

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

BARRIERE ANTIRUMORE

Lato Salerno-Battipaglia

Relazione di calcolo Scavalco L=4.50

SCALA:

-

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

NN1X 01 D 78 CL BA0000 012 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Sett-2020	G.Ficorella	Sett-2020	M.D'Avino	Sett-2020	D.Tiberti Ott-2020
B	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Ficorella	Ott-2020	M.D'Avino	Ott-2020	ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. David Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10275

NN1X.0.1.D.78.CL.BA.00.0.0.012.B

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	5
3.1.1	Documenti di progetto.....	5
3.1.2	Normativa e istruzioni.....	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
4.1.1	Magrone	6
4.1.2	Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante	6
4.1.3	Calcestruzzo riempimento micropali.....	6
4.2	ACCIAIO	7
4.2.1	Acciaio per cemento armato.....	7
4.2.2	Acciaio da carpenteria metallica	7
4.2.3	Acciaio armatura micropalo	7
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	8
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA	8
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	9
6.1	PESI PROPRI	9
6.1	CARICHI VARIABILI.....	10
6.1.1	Carico del vento	10
6.1.2	Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario.....	13
6.2	AZIONE SISMICA	14
6.2.1	Vita nominale	14
6.2.2	Classe d'uso	15
6.2.3	Periodo di riferimento	16
6.2.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	16
6.2.5	Caratterizzazione sismica del terreno	17
7	COMBINAZIONE DI CARICO	23
8	VERIFICHE GEOTECNICHE MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA.....	27
8.1	SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI.....	27
8.2	SOLLECITAZIONI AGENTI SU SINGOLO MICROPALO	27
8.3	VERIFICA CORDOLO DI FONDAZIONE	29
8.4	VERIFICA A PUNZONAMENTO	31
8.5	PORTANZA VERTICALE DEL MICROPALO	32
8.5.1	Verifica micropalo compresso.....	35
8.6	PORTANZA ORIZZONTALE	37
9	CONCLUSIONI.....	43
10	INCIDENZA	43

1 PREMESSA

Nel presente elaborato si riportano le verifiche strutturali dei moduli prefabbricati in calcestruzzo tipo BS125-450, impiegate per barriere fino all'altezza dell'H7.

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto con le relative condizioni e combinazioni, e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, "*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*" e le relative specifiche ferroviarie (cfr par. 3.1.2)

- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni sismiche;
- azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di fondazione profonde dei moduli prefabbricati in calcestruzzo tipo BS125-450; tali elementi servono a risolvere interferenze tra il cordolo di fondazione della barriera corrente ed eventuali ostacoli interrati. La luce netta di scavalco dei due elementi è pari a 2.90 m.

Il modulo presenta due attacchi per i montanti metallici superiori della barriera fonoassorbente disposti ad interasse 3 m. I collegamenti ed i montanti sono uguali a quelli dei moduli ordinari tipo BM110.

Per i moduli di scavalco BS, il cordolo di fondazione è interrotto e presenta dei ringrossi in corrispondenza degli zoccoli di base aventi dimensioni 135 cm x 65 cm per i moduli BS125-450.

I micropali di lunghezza 9.0 m e diametro di perforazione pari a 0.250 m, sono del tipo valvolati iniettati a pressione.

L'armatura in acciaio S275JR è costituita da un tubolare $\Phi 168.3$ spessore 8.0 mm.

L'ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi cordoni d'angolo su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.

Scavalco L = 4.5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

3 di 43

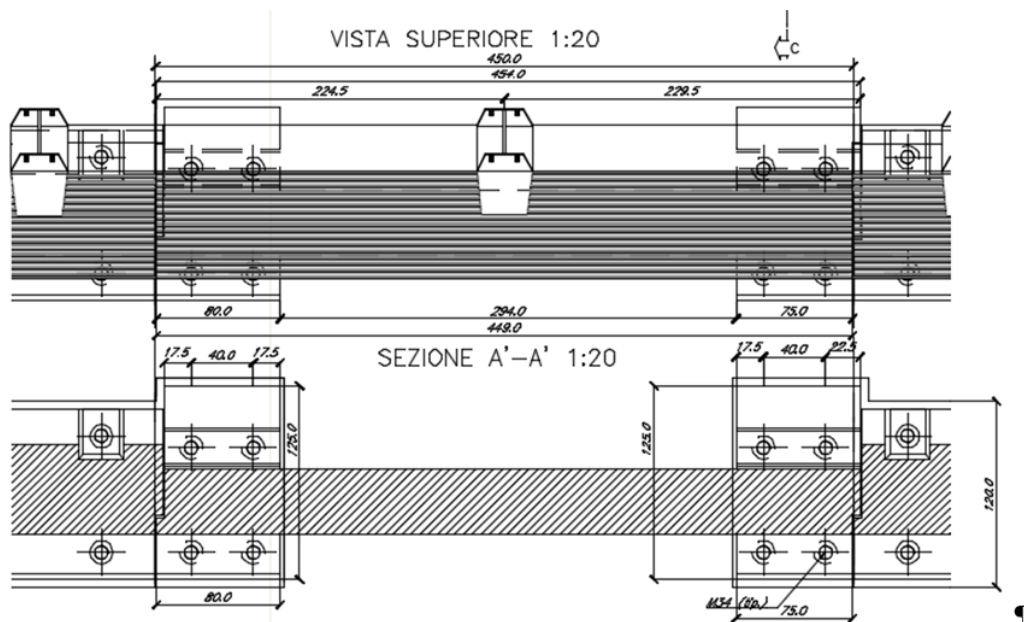


Figura 1: Pianta/Sezione scavalco

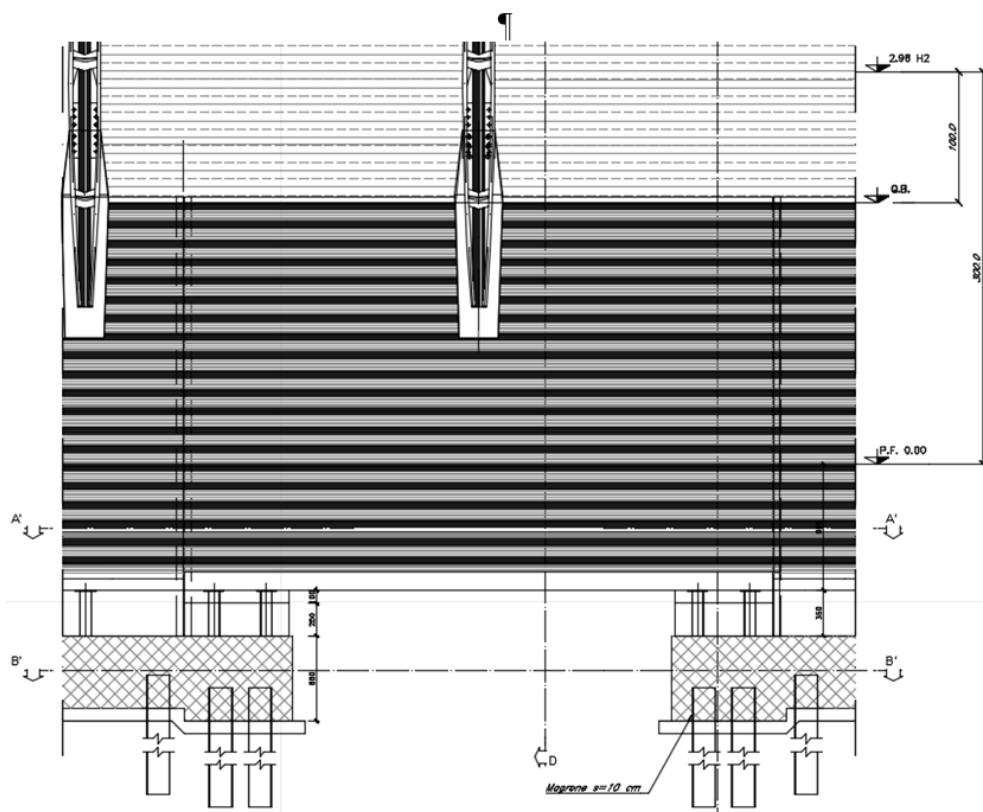


Figura 2: Prospetto lato esterno

Scavalco L = 4.5
Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	01	D 78	CL BA0000 012	B	4 di 43

