell’azione o dell’effetto dell’azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi e sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

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.

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 = valore di progetto dell’effetto dell’azione;

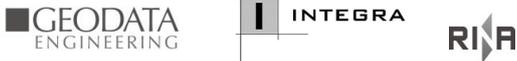
C_d = valore limite prescritto dell’effetto delle azioni (definito dal progettista strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

Facendo riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente, per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali riportate nelle Tab. 2, 3, 4, 5 e 9.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 9 – Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I Doc. Rif. [1])

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 31 di 32

7.1.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU) IN CAMPO STATICO

Come riportato al p.to 6.4.2.1 della Normativa di riferimento (Doc. Rif.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), per le fondazioni superficiali, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
 - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - Stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche (GEO/STRU) devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2: A2+M1+R2 (GEO)

Approccio 2:

A1+M1+R3 (STR e GEO)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 2, 3, 4, 5 e 9.

Nel presente progetto le verifiche allo stato limite ultimo verranno condotte con riferimento all'Approccio 2: (A1+M1+R3).

Nella verifica per scorrimento sul piano di posa non si considera il contributo della resistenza passiva del terreno antistante la fondazione.

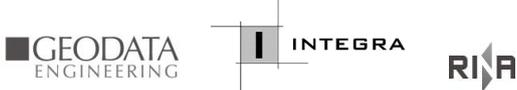
7.1.2 STATI LIMITE ULTIMI (SLU) IN CAMPO SISMICO

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (§7.11.1 del Doc. Rif.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

La sicurezza del complesso fondazione-terreno deve essere verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$. Per tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudostatico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

7.1.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Lo stato limite in oggetto deve essere verificato mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (p.to 6.2.3.3 del Doc. Rif.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), in cui la fondazione superficiale in esame non subisca eccessivi spostamenti e/o eccessive rotazioni, tali

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali e profonde dei viadotti	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 32 di 32

da risultare non compatibili con i requisiti prestazionali della stessa, e non induca deformazioni eccessive in opere adiacenti. La fondazione dovrà essere dimensionata nel rispetto dei requisiti prestazionali sopracitati.

Come riportato al §2.5.1.8.3.2.3 del Doc. Rif. [3] – Parte II – Sezione 2, nell’analisi agli Stati Limite di Esercizio riguardo alla deformabilità delle fondazioni dei viadotti ferroviari, i cedimenti differenziali “ δ ” fra fondazioni adiacenti, calcolati considerando agenti tutte le azioni permanenti con il loro valore caratteristico, devono rispettare i seguenti limiti:

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{1000} \quad \text{per travi appoggiate;}$$

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{3000} \quad \text{per travi continue;}$$

essendo L_{med} la luce media delle campate poggianti sulla fondazione in esame.