



Comune di Bordighera

Settore Tecnico

Via XX Settembre, n.32 - 18012 – BORDIGHERA (IM)



Scuola elementare "Maria Primina"

Consolidamento statico e adeguamento sismico dell'edificio

Progetto Esecutivo



Responsabile della Commessa: Ing. Bruno PERSICHETTI

Responsabile dell'Attività: Ing. Myriam DI COSMO

Collaboratori:

Ing. Silvio LEVRERO
Ing. Benedetta MARRADI
Ing. Andrea PIPINO
Geom. Leonardo FICINI
Geom. Elena PUCCINI

A.I.C.E. Consulting S.r.l. - Via G. Boccaccio, 20 - 56010 Ghezzano (PI) - Tel. +39 050 8755011 - Fax +39 050 878335 - E-mail: info@aiceconsulting.it
Web: www.aiceconsulting.it - P.I. 01149980508 - Iscr. Trib. n° 14352 - C.C.I.A.A. n° 103626 - Cap. Soc. € 100.000 i.v.

Titolo:

RELAZIONE GEOTECNICA SULLA FONDAZIONE

Commessa:	970	Validato da RC:	BP	Data prima emissione:	Corpo	Categoria	Elaborato	Numero
Attività:	PE	Verificato da RA:	MDC	Gennaio 2010	-	PE	RGT	-
Pagine:	15	Redatto da:	MDC	Ultima revisione: 2				
File:	970-PE-Scuola Primina-GT-RGT_rev02.doc							

970	2	Giugno 2015	2 revisione – data -	MDC	MDC	BP
970	1	Maggio 2010	Prima revisione	MDC	MDC	BP
970	0	Gennaio 2010	Prima emissione	MDC	MDC	BP
Commessa	Revisione	Data	Descrizione	Redatto da	Verificato da RA	Validato da RC

INDICE

1	SOMMARIO	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	GENERALITA'	5
3.1	Inquadramento Geomorfologico ed idrogeologico	5
3.2	Rischio sismico	6
3.3	Stabilità nei confronti della liquefazione	6
3.4	Descrizione delle opere di fondazione	6
4	CALCOLO GEOTECNICO	6
4.1	Verifiche a collasso della fondazione esistente per schiacciamento e scorrimento sul piano di posa [NTC- § 6.4.2.1]	6
	<i>Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno</i>	7
	<i>Verifica a collasso per scorrimento sul piano di posa</i>	9
4.2	Verifiche dei micropali allo stato limite ultimo	9
	<i>Azioni sulle fondazioni</i>	10
	<i>Verifica del carico limite del terreno</i>	10
4.3	Verifiche dei micropali in esercizio	14

1 SOMMARIO

La presente Relazione Geologico - Geotecnica si riferisce al progetto di adeguamento sismico della scuola elementare "Maria Primina" nel Comune di Bordighera (IM).

La relazione è redatta ai sensi dell'art. 17 della Legge 2 febbraio 1974, n. 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e del D.M. 14 gennaio 2008, "Norme tecniche per le costruzioni". La relazione illustra i risultati delle indagini svolte, i criteri adottati nella scelta del tipo di fondazione, le ipotesi assunte, i calcoli svolti nei riguardi del complesso terreno-opera di fondazione e le relative verifiche.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **Legge 5 novembre 1971, n. 1086**, *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008**, *Norme tecniche per le costruzioni.*
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009**, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*

3 GENERALITA'

3.1 Inquadramento Geomorfologico ed idrogeologico

Le caratteristiche geologiche dell'area interessata sono state indagate dal dott. Geologo *Pierluigi Torrieri* che le ha illustrate nella Relazione : *Realizzazione sondaggi con caratterizzazione geotecnica e sismica del terreno - complesso scolastico "Maria Primina"* datata 30 settembre 2009. L'indagine ha fatto riferimento ad una specifica campagna geognostica costituita da prove strumentali.