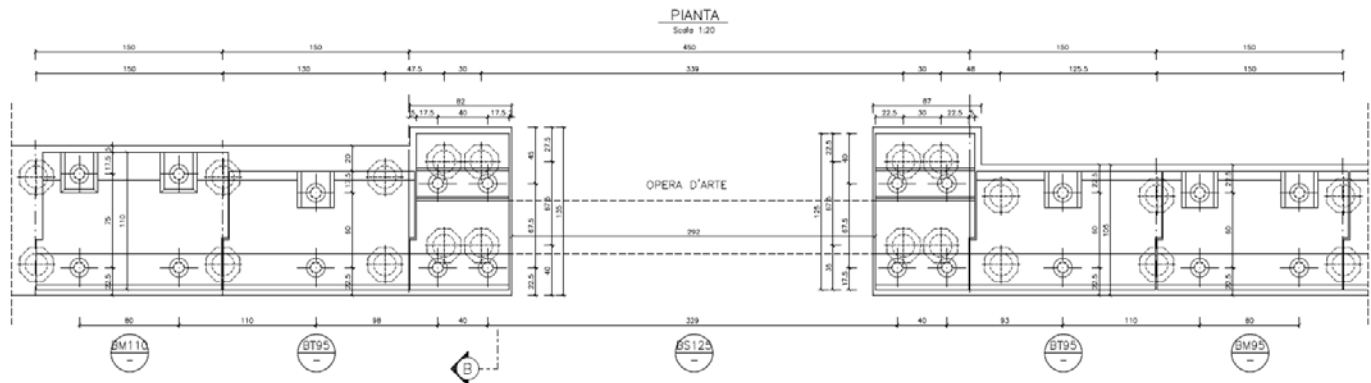


Figura 3 – Schema micropali.

Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

I documenti utilizzati come input per il presente documento sono i seguenti:

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1400D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”.

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Magrone

- Classe di resistenza C12/15;
- contenuto min. cemento 150 kg/m³.

4.1.2 Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante

Per le strutture di fondazione si impiega calcestruzzo di classe C28/35:

Classe di esposizione XC3

Resistenza cubica caratteristica a compressione 35MPa

- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 16.60 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.83 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.45 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,

dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm;

- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.96 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 32588.1 \text{ N/mm}^2$ Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 15.98 \text{ N/mm}^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 11.62 \text{ N/mm}^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

4.1.3 Calcestruzzo riempimento micropali

- classe di resistenza C25/30
- modulo elastico $E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza media a compressione cilindrica $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza a trazione (valore medio) $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a trazione per flessione $f_{ctk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$;

– resistenza di progetto a trazione

$$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

4.2 ACCIAIO

4.2.1 Acciaio per cemento armato

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

– acciaio

B450C

– tensione caratteristica di snervamento

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

– tensione caratteristica di rottura

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

– resistenza di calcolo a trazione

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

– modulo elastico

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

– tensione massima di esercizio per l'acciaio

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2.$$

4.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo S275:

– Tensione di snervamento

$$f_{yk} < 275 \text{ N/mm}^2;$$

– Tensione di rottura

$$f_{tk} < 430 \text{ N/mm}^2;$$

– Modulo elastico

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2;$$

– Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.3;$$

– Modulo di elasticità trasversale

$$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2;$$

– Coefficiente di espansione termica lineare

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \quad (\text{per } T \text{ fino a } 100 \text{ } ^\circ\text{C});$$

– Densità

$$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3.$$

4.2.3 Acciaio armatura micropalo

tipologia S275JR:

Rapporto a/c max

0.50

Classe di Resistenza minima

C25/30

Tipo di Cemento

CEM III-V

Si dovrà inoltre garantire il seguente requisito: Viscosità Marsh: 10-30 sec (ugello di 13mm)

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione delle barriere antirumore e i relativi micropali è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

La tipologia di opera analizzata si sviluppa per tutto lo sviluppo della linea: per le verifiche geotecniche si considera a favore di sicurezza l'unità geotecnica L1 essendo quella con caratteristiche peggiori.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E'=E_0/5$
	γ	φ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo scarsa consistenza L1	19	23	3	35	140	<10	$3,5 \cdot 10^{-6}$	28

La falda è considerata ad una profondità di 5.50 m da p.c.

5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità $V_{s,30}$.

Si può ricavare il parametro $V_{s,30}$ mediante la relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Come riportato dettagliatamente nella relazione geologica, l'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di $V_{s,30}$ disponibili dalle prove sismiche Masw ha permesso di definire la categoria di sottosuolo come "C e E".

Nel seguito, a vantaggio di sicurezza, si assume l'intera area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E" ovvero "Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m".

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I carichi permanenti e variabili vengono desunti dalla “Relazione di calcolo per base scavalco BS125-450 per tipologia di barriera da H0 a H7, per velocità fino a 200 km/h”, riportata nell’allegato A del Manuale di Progettazione RFI, (RFI DTC SI AM MA IFS 001 B). Per i carichi variabili si effettua la verifica puntuale che le azioni da considerare prescritte dalla normativa vigente per il sito in esame risultino uguali o minore a quelle considerate per il calcolo tipologico; nei casi in cui non risultino soddisfatte si procederà alle opportune modifiche ed integrazioni.

Per il calcolo dello scavalco si considera la barriera di tipologia H7 (h = 5,91m dal p.f.) e saranno quindi considerati i pesi e le relative sollecitazioni di una barriera H7 montata sul modulo BM110.

6.1 PESI PROPRI

In questa condizione di carico si considerano i pesi degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo.

Per quanto riguarda la tipologia “RFI”, la barriera presenta moduli in calcestruzzo collegati con tirafondi ad un cordolo continuo con micropali. I moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 metri.

Il peso proprio della tipologia “RFI” è ricavato dalla tabella degli scarichi elementari per la barriera H7 con velocità del convoglio $V \leq 200$ km/h.

Di seguito si riportano i singoli contributi:

Sollecitazioni ad estradosso zoccolo BM			
	N (KN)	V (KN)	M* (KNm)
PP BM	-60.14	0.0	3.01
PP _{PA}	-6.08	0.0	5.44
PP _{PB}	-12.15	0.0	10.87
Ppcor	-49.5	0	0

dove:

PP = peso proprio;

PP_{PA} = peso pannelli asciutti;

PP_{PB} = peso pannelli bagnati.

