

INDICE

1.	PREMESSA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	1
2.	MODELLO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO.....	6
3.	INDAGINE GEOTECNICA IN SITO.....	8
4.	MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	16
5.	RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO FONDAZIONE SUPERFICIALE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU E DI ESERCIZIO SLE	18
	5.1 Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).....	18
	5.2 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE).....	30
6.	MODULO DI REAZIONE TERRENO-STRUTTURA	36
7.	FONDAZIONI INDIRETTE.....	37
8.	RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) E AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) PER FONDAZIONI SU PALI.....	39
	8.1 Verifica nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU).....	39
	8.1.1 Resistenza palo trivellato C.F.A. al carico assiale.....	41
	8.1.2 Resistenza caratteristica palo/terreno a compressione R_k	43
	8.1.3 Portata assiale pali C.F.A. in gruppo	45
	8.2 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE) pali C.F.A.	45
	8.2.1 Cedimento palo singolo	45
9.	CONCLUSIONI	46

ALLEGATI

Allegato 1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Allegato 2 DIAGRAMMI PENETROMETRICI E TABELLE

1. PREMESSA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è finalizzata a definire gli elementi geologici e geotecnici per il progetto di ampliamento del complesso produttivo Industrie Cosmetiche Riunite (stabilimento ICR S.p.A.) ubicato al margine nord del comune di Lodi al km 2.8 della S.P. n°25 (cfr. Fig.1, Fig.2 e Fig.3). Come visualizzato nella planimetria generale riportata in Fig.4 il progetto prevede la costruzione di due strutture prefabbricate A e B con dimensioni in pianta rispettivamente di 78.7x139 m e 92.5x160 m con altezza 15 m, un fabbricato a pianta trapezoidale per la zona vendita-spaccio prodotti, nonché l'ampliamento del parcheggio nell'area sud dello stabilimento. Le fondazioni delle strutture prefabbricate saranno rappresentate da plinti in c.a. L'intervento edilizio verrà realizzato in più fasi iniziando dal lotto sud con parte del capannone A le cui caratteristiche sono visualizzate nella Fig.5. Con riferimento al D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (indicato nel seguito con la sigla NTC/08), il presente rapporto, in relazione ai contenuti ed alle indagini eseguite, ingloba in un unico elaborato le seguenti relazioni specialistiche previste al punto 5.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n°617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "Istruzioni per l'applicazione delle NTC/2008" (indicata nel seguito con la sigla CIRC/09), ovvero: la *relazione geologica* sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1 delle NTC/2008 e C6.2.1 della CIRC/09) e la *relazione geotecnica* sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno (6.2.2 delle NTC e 6.2.2 della CIRC/09).