In particolare sono state eseguite n. 3 perforazioni a carotaggio continuo (indicate con le sigle S1, S2 e S3), sul perimetro a valle del fabbricato, Esse hanno consentito di ricavare la stratigrafia del terreno ed il livello della falda freatica.

Nei fori inoltre di carotaggio S1, S2, S3, sono state effettuate quattro prove SPT dalle quali è stato possibile derivare le caratteristiche meccaniche dei vari strati.

In particolare è stato possibile individuare una "macrostratigrafia" costituita da due "livelli":

1) Coltri detritiche superficiali caratterizzate da limi sabbiosi compatti presenti sino a profondità variabili da -2 m nel foro S1 a - 5 m nel foro S3:

- Peso per unità di volume:	1.7 kN/m ³
- Angolo di attrito medio:	26°
- Modulo di Young medio:	27 daN/cm ²
- Coesione non drenata:	≤ 0.1 daN/cm ²
- Modulo edometrico medio:	58.19 daN/cm ²

2) Flysch marnoso, caratterizzato da livelli prevalentemente marnosi più o meno fluttuanti giacenti sotto il livello 1):

- Peso per unità di volume saturo:	2.3-2.4 kN/m ³
- Angolo di attrito:	41°
- Coesione non drenata:	≤ 2.5 daN/cm ²
- Modulo edometrico medio:	58.19 daN/cm ²

A circa 3/4 m di profondità si attesta quindi il *bed rock*, ovvero il substrato roccioso. Nel corso di dette indagini, nel mese di settembre 2009, è stata anche misurata la quota piezometrica a -1 m dal piano di campagna, nel sondaggio S1. E' probabile che la falda, a causa della scarsa permeabilità delle coltri detritiche superficiali, sia in condizioni di lieve artesianità.

3.2 Rischio sismico

Il territorio del Comune di Bordighera è stato classificato come sismico solo a partire dal 2003, in particolare è stato inserito in “Zona 3” secondo l’O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche di progetto secondo il D.M. 14 gennaio 2008 (§. 3.2.2.), il sottosuolo dell’area in esame è stato classificato in seguito alle sopra citate indagini geologiche, come **Tipo B** con categoria topografica **T2** (pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$, $S_t = 1.2$).

3.3 Stabilità nei confronti della liquefazione

Con riferimento al par. 7.11.3.4 del D.M. 14 gennaio 2008 si esclude per il sito in esame il rischio di liquefazione, intendendo per tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, che agiscono in condizioni non drenate.

Nel caso in esame si è potuto constatare che il sottosuolo risulta caratterizzato da limi sabbioso-argillosi per tutti gli strati superficiali.

3.4 Descrizione delle opere di fondazione

L’inserimento dei nuovi setti comporta la nascita di azioni in fondazione concentrate in aree ridotte. Si è allora optato per fondazioni di tipo profondo: micropali tipo tubifix della profondità netta di 12 m e del diametro di perforazione di 140 mm.

4 CALCOLO GEOTECNICO

4.1 Verifiche a collasso della fondazione esistente per schiacciamento e scorrimento sul piano di posa [NTC- § 6.4.2.1]

L’edificio a seguito dell’intervento di adeguamento risulterà dotato di fondazioni “miste”, tipologia peraltro prevista dal nuovo D.M 14 gennaio 2008 [NTC-§ 6.4.3.3].

Sulle fondazioni esistenti continueranno a gravare tutte le azioni gravitazionali, mentre sui micropali fluiranno le azioni dei nuovi setti controventanti, Questa circostanza rende possibile lo sviluppo di importanti forze di attrito all’interfaccia terreno- fondazione esistente.

E’ per questo che il soddisfacimento della sicurezza allo scorrimento sarà garantito dalla sola struttura di fondazione esistente.