Ppcor = peso cordolo.

6.1 CARICHI VARIABILI

6.1.1 Carico del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione ;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b (N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

- v_b = velocità di riferimento del vento (m/s);
- ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Essendo v_b pari a 27 m/s si ottiene:

q_b [kN/mq]	0.456
---------------	-------

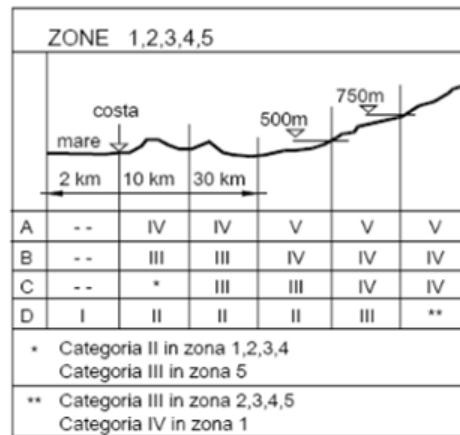
Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r , z_0 , z_{min}). Facendo riferimento alla tabella 3.3.I del D.M. 2018, la regione Campania ricade in zona 3, pertanto i parametri saranno i seguenti:

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02

Scavalco L = 4,5
Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	01	D 78	CL BA0000 012	B	11 di 43



Classe di rugosità del terreno: B = Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive;

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Considerando l'altezza della barriera, considerata dalla sommità della barriera fino alla base è 7,23m.

k_r	0,20		Cat. III (D.M.18, Tab 3.3.II)
z_0	0,10	m	
z_{min}	5,00	m	
z	7,23	m	altezza sul suolo del punto considerato (Z)

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

essendo z l'altezza della barriera pari a $7,23 > z_{min} = 5$, si ha:

c_e	1.93
-------	------

Scavalco L = 4.5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

12 di 43

Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

In riferimento alle pareti isolate (§7.4.1) – Zona D (Prospetto 7.9) - E.C.1 si ottiene:

c_p	1.20
-------	------

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico può essere assunto cautelativamente pari a 1:

c_d	1.00
-------	------

Quindi riassunto si ha:

- q_b	0.456
- C_e	1.93
- C_p	1.20
- C_d	1

da cui si ricava la pressione del vento, secondo D.M. 2018:

$$P_V = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0,456 \cdot 1,93 \cdot 1,20 \cdot 1,0 = \mathbf{1,06 \text{ kN/m}^2}$$

- $M_{Vento} = P_{Vento} \cdot 3m \cdot h_{barr}(h_{BM95} + h_{cord} + h_{barr}/2) + P_{Vento} \cdot 1.5m \cdot h_{BM95} \cdot (h_{BM95}/2 + h_{cord}) + P_{Vento} \cdot 1.5m \cdot h_{BT95} \cdot (h_{BT95}/2 + h_{cord})$
- $V_{Vento} = P_{Vento} \cdot 3 \text{ m} \cdot h_{barr} + P_{Vento} \cdot 1.5 \text{ m} \cdot (h_{BM95}) + P_{Vento} \cdot 1.5 \text{ m} \cdot (h_{BT95})$
- $h_{barr} = h_{TOT} - h_{BM95} = 7,23 - 3,3 = 3,93m$
- $h_{BM95} = h_{BT95} = 3,3$
- $h_{cord} = 0,55 \text{ m}$ altezza cordolo
- $N_{Vento} = V_{Vento} \cdot \tan(12^\circ)$

pressione vento		$qp =$	1.060	KN/mq
altezza totale barriera		$h_{tot} =$	7.23	m
interasse BM		$i =$	3.0	m
interasse BT95		$i =$	1.5	m
altezza base montante		$h_{BM} =$	3.30	m
altezza base tampone		$h_{BT95} =$	3.30	m
altezza cordolo		$h_{cordolo} =$	0.55	m
altezza barriera		$h_{barr} =$	3.93	m
		$M_{vento} =$	95.759	KNm
		$V_{vento} =$	22.99	KN
		$N_{vento} =$	-4.88	KN

Scavalco L = 4.5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

13 di 43

6.1.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

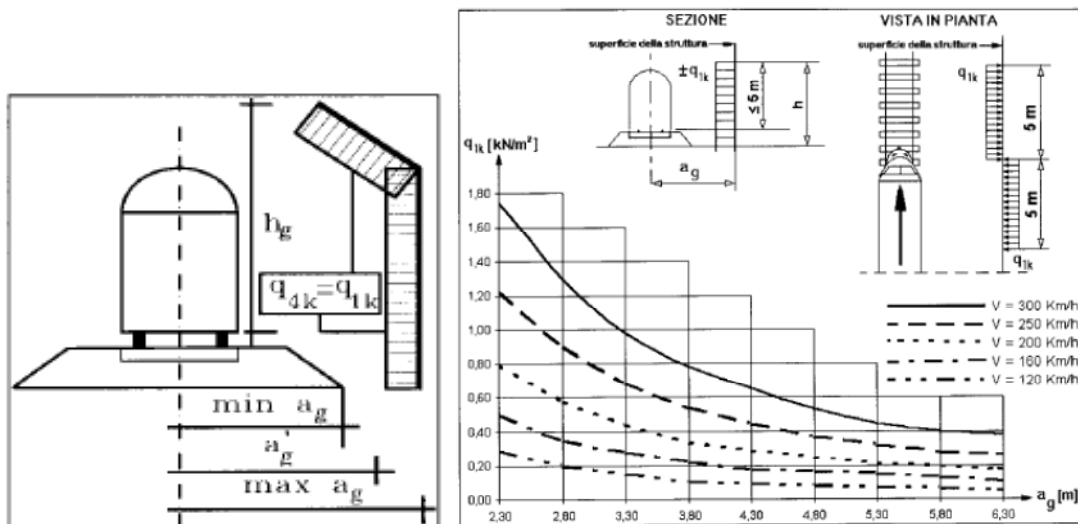
In accordo con quanto previsto al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.7.4 – NTC2018)

Il valore dell'azione $\pm q_k$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g' dal binario:

$$a_g' = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

dove le distanze $\min a_g$ e $\max a_g$ sono state determinate in base al grafico sottostante.



Considerando $V = 140 \text{ km/h}$ si ottiene:

$$q_{1k} = 0,22 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

Le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento quindi complessivamente si ha:

$$q_{\text{tot}} = 1.28 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Vento} + \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

Il manuale di progettazione (RFI DTC SI PS MA IFS 001 D) prescrive però che il valore minimo della risultante della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica deve essere pari a 1.50 kN/m^2 per linee percorse a velocità $V \leq 200 \text{ Km/h}$ e pari a 2.50 kN/m^2 per linee percorse a velocità $V > 200 \text{ Km/h}$. (5.2.3.2.2 PARTE II - SEZIONE 2 PONTI E STRUTTURE).

Per rispettare tale limitazione si considera quindi:

$$q_{1k} = 1.5 - 1.06 = 0.44 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli}$$

AZIONE AERODINAMICA		
q1k =	0.44	KN/mq
M_aerodin =	39.75	KNm
V_aerodin =	9.54	KN
N_aerodin =	-2.03	KN

6.2 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_o e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.2.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V _N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V<250 km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V≥250 Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V _N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI. (	

Nel caso in esame si considera **V_N = 75**.