Fig.1

Foto aerea

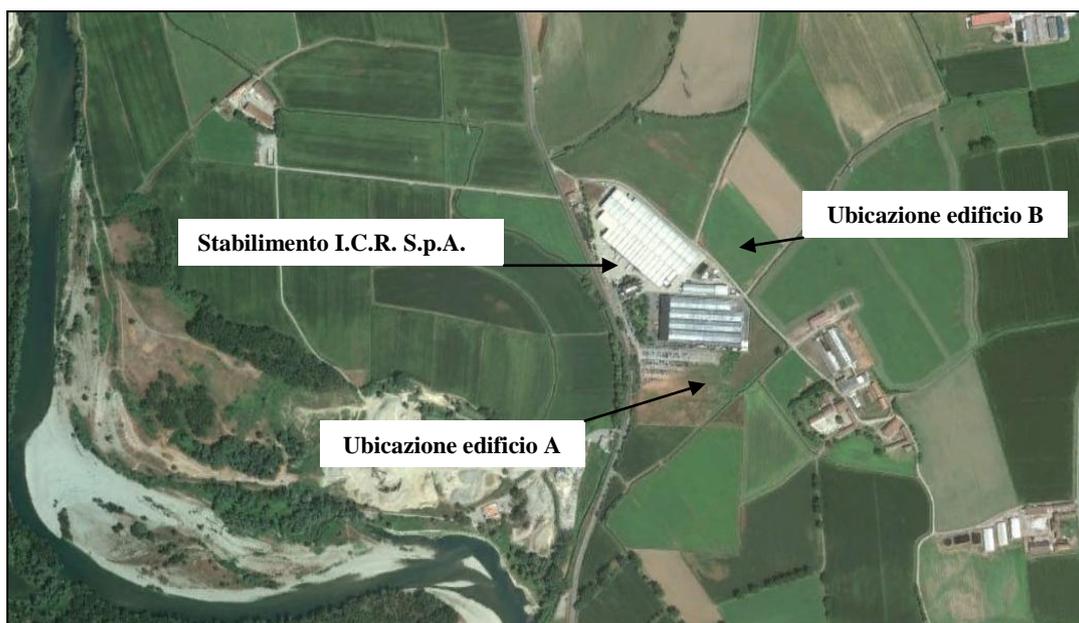


Fig. 2
Corografia - Stralcio CTR, sezione B6e5

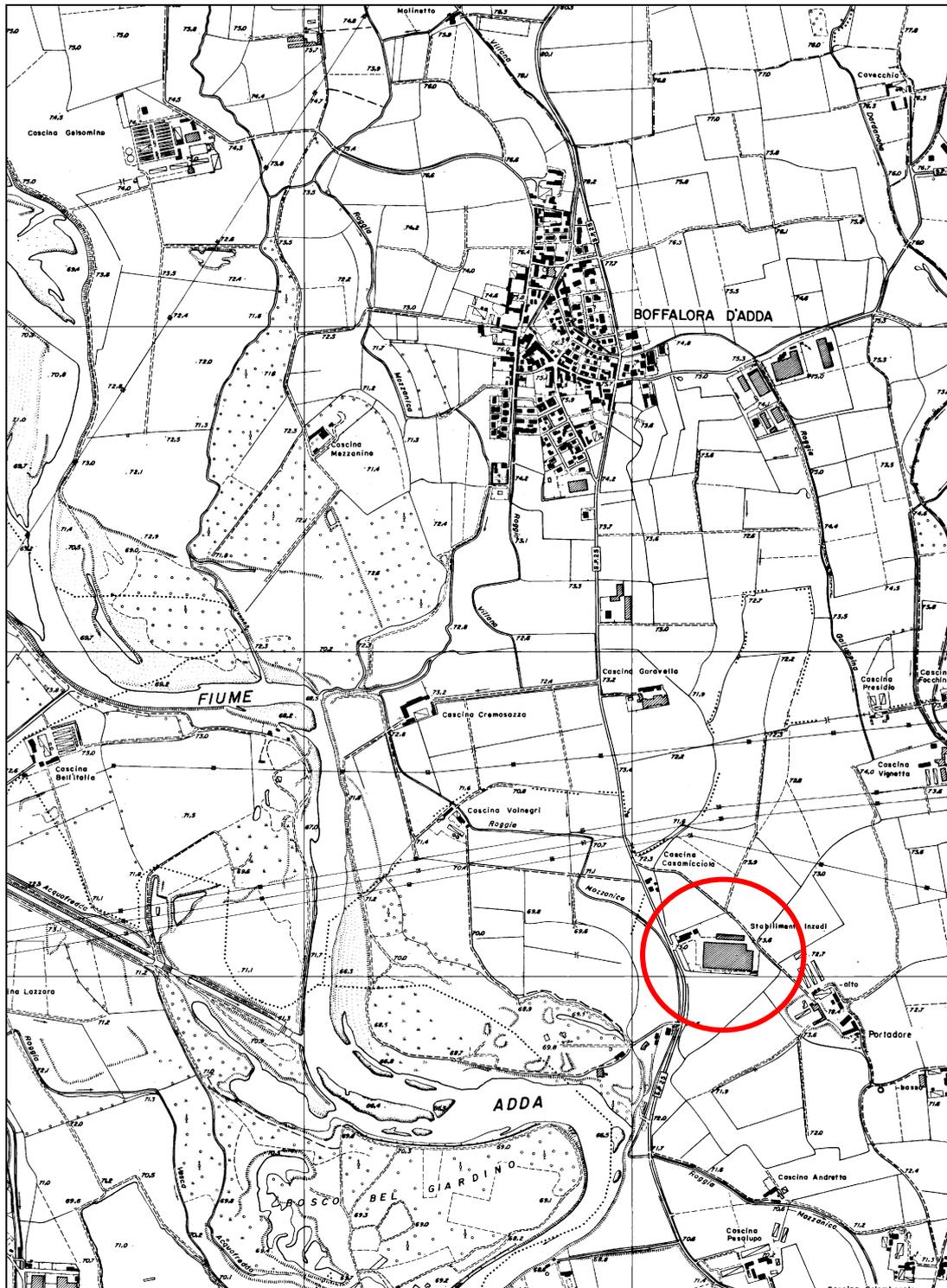


Fig. 3

Planimetria aereofotogrammetrica



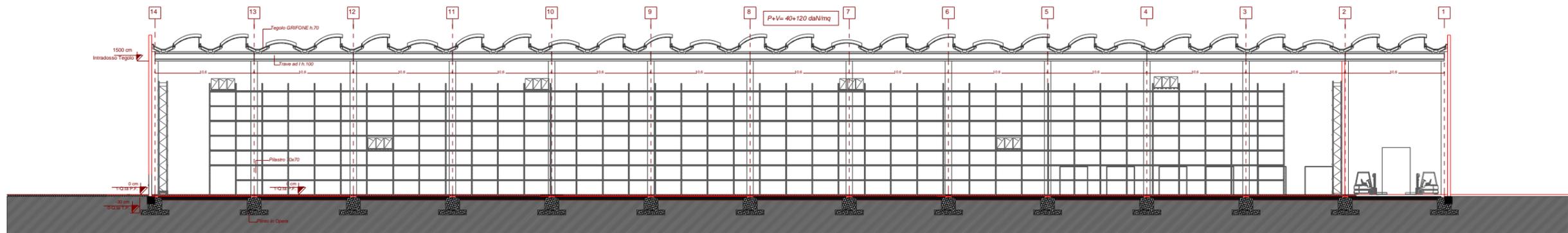
Fig. 4

Planimetria di progetto ampliamento complesso produttivo

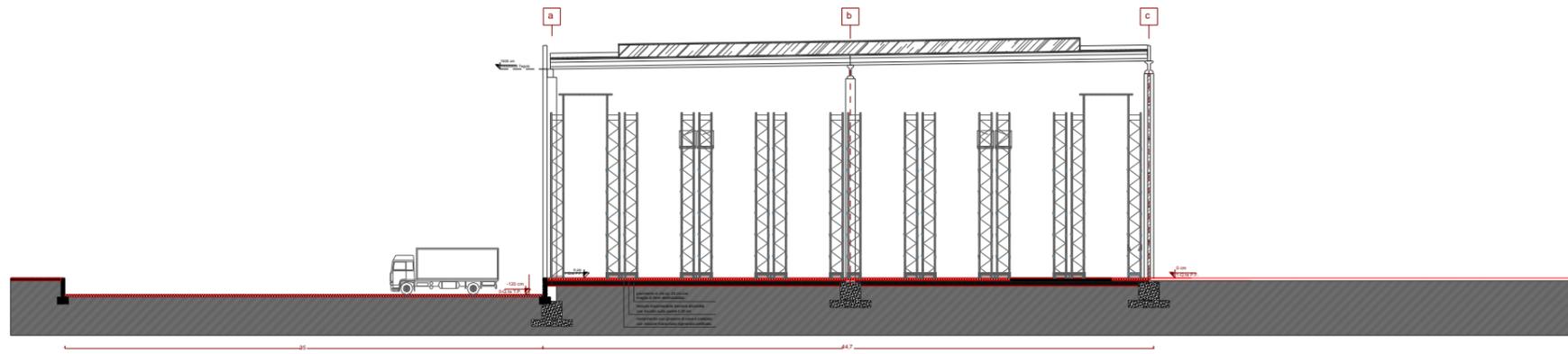


Fig. 5
Sezioni di progetto comparto A capannone A nell'area sud

Sezione AA



Sezione BB



Gli aspetti sismici verranno illustrati in un elaborato specifico che costituirà la *relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione* (3.2 delle NTC/08 e C3.2 della CIRC/09). Nella *"Componente geologica, idrogeologica e sismica"* del territorio comunale redatta a supporto del PGT, come indicato nell'All. 9A - *Carta della fattibilità geologica e delle azioni di piano* l'area in esame ricade nella *"Classe 3b (Pianura lodense orientale) - Fattibilità con consistenti limitazioni"* dove l'edificabilità è soggetta a particolari limitazioni in quanto l'area è caratterizzata da elevata vulnerabilità idrogeologica. A tal riguardo è vietato realizzare piani interrati. Inoltre ricade nella Fascia C del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico PAI (Fascia di esondazione per piena catastrofica), pertanto come prescritto all'art.4 delle Norme geologiche di Piano dovrà essere predisposta la relazione idraulica di dettaglio che valuti il tipo di rischio e la quota di sicurezza degli edifici. Il