Del resto risulta più ragionevole pensare che le forze d’inerzia provocate dal movimento del terreno in fase di sisma, siano assorbite per attrito tra terreno e strutture di fondazione esistente piuttosto che dalle nuove fondazioni profonde troppo discrete nel numero e non in grado di assorbire sollecitazioni taglienti.

Le verifiche geotecniche a schiacciamento e scorrimento delle fondazioni esistenti sono state in particolare condotte utilizzando l'approccio 2 che prevede l'utilizzo delle stesse sollecitazioni utilizzate per le verifiche strutturali.

$$A_1 + M_1 + R_3$$

Tab. 1 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali [Tab. 6.4.I NTC, § 6.4.2.1]

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati (R3)
Capacità portante	γ_R	2.3
Scorrimento	γ_R	1.1

Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno

4.1.1.1 Parametri geotecnici per la modellazione strutturale

Per la definizione del modello ad elementi finiti delle strutture si è modellato il terreno come un suolo "alla Winkler", cioè come un letto di molle uniformemente distribuite, caratterizzato da una costante di sottofondo $k = 1 \text{ daN/cm}^3$ (valore cautelativo mutuato dalla letteratura di settore).

4.1.1.2 Determinazione della capacità portante

La capacità portante delle fondazioni esistenti (travi rovesce) è stata calcolata con la formula del carico limite di Terzaghi:

$$p_{\text{lim}} = \xi_q \cdot \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + \xi_c \cdot c_u \cdot N_c + \xi_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

dove il significato dei simboli è il seguente:

N_q, N_c, N_γ	coefficienti di capacità portante del terreno, funzione solo dell'angolo di attrito interno del terreno
ξ_q, ξ_c, ξ_γ	coefficienti di forma
ϕ	angolo di attrito interno del terreno
c_u	coesione non drenata del terreno
D_f	profondità del piano di posa della fondazione
γ_1	peso di volume del terreno sopra e sotto il piano di posa della fondazione
B, L	dimensioni della fondazione

4.1.1.3 Verifica della pressione sul terreno

Le tensioni esercitate sul terreno sono state desunte dal modello di calcolo ad elementi finiti della struttura (SCUOL 2). Tale modello comprende, infatti, anche le

travi di fondazione, modellate utilizzando opportuni elementi beam, vincolati verticalmente mediante un letto di molle continuo “alla Winkler”.

Le tensioni sul terreno, calcolate per le diverse condizioni di carico, risultano sempre inferiori alla capacità portante divisa per i coefficienti di sicurezza di normativa ($\gamma_R=2.3$). In tabella si riporta la sintesi della verifica fatta per la trave più sollecitata (trave 23-24), che è quella sulla quale grava la scala.

(La tensione di calcolo è stata inoltre incrementata del fattore di sovra resistenza γ_{Rd} che, per le struttura in classe di duttilità “B” è pari a 1,1. [NTC. § 7.2.5])

Verifica terreno di posa trave 23-24	
Verifica delle tensioni sul terreno	
φ	26 °
c	0 daN/cm ²
D_f	2 m
B	1 m
γ_1	1700 daN/m ³
γ_2	2300 daN/m ³
N_q	11.85
N_γ	12.54
N_c	22.25
ξ_q	1.00
ξ_γ	1.00
ξ_c	1.00
P_{ult}	5.47 daN/cm ²
γ_R	2.3 coefficiente di sicurezza
P_{sdu}	2.38 daN/cm²
$P_{calcolo}$	2.13 daN/cm²
$P_{sdu} / P_{calcolo}$	1.12 VERIFICA