6.2.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esame si considera $C_U = 1.5$.

6.2.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.2.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

da cui si ottiene:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

6.2.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

Si considera cautelativamente la Categoria E.

Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie piana, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come T1.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,600$ e $C_c = 1,546$

Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
14.8743

LATITUDINE
40.6435

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Campania

PROVINCIA
Salerno

COMUNE
Pontecagnano

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e l'Area del tracciato la "Ricerca per coordinate".

Controllo sul reticolo
☐ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☒ Interpolazione corretta

Interpolazione
 media ponderata

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N

 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U

 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R

 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R

Stati limite di esercizio - SLE

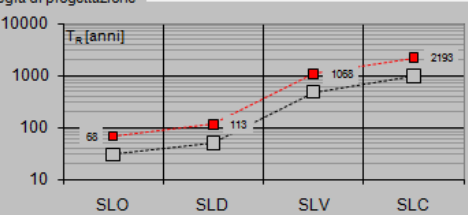
SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	113

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 --- Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Scavalco L = 4.5
Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	01	D 78	CL BA0000 012	B	20 di 43

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **E** info $S_B = 1.600$ $C_C = 1.546$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5$ $\eta = 1.000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_o = 1$ $\eta = 1.000$ info

Compon. verticale

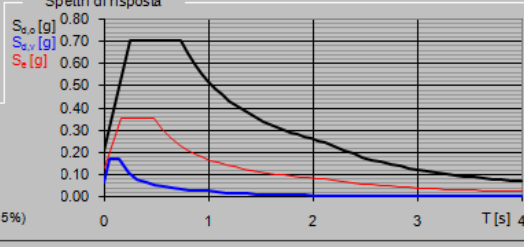
Spettro di progetto $q_v = 1$ $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info

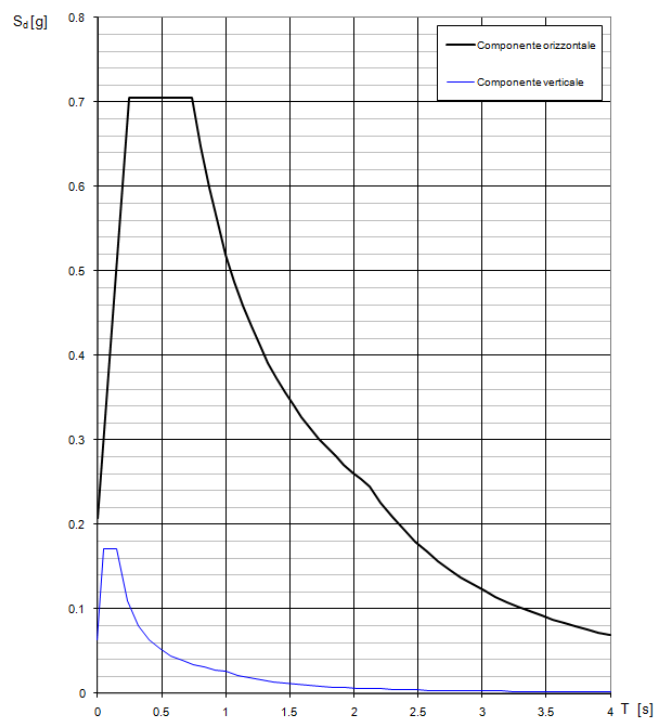
Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.130 g
F_a	2.710
T_c	0.477 s
S_s	1.600
C_s	1.546
S_T	1.000
q	0.800

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.250
T_B	0.246 s
T_c	0.738 s
T_D	2.121 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + 5)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_s \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4 \cdot 0 \cdot a_s / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.208
T_B	0.246	0.705
T_c	0.738	0.705
	0.804	0.648
	0.870	0.598
	0.935	0.556
	1.001	0.520
	1.067	0.488
	1.133	0.459
	1.199	0.434
	1.265	0.412
	1.330	0.391
	1.396	0.373
	1.462	0.356
	1.528	0.341
	1.594	0.327
	1.660	0.314
	1.726	0.302
	1.791	0.291
	1.857	0.280
	1.923	0.271
	1.989	0.262
	2.055	0.253
T_D	2.121	0.245
	2.210	0.226
	2.300	0.209
	2.389	0.193
	2.479	0.180
	2.568	0.167
	2.658	0.156
	2.747	0.146
	2.837	0.137
	2.926	0.129
	3.016	0.121
	3.105	0.114
	3.195	0.108
	3.284	0.102
	3.374	0.097
	3.463	0.092
	3.553	0.087
	3.642	0.083
	3.732	0.079
	3.821	0.076
	3.911	0.072
	4.000	0.069

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l'azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si esegue ora la valutazione della forza effettiva che il sisma induce sulle barriere.

Calcolo forza sismica alla base

Per la valutazione della forza alla base del manufatto, indotta dal moto sismico, si procede facendo riferimento ad un'analisi statica equivalente.

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica si considera il valore maggiore dello spettro $S_e(t) = 0.780$ g.

Carichi permanenti per azione sismica	
	N (KN)
PP BM	-60.14
PP _{PA}	-6.08
PP _{PB}	-12.15
PP BT95	-41.27
cordolo	-49.50

Forze sismiche a quota testa micropali (PA)				Forze sismiche a quota testa micropali (PB)			
	V (KN)	braccio	M* (KNm)		V (KN)	braccio	M* (KNm)
PP BM	-26.28	1.92	-50.466048	PP BM	-26.2844	1.92	-50.466
Pppa	-2.80	5.8	-16.22144	Pppb	-5.589	5.8	-32.4162
PP BT95	-18.98	1.92	-36.45	PP BT95	-18.98	1.92	-36.4497
cordolo	-22.77	0.275	-6.26	cordolo	-22.77	0.275	-6.26
tot.	-70.84		-109.40	tot.	-73.63		-125.59

Riassumendo si riportano le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti ed ai carichi variabili in condizioni statiche ed in condizioni sismiche:

SOLLECITAZIONI STATICHE FINALI A QUOTA TESTA MICROPALI

	N (KN)	V (KN)	M* (KNm)
PP	-150.91	0.0	5.07
PPpa	-6.08	0.0	5.32
PPpb	-12.15	0.0	10.63
Vento	-6.91	32.5	135.5

SOLLECITAZIONI SISMICHE FINALI A QUOTA TESTA MICROPALI

	N (KN)	V (KN)	M* (KNm)
PP	-150.91	0.0	5.07
PPpa	-6.08	0.0	5.32
PPpb	-12.15	0.0	10.63
SISMA_PA	0.00	-70.84	-109.40
SISMA_PB	0.00	-73.63	-125.59

7 COMBINAZIONE DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

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

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

Scavalco L = 4.5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

24 di 43

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

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

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

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

⁽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⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{F1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{F2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{F3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{F4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	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. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Scavalco L = 4,5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

25 di 43

 Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

 Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

In totale sono state analizzate:

- 8 combinazioni di tipo SLU,
- 10 combinazioni di tipo SLE,
- 4 combinazioni sismiche

per un totale di 22 combinazioni; i coefficienti adottati per ogni combinazione sono riportati nel seguito.