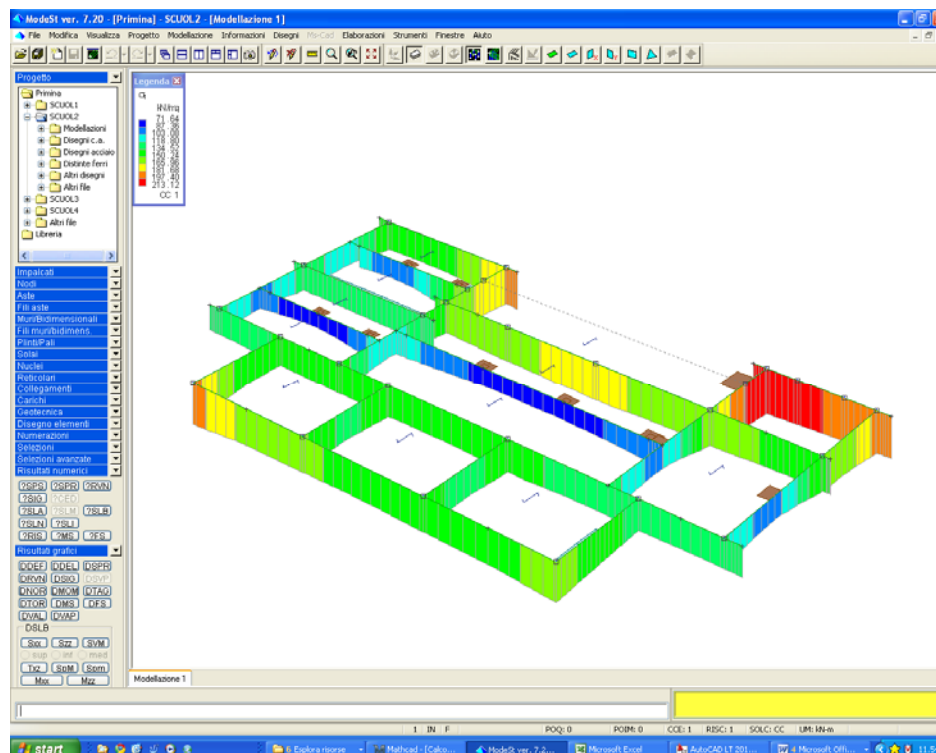


Fig. 1 Tensioni sul terreno per la combinazione di carico più gravosa (Modello: SCUOL2)

Verifica a collasso per scorrimento sul piano di posa

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$F_x = 2415 \cdot kN < f \cdot P_z / \gamma_R = 2885 \cdot kN \quad \text{VERIFICATO}$$

Con:

$$F_{sdu} = \gamma_{Rd} \cdot F_x = 2415 \cdot kN \quad \text{azione orizzontale di calcolo}$$

$$F_x = 2195.23 \cdot kN \quad \text{risultante alla base dell'edificio delle forze dovute al sisma}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.1 \quad \text{coefficiente di sovra resistenza [NTC. § 7.2.5]}$$

$$P_z = 10168.35 \cdot kN \quad \text{risultante dei carichi gravitazionali}$$

$$\phi = 26^\circ \quad \text{angolo di attrito delle coltri superficiali}$$

$$f = \tan(2 \cdot \phi / 3) = 0.31 \quad \text{coefficiente di attrito}$$

$$\gamma_R = 1.1 \quad \text{coefficiente di sicurezza per la verifica a scorrimento (Tab. 56)}$$

La struttura di fondazione esistente risulta in grado di assorbire da sola le sollecitazioni taglianti trasferite dal terreno alla struttura in caso di sisma.

4.2 Verifiche dei micropali allo stato limite ultimo

La ripartizioni delle azioni sul singolo palo è stata valutata nell'ipotesi di testapalo infinitamente rigido.

Azioni sulle fondazioni

Per le strutture progettate in classe di duttilità “B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale degli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di progetto deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 e comunque non maggiori di quelle derivanti da un’analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

La prima delle due limitazioni sopra esposte è risultata essere in tutti i casi in esame il valore inferiore cui attenersi, ed è per le relative sollecitazioni che sono stati quindi dimensionati tutti i micropali.