8 combinazioni SLU utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3):

SLU 1 e 3: Carichi permanenti, con pannelli bagnati, sfavorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLU 2 e 4: Carichi permanenti, con pannelli asciutti, sfavorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLU 5 e 7: Carichi permanenti, con pannelli bagnati, favorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLU 6 e 8: Carichi permanenti, con pannelli asciutti, favorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

4 combinazioni SLE di tipo rara:

SLE 1 e 3 (RARA): Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLE 2 e 4 (RARA): Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

4 combinazioni SLE di tipo frequente:

SLE 5 e 7 (FREQ): Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLE 6 e 8 (FREQ): Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

2 combinazione SLE di tipo quasi permanente:

SLE 9 (Q.PERM): Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - azione vento +aerodinamica variabile assente (moltiplicata per $\psi_2=0$);

SLE 10 (Q.PERM): Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari - azione vento +aerodinamica variabile assente (moltiplicata per $\psi_2=0$);

4 combinazioni SLU di tipo SISMICA:v

SISMICA 1 e 3 :Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - sisma positivo e negativo;

SISMICA 2 e 4: Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari – sisma positivo e negativo.

COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE

	PP	PPpa	PPpb	Vento + aerodinamica
SLU 1	1.35	0	1.35	1.5
SLU 2	1.35	1.35	0	-1.5
SLU 3	1.35	0	1.35	-1.5
SLU 4	1.35	1.35	0	1.5
SLU 5	1	0	1	1.5
SLU 6	1	1	0	-1.5
SLU 7	1	0	1	-1.5
SLU 8	1	1	0	1.5
SLE 1 (RARA)	1	0	1	1
SLE 2 (RARA)	1	0	1	-1
SLE 3 (RARA)	1	1	0	1
SLE 4 (RARA)	1	1	0	-1
SLE 5 (FREQ)	1	0	1	0.5
SLE 6 (FREQ)	1	0	1	-0.5
SLE 7 (FREQ)	1	1	0	-0.5
SLE 8 (FREQ)	1	1	0	0.5
SLE 9 (Q.PERM)	1	0	1	0
SLE 10 (Q.PERM)	1	1	0	0

COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE

	PP	PPpa	PPpb	SISMA_PA	SISMA_PB
SISMICA 1	1	1	0	1	0
SISMICA 2	1	0	1	0	1
SISMICA 3	1	1	0	-1	0
SISMICA 4	1	0	1	0	-1

8 VERIFICHE GEOTECNICHE MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA

8.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI

Si riportano di seguito le sollecitazioni, su 3.0 m, per ogni combinazione di carico descritta al capitolo precedente:

SOLLECITAZIONI STATICHE COMBINATE

	N (KN)	V (KN)	M (KNm)
SLU 1 (STR)	-230.50	48.80	224.46
SLU 2 (STR)	-201.57	-48.80	-189.24
SLU 3 (STR)	-209.76	-48.80	-182.07
SLU 4 (STR)	-222.30	48.80	217.29
SLU 5 (STR)	-173.43	48.80	218.96
SLU 6 (STR)	-146.62	-48.80	-192.87
SLU 7 (STR)	-152.69	-48.80	-187.56
SLU 8 (STR)	-167.36	48.80	213.65
SLE 1 (RARA)	-169.97	32.54	151.21
SLE 2 (RARA)	-156.15	-32.54	-119.81
SLE 3 (RARA)	-163.90	32.54	145.90
SLE 4 (RARA)	-150.08	-32.54	-125.12
SLE 5 (FREQ)	-166.52	16.27	83.46
SLE 6 (FREQ)	-159.60	-16.27	-52.05
SLE 7 (FREQ)	-153.53	-16.27	-57.36
SLE 8 (FREQ)	-160.45	16.27	78.14
SLE 9 (Q.PERM)	-163.06	0.00	15.70
SLE 10 (Q.PERM)	-156.99	0.00	10.39

SOLLECITAZIONI SISMICHE COMBINATE

	N (KN)	V (KN)	M (KNm)
SISMICA 1	-156.99	-70.84	-99.01
SISMICA 2	-163.06	-73.63	-109.89
SISMICA 3	-156.99	70.84	119.79
SISMICA 4	-163.06	73.63	141.30

8.2 SOLLECITAZIONI AGENTI SU SINGOLO MICROPALO

Le sollecitazioni (sforzo normale e taglio) agenti sui singoli micropali vengono calcolati cautelativamente in base al numero di micropali presente al di sotto di ogni campo di lunghezza 3.0m e al loro interasse trasversale, secondo le seguenti formule:

$$N_p = \frac{N}{n_{pali}} \pm N_m = \frac{N}{n_{pali}} \pm \frac{M}{2 \cdot i_{trav}} \quad V_p = \frac{V}{n_{pali}}$$

- interasse trasversale micropali: 0.67 m;

- numero micropali sotto ogni montante: 4.

SOLL. STATICHE COMBINATE SU SINGOLO MICROPALO

	Np+ (KN)	Np- (KN)	Vp (KN)
SLU 1 (STR)	109.88	-225.13	12.20
SLU 2 (STR)	-191.61	90.83	-12.20
SLU 3 (STR)	-188.31	83.43	-12.20
SLU 4 (STR)	106.58	-217.73	12.20
SLU 5 (STR)	120.05	-206.76	12.20
SLU 6 (STR)	-180.59	107.28	-12.20
SLU 7 (STR)	-178.14	101.80	-12.20
SLU 8 (STR)	117.60	-201.28	12.20
SLE 1 (RARA)	70.35	-155.34	8.13
SLE 2 (RARA)	-128.44	50.37	-8.13
SLE 3 (RARA)	67.90	-149.86	8.13
SLE 4 (RARA)	-130.89	55.85	-8.13
SLE 5 (FREQ)	20.65	-103.91	4.07
SLE 6 (FREQ)	-78.75	-1.06	-4.07
SLE 7 (FREQ)	-81.19	4.43	-4.07
SLE 8 (FREQ)	18.21	-98.43	4.07
SLE 9 (Q.PERM)	-29.05	-52.48	0.00
SLE 10 (Q.PERM)	-31.49	-47.00	0.00

SOLL. SISMICHE COMBINATE SU SINGOLO MICROPALO

	Np+ (KN)	Np- (KN)	Vp (KN)
SISMICA 1	-113.13	34.64	-17.71
SISMICA 2	-122.77	41.24	-18.41
SISMICA 3	50.15	-128.64	17.71
SISMICA 4	64.68	-146.21	18.41

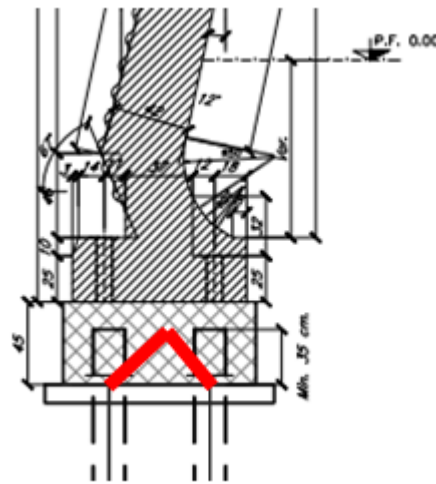
Vengono analizzati i seguenti casi per le verifiche:

- caso di massima compressione sul singolo micropalo: combinazione SLU 1;
- caso di massima trazione sul singolo micropalo: combinazione SLU 5;
- caso di massimo taglio sul singolo micropalo: combinazione SISMICA 4.