Le verifiche geotecniche sono state in particolare condotte utilizzando l’approccio 2 che prevede l’utilizzo delle stesse sollecitazioni utilizzate per le verifiche strutturali.

$$A_1 + M_1 + R_3$$

Tab. 2 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche [Tab. 6.4.II NTC, § 6.4.3.1]

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati (R3)
Base	γ_b	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25

Verifica del carico limite del terreno

Le resistenze caratteristiche del palo singolo ($R_{c,k}$ e $R_{t,k}$) sono state dedotte con metodi di calcolo analitici sulla base dei valori medi forniti dal geologo e “corretti” per mezzo del fattore ξ che tiene conto del numero di “verticali indagate” (n. 3 sondaggi).

$$\xi = 1.6$$

4.2.1.1 Caratteristiche geometriche del micropalo

$$L = 12 \cdot m$$

lunghezza

$$d = 140 \cdot mm$$

diametro di perforazione

$$W_c = \gamma_c \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L / 4 = 4.62 \cdot kN$$

peso del palo

4.2.1.2 Caratteristiche meccaniche del terreno

$\varphi_1 = 26^\circ$	angolo di attrito dello strato "1"
$c_{u1} = 0$	coesione dello strato "1"
$H_1 = 4 \cdot m$	spessore dello strato "1"
$\gamma_{t1} = 1900 \cdot daN / m^3$	peso per unità di volume del terreno dello strato "1"
$\varphi_2 = 41^\circ$	angolo di attrito dello strato "2"
$c_{u2} = 0$	coesione dello strato "2"
$H_2 = L - H_1 = 8 \cdot m$	spessore dello strato "2"
$\gamma_{t2} = 2300 \cdot daN / m^3$	peso per unità di volume del terreno dello strato "2"
$H_w = 1 \cdot m$	profondità della falda dal p.c.
$\gamma_w = 1000 \cdot daN / m^3$	peso per unità di volume dell'acqua

4.2.1.3 Calcolo del carico limite a compressione del micropalo: R_c

La portata dei micropali può essere valutata sulla base di prove di carico. Tuttavia, in fase progettuale è necessario avere una previsione dei valori di portata utile da controllare eventualmente in seguito attraverso la sperimentazione. Si è fatto riferimento in particolare alla Teoria di **Bustamante e Doix** [BUSTAMANTE M., DOIX B. (1985) *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bull.Liaison Lab. Ponts et Chaussées, 140, pp 75-95*] che ipotizza il carico limite somma di due contributi: una resistenza di punta ed una quota dovuta all'attrito laterale palo-terreno. In linea generale, per i micropali tubfix viene ordinariamente ritenuto che la portata di punta sia trascurabile rispetto a quella laterale.

$$Q_{lim} = \frac{Q_p}{\gamma_b} + \frac{Q_l}{\gamma_s} = 1553 \cdot kN \quad 1)$$

Resistenza laterale:

$$Q_l = \pi \cdot d_b \cdot H_b \cdot q_s = 1583 \cdot kN$$

$d_b = \alpha \cdot d = 250 \cdot mm$	diametro efficace del palo (diametro del bulbo)
$\alpha = 1.8$	valore tabellare (ved. Fig.8) valido per calcari marnosi alterati o fratturati micropali con sistema di iniezione IRS (iniezione ripetuta e selettiva) ovvero micropali TUBFIX
$d = 140 \cdot mm$	diametro di perforazione
$H_b = 4 \cdot m$	altezza del bulbo (cautelativa, perché di solito l'altezza di calcolo viene assunta pari alla lunghezza del palo – i primi cinque m)

Tutto il bulbo "di calcolo" ricade nel secondo strato costituito da *flysch marnoso*, caratterizzato da livelli prevalentemente marnosi più o meno fratturati:

$q_s = 0.5 \cdot MPa$ resistenza laterale ricavata dall'abaco (Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bull.Liaison Lab. Ponts et Chaussées, 140, fig.18) per SPT 100 e malta MC1

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente di sicurezza relativo alla resistenza laterale (pali trivellati), tabella 6.4.II NTC, § 6.4.3.1

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_s$; IGU: $1,5 V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_s$; IGU: $1,5V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_s$; IGU: $(1,5-2)V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati

Fig 2- Valori di α

Resistenza di punta:

Il metodo di Bustamante-Doix prevede che la resistenza di punta sia trascurabile rispetto alla laterale e non ecceda il 15-20% di quella laterale, cautelativamente si assume pari a:

$$Q_p = 0.15 \cdot Q_l = 238 \cdot kN$$

4.2.1.4 Calcolo del carico critico del micropalo: P_{cr}

Il micropalo è un elemento strutturale di notevole snellezza destinato a sopportare carichi di compressione molto alti; appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'elemento immerso nel terreno. Si fa l'ipotesi di palo infinitamente lungo incernierato alle estremità, il carico critico è dato dalla formula:

$$P_{cr} = \left[\frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot J_a}{\gamma_a \cdot L_0^2} + \frac{L_0^2 \cdot \beta}{\gamma_s \cdot \pi^2} \right] = 1533 \cdot kN \quad 2)$$

con:

$$E_a = 206.000 \cdot MPa$$

modulo elastico dell'acciaio

$$D_e = 88.9 \cdot mm$$

diametro esterno del tubolare

$$D_i = 60.5 \cdot mm$$

diametro interno del tubolare

$$A_a = \pi \cdot (D_e^2 - D_i^2) / 4 = 33 \cdot cm^2$$

sezione del tubolare

$J_a = \pi \cdot (D_e^4 - D_i^4) / 64 = 241 \cdot \text{cm}^4$	momento d'inerzia del tubolare
$L_0 = (L - H_b) / \nu$	lunghezza di inflessione del palo
$\gamma_a = 1.05$	coefficiente di sicurezza per le verifiche di stabilità (Tab. 4.2.V, §. 4.2.4.1.1 NTC)
$\nu = 3.3$	n. di semionde (ved. NOTA*)
$k_{trasv} = 1 \cdot \text{daN} / \text{cm}^3$	modulo del suolo in direzione orizzontale
$\beta = k_{trasv} \cdot d = 14 \cdot \text{daN} / \text{cm}^2$	reazione del terreno su 1 cm della sua lunghezza
$d = 140 \cdot \text{mm}$	diametro di perforazione
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente parziale per la resistenza laterale del terreno in compressione

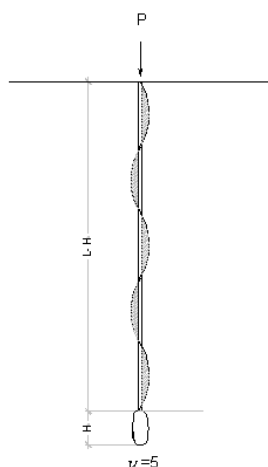


Fig 3– inflessione del micropalo sotto il carico critico

NOTA *- il numero di semionde che si formano è stato ricavato minimizzando il carico critico, ovvero facendo la derivata prima secondo la variabile “ ν ” dell’espressione 2) e ponendola uguale a “0”.

Il carico critico (P_{cr}) è maggiore del carico di punta (Q_p) che quindi non si riduce, il terreno esercita una funzione “stabilizzante”.