8.3 VERIFICA CORDOLO DI FONDAZIONE

Per la verifica del plinto si considera uno schema di mensola tozza per trazione dei tirafondi, in accordo al Manuale di Progettazione Italferr; lo schema prevede l'instaurarsi di un meccanismo puntone – tirante tra un tirafondo esterno ed il micropalo contiguo e tra il tirafondo centrale e i due micropali.

Data la geometria dei plinti di fondazione, caratterizzati da un rapporto tra altezza e distanza pali-trave pari a 1.8, la verifica strutturale è stata effettuata adottando il modello tirante-puntone, tipico degli elementi tozzi in c.a..



In particolare deve risultare

$$P_{Rs} \geq P_{Ed}$$

dove:

P_{Ed} è la forza sollecitante

P_{Rs} è la resistenza dell'armatura

La resistenza dell'armatura, disposta al lembo inferiore del plinto, è valutata come

$$P_{Rs} = A_s * f_{yd} / \lambda$$

in cui:

A_s è l'area dell'armatura

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura

$\lambda = (0.9 * d) / l =$ distanza palo – asse trave

Inoltre dovrà risultare una resistenza P_{Rc} del puntone di calcestruzzo non minore di quella dell'armatura

$$P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * c / (1 + \lambda^2) \geq P_{Rs}$$

con

$$c = 1$$

Scavalco L = 4.5
Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	01	D 78	CL BA0000 012	B	30 di 43

MENSOLA TOZZA

[C4.1.2.1.5]

Acciaio B450C

f_{yk} 450 MPa

f_{yd} 391.3 MPa

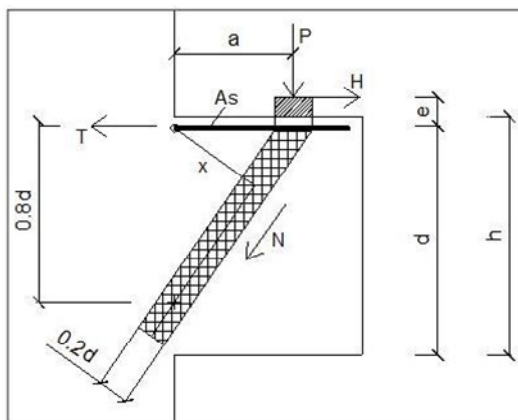
Calcestruzzo

C28/35

R_{ck} 35 MPa

f_{ck} 29.05 MPa

f_{cd} 16.46 MPa



P_{Ed} 230 kN

H_{Ed} 48.8 kN

h 0.65 m

a 0.82 m

d 0.6 m

e 0 m

x 0.451 m

b 1.5 m

Dati armatura

ϕ 20 mm

n_{ferri} 10

A_s 3141.59 mm²

Angolo di inclinazione della biella di cls compressa

ψ 45 °

0.79 rad

$$\lambda = \cotg \psi \cong L / (0.9 d)$$

λ 1.74

1.00

Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato di ψ , che riporta il carico P_{Ed} entro il bordo del pilastro. Attraverso l'equilibrio del nodo caricato si ottiene la portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$$

P_{Rs} 678.17 kN

$P_R \geq P_{Ed}$ **VERIFICATO**

Dovrà inoltre risultare una resistenza P_{Rc} del puntone di calcestruzzo non minore di quella correlata all'armatura con:

$$c = \begin{cases} 1 & \text{per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura} \\ 1.5 & \text{per sbalzi di travi provvisti di staffatura} \end{cases}$$

$$P_{Rc} = 0.4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} = 0.4 b d f_{cd} c \sin^2 \alpha \geq P_{Rs}$$

P_{Rc} 1470.46 kN

$P_{Rc} \geq P_s$ **VERIFICATO**

Scavalco L = 4.5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

31 di 43

8.4 VERIFICA A PUNZONAMENTO

CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

Caratteristiche materiali

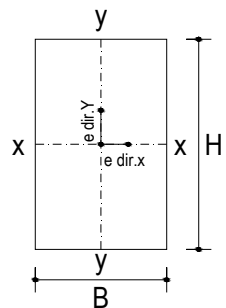
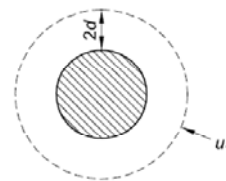
R_{ck}	35	N/mm ²	$\gamma_{acciaio}$	1.15	
γ_c	1.5		B450C	450	N/mm ²
f_{ck}	29	N/mm ²	f_{yd}	391.3	N/mm ²
f_{cd}	16.46	N/mm ²			

Sollecitazioni

N	230.5	kN	sforzo normale
M_{x-x}	0	kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
M_{y-y}	0	kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

Caratteristiche geometriche

c1	250	mm	diametro1 pilastro
c2	250	mm	diametro2 pilastro
s	650	mm	spessore soletta piena del solaio
c	50	mm	copriferro della soletta piena del solaio
d_x	570	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
d_y	590	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	580	mm	altezza utile media



pilastro interno

u_0	785	mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
u_1^*	8074	mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
u_1	8074	mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
β	1.15		fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø	20	passo	200	mm	$\rho_{l,x}$	0.0027
$A_{sup,y}$	1Ø	20	passo	200	mm	$\rho_{l,y}$	0.0027
ρ_l	0.0027		percentuale geometrica di armatura.				
k	1.59						

Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro (u_0)

$$V_{Ed} = 0.58 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 4.12 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta}$$

Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$$V_{Ed} = 0.06 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 0.38 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il perimetro posto a 2d è soddisfatta}$$

8.5 PORTANZA VERTICALE DEL MICROPALO

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' École Nationale des Ponts et Chaussées da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro NSPT (numero di colpi) dei terreni attraversati.

Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_{lim} = P + S$$

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, è data da:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L \cdot s$$

dove:

- D_s = diametro di perforazione;

- L_i = lunghezza della zona iniettata;

- α = coefficiente maggiorativo adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali (IRS o IGU) e del tipo di terreno;

- s_i = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore N_{SPT} o p_L . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" in base a numerose prove di carico a rottura per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo.

- Q_{pl} = portata alla punta ultima. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della portata alla punta pari al 15% della portata laterale.

Scavalco L = 4.5
Relazione di calcolo delle fondazioni

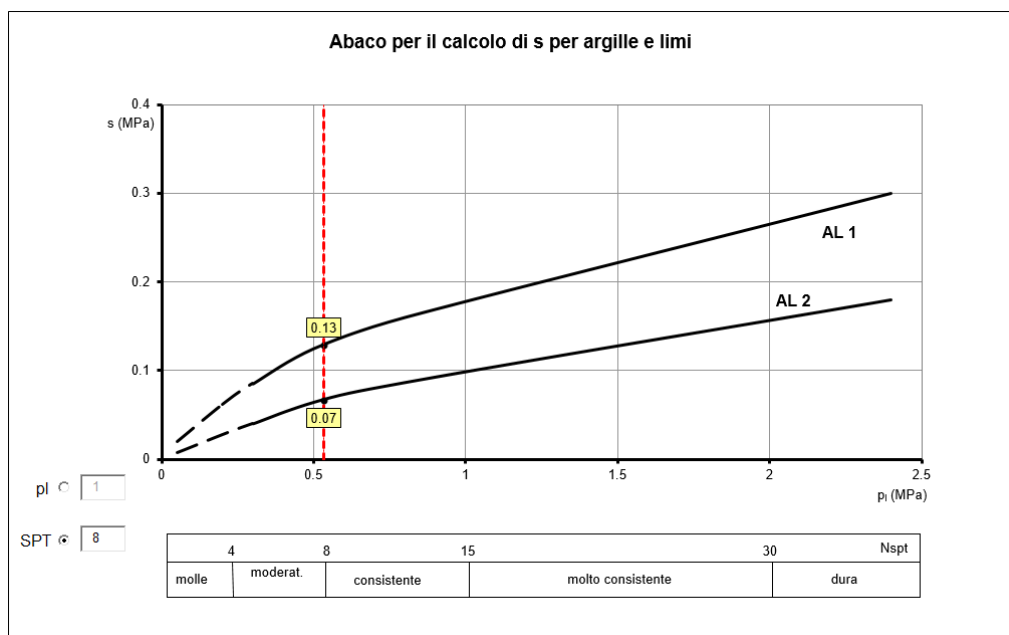
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	01	D 78	CL BA0000 012	B	33 di 43

Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Nel caso in esame viene adottata a favore di sicurezza la tecnica IGU (injection globale inique).

Viene verificata la sezione più critica, nella quale il micropali giace per tutta la sua estensione all'interno dell'unità geotecnica L1.

A partire dalla relazione geotecnica vengono assunti i seguenti parametri.



Unità geotecnica	α	s
L1	1.1	0.07

Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica R_k del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2018, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

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

Scavalco L = 4.5
Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	01	D 78	CL BA0000 012	B	35 di 43

8.5.1 Verifica micropalo compresso

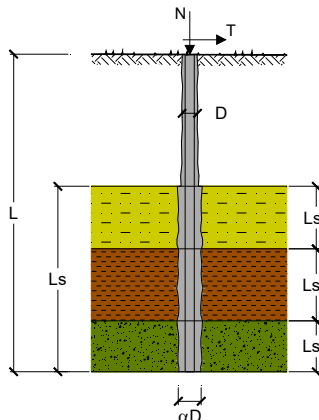
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropali scavalco BS125-450

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	225.13	0.00	225.13
T (kN)	18.41	0.00	18.41



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_{sk}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{sk}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

☐ IPE	☐ INP	☐ HEA	☐ HEB	☐ HEM	☒ Tubi	☐ ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø168,3 x 8,0	

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4029 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1.297E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 154,162 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 262 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m³)

Scavalco L = 4.5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

36 di 43

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
L1	9.00	1.10	0.28	0.070	0.070	0.036	278.40
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

$$Ls = 9.00 \quad (m)$$

$$QI = 278.40 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

15%

$$Qp = 41.76 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 320.17 \quad (kN)$$

$$Fs = 1.42$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$):

$$8.42 \quad (N/mm^2)$$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (consigliato \eta > 10)$$

$$Pk = 9575.95 \quad (MN)$$

$$\eta = 42.54$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot Earm \cdot Jarm}}$$

$$b = 1.035 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 8.89 \quad (kNm)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

$$\sigma_{max} = 113.58 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -1.82 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 9.14 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 114.67 \quad (N/mm^2)$$

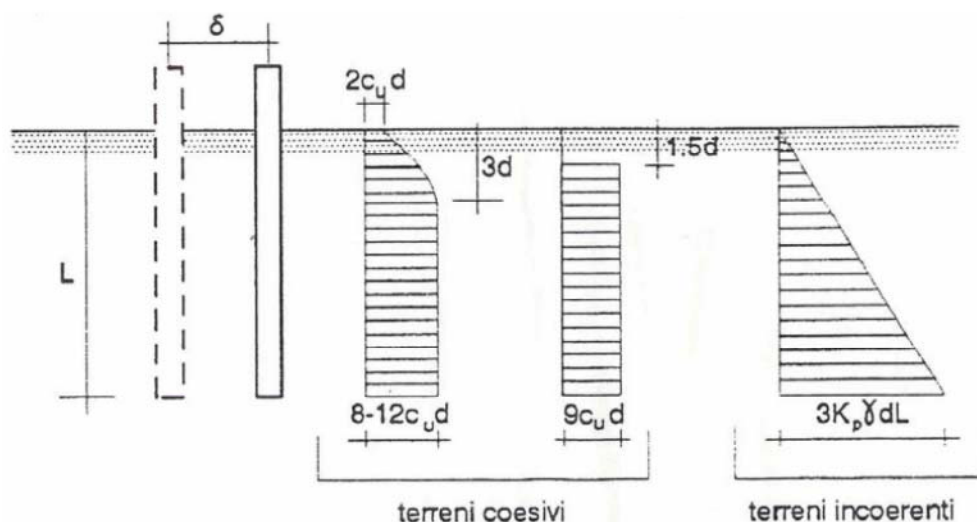
verifica soddisfatta

8.6 PORTANZA ORIZZONTALE

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato nella figura seguente per terreni coesivi e incoerenti.



Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

- nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota $z = 1.5 d$ (d =diametro reso del palo);
- nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità z secondo la relazione:

$$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$

$$k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$$

coefficiente di spinta passiva

$$\gamma$$

peso specifico del terreno

- terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata (terreno coesivo $c = c_u$ e $\phi' = 0$) o drenata (terreno incoerente $c = c_u$ e $\phi' \neq 0$)

- la forma della sezione trasversale del palo è ininfluente e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione $d = D_p$ (diametro reso del palo);
- il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;
- il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento
- il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento M non perviene al valore M_y (di plasticizzazione). Quando $M=M_y$, si forma nella sezione una cerniera plastica.

Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

Terreni coesivi

Palo corto
$$H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio
$$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(2 \left(\frac{L}{d} \right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4.5 \right)^{1/2}$$

Palo lungo
$$H_3 = -13.5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left(182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$

Terreni incoerenti

Palo corto
$$H_1 = 1.5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio
$$H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo
$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta: $H_{lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$