4.2.1.5 Calcolo della resistenza caratteristica a compressione del micropalo: R_{ck}

$$R_{ck} = r \cdot (Q_{lim} + Q_w - W_p) / \xi_3 = 970 \cdot \text{kN}$$

$$Q_w = \gamma_w \cdot \pi \cdot d^2 \cdot (L - H_w) / 4 = 1.69 \cdot \text{kN} \quad \text{sottospinta idrostatica}$$

$$W_p = 2.31 \cdot \text{kN} \quad \text{peso palo meno la spinta di Archimede}$$

Il coefficiente “ r ” tiene conto dell’interazione eventuale tra i bulbi di diffusione del carico, esso è dato dall’espressione:

$$r = 1 \quad \text{coefficiente di efficienza della palificata per terreni incoerenti}$$

4.2.1.6 Calcolo della resistenza caratteristica a trazione del micropalo: R_{tk}

$$R_{tk} = r \cdot (Q_1 / \gamma_{st}) / \xi_3 = 792 \cdot kN$$

$\gamma_{st} = 1.25$ coefficiente di sicurezza relativo alla resistenza laterale per pali in trazione (pali trivellati), tabella 6.4.II NTC, § 6.4.3.1

4.2.1.7 Verifica del terreno

Nella tabella seguente si riportano i valori delle caratteristiche di sollecitazione relative alle combinazioni di carico più gravose per i micropali.

Tab. 3 – Sollecitazioni in fondazione relativi alla combinazione più gravosa (SLU)

Setto n.	Comb.	N_{sdu} [kN]	T_{sdu} [kN]	M_{sdu} [kN m]
1 (nucleo 1-2)	2 SLV	10,19	-1475,00	-5569,85
2 (nucleo 3-4)	25 SLV	-635,68	-1092,07	-3245,99
3 (nucleo 5-6)	9 SLV	-796	1414,00	3311,60

Tab. 4 – Sollecitazioni nei pali allo SLU

Setto n.	Comb.	N_{max} [kN] trazione	N_{min} [kN] compressione
1 (nuclei 1/2)	2 SLV	286	-336
2 (nuclei 3/4)	25 SLV	218	-642
3 (nucleo 5-6)	9 SLV	172	-680

Tab. 5 – Verifica dei pali allo SLU

Setto n.	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	R_{tk} [kN]	R_{ck} [kN]	$N_{max} \leq R_{tk}$	$ N_{min} \leq R_{ck} $
1 (nuclei 1/2)	286	-336	792	-970	SI	SI
2	218	-642	792	-970	SI	SI

(nuclei 3/4)						
3 (nucleo 5-6)	172	-680	792	-970	SI	SI

4.3 Verifiche dei micropali in esercizio

In corrispondenza di ciascun setto controventante si prevede l'inserimento di micropali posti alle due estremità di ciascun setto. In particolare saranno inseriti in corrispondenza di ciascun setto, micropali tipo *Tubfix* serie "E" di lunghezza "netta" pari a 12,0 m, generalmente con l'asse inclinato di 15° rispetto alla verticale. In tabella si riportano i tipi più comunemente impiegati (Micropali tubfix di elevata capacità portante –Ing. Giovanni Rodio & C. S.p.A.)

Tab. 6 – Tipologie standard dei micropali tubfix

Tipo di micropalo tubfix	Perforazione Φ [mm]	Anima tubolare		Carico d'esercizio [kN]	
		Φ_e [mm]	Φ_i [mm]	Compressione*	Trazione*
A	85-90	51.0	35.0	-240	+140
B	104-115	60.3	40.3	-360	+280
C	115-120	76.1	56.1	-470	+370
D	120-140	76.1	47.7	-630	+520
E	140-160	88.9	60.5	-760	+630
F	152-160	101.6	69.6	-980	+820

*Si adotta, per coerenza con gli output del programma di calcolo, la convenzione di considerare positive le trazioni e negative le compressioni

Tab. 7 – Sollecitazioni nei pali in esercizio SLE

Setto n.	Comb.	N_{tes} [kN]	N_{ces} [kN]
1 (nuclei 1/2)	18 SLD/ 3 SLD	+116	-317
2 (nuclei 3/4)	27 SLD	- 5	-428
3 (nucleo 5-6)	11 SLD	-195	-340

Tali sollecitazioni risultano compatibili con le caratteristiche di portanza del micropalo adottato (ved. tab. 6)