Scavalco L = 4.5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

39 di 43

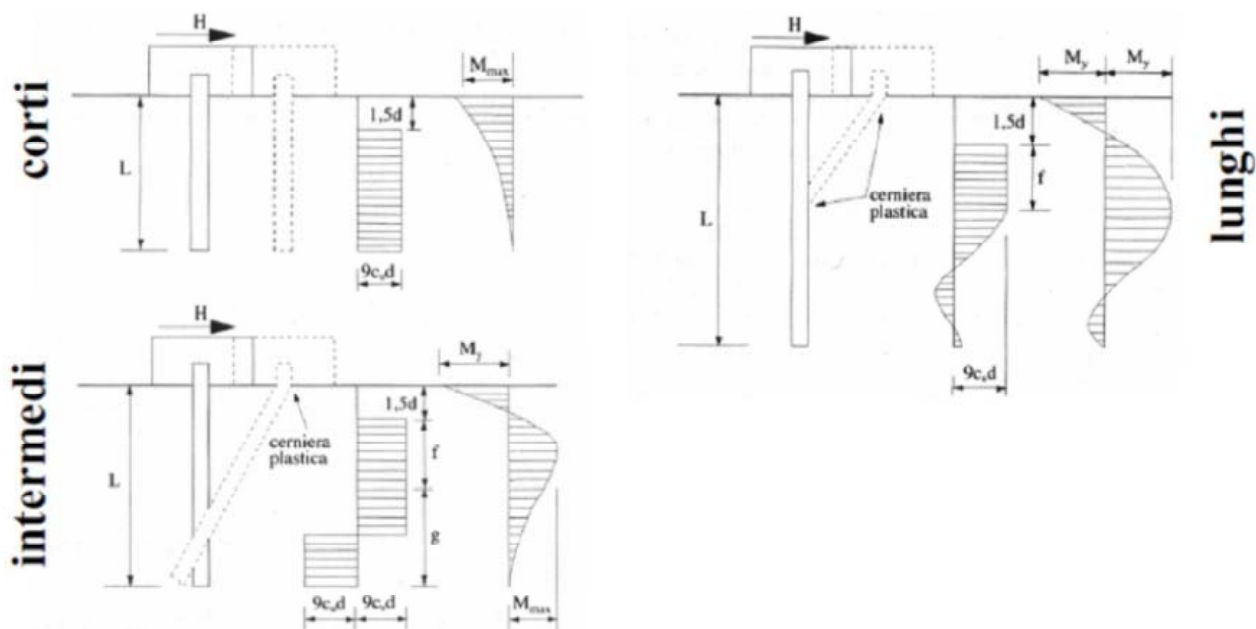


Figura 4: Carico limite trasversale: terreni coesivi

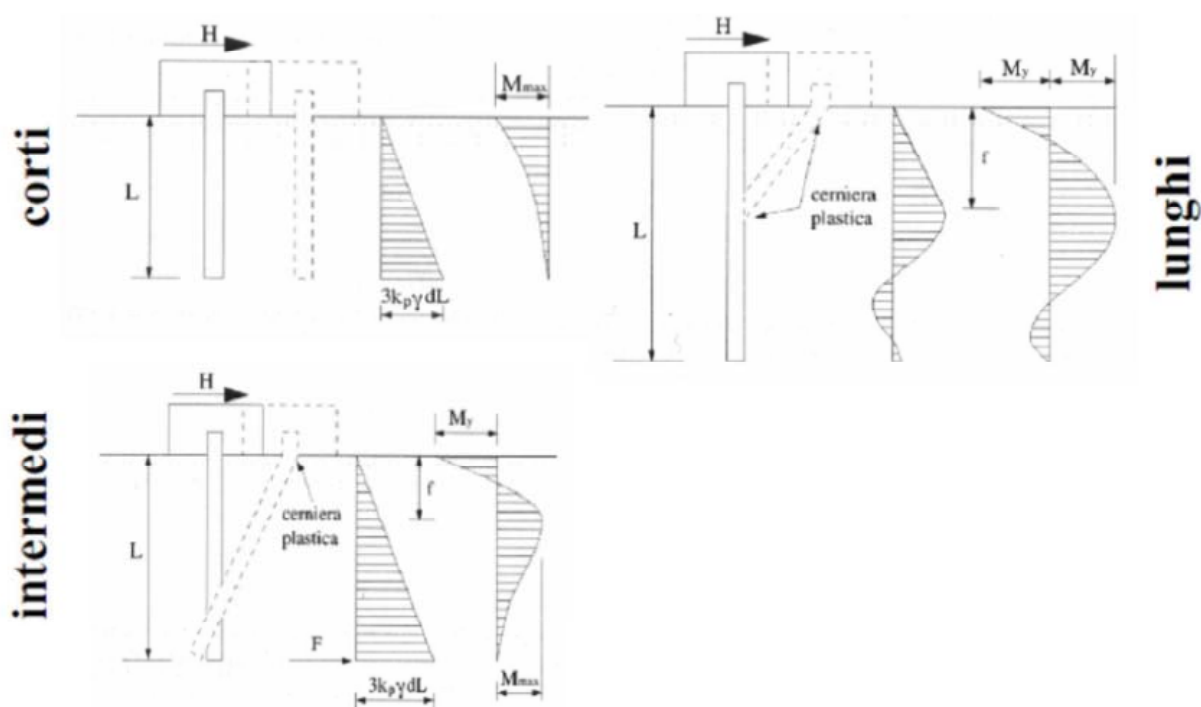


Figura 5: Carico limite trasversale: terreni incoerenti

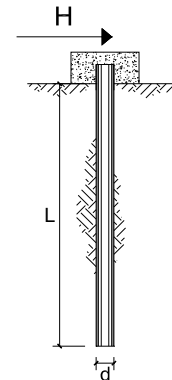
Scavalco L = 4.5
Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	01	D 78	CL BA0000 012	B	40 di 43

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili		
			γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_T
SLU	A1+M1+R1		1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2		1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3		1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA		1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 168.3 (mm)

Spessore = 8.0 (mm)

Sforzo Normale = 146.21 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta

C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

f_{yk} = 275 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 239.1$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.114%

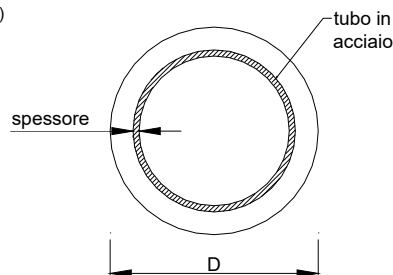
ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 62.9 (kN m)

Inserisci



Scavalco L = 4.5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

41 di 43

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.25	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	62.90	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	22.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	22.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$)	$k_{p_{med}} =$	2.28	(-)	$k_{p_{min}} =$	2.20 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	18.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	18.41	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} =$	1248.02	(kN)	$H1_{min} =$	1201.75	(kN)
--------------	---------	------	--------------	---------	------

Palo intermedio:

$H2_{med} =$	423.00	(kN)	$H2_{min} =$	407.57	(kN)
--------------	--------	------	--------------	--------	------

Palo lungo:

$H3_{med} =$	81.89	(kN)	$H3_{min} =$	80.86	(kN)
--------------	-------	------	--------------	-------	------

$H_{med} =$	81.89	(kN)	palo lungo	$H_{min} =$	80.86	(kN)	palo lungo
-------------	-------	------	------------	-------------	-------	------	------------

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 47.57 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 36.59 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 18.41 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.99$$

Scavalco L = 4.5

Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

01

D 78

CL BA0000 012

B

42 di 43

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.25	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	62.90	(kN m)		
Coesione non drenata	c _{u med} =	35.00	(kPa)	c _{u min} =	20.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	c _{u med,d} =	35.00	(kPa)	c _{u min,d} =	20.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	18.41	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 679.22 \text{ (kN)} \quad H1_{min} = 388.13 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 274.74 \text{ (kN)} \quad H2_{min} = 161.17 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 114.29 \text{ (kN)} \quad H3_{min} = 90.86 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 114.29 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \quad H_{min} = 90.86 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 53.45 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 41.11 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 18.41 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 2.23$$

9 CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza. L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati. Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 delle NTC 2018. Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dalla presente relazione.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

D = 25 cm diametro micropali

L = 9.00 m lunghezza di calcolo micropali

d = 0,67 m interasse trasversale

tubolare 168.3x8 mm armatura micropalo

S275JR Classe di resistenza acciaio tubo armatura

10 INCIDENZA

INCIDENZA		
CORDOLO BS125-450	100	kg/m ³