modello geologico e geotecnico del sottosuolo è stato definito mediante l'esecuzione di n. 16 prove penetrometriche dinamiche SCPT (Standard Cone Penetration Test), di cui quattro realizzate nella prima fase per la stesura della relazione sulla fattibilità geologica dell'intervento edilizio, e di due prove geosismiche superficiali eseguite con metodologia Re.Mi (*Refraction Microtremor*) e MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*). Le modalità esecutive e i risultati dell'indagine geofisica sono illustrati nella relazione sismica, a cui si rimanda. Le suddette indagini sono state integrate con i risultati di indagini geognostiche pregresse eseguite per la costruzione del capannone nord e con i dati riportati in bibliografia e nella *"Componente geologica, idrogeologica e sismica"* del PGT del territorio comunale di Lodi. Il calcolo della resistenza R_d del sistema geotecnico (ovvero il predimensionamento del sistema di fondazione) è stato eseguito agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE) considerando sia fondazioni superficiali (plinti in c.a.) impostati, con riferimento alle sezioni di progetto, a 2 e 3 m di profondità dal piano campagna, sia fondazioni profonde costituite da pali trivellati ad elica continua CFA (*Continuos Flight Auger*).

2. MODELLO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO

La zona in esame, con morfologia uniforme pianeggiante, è ubicata sul terrazzo alluvionale antico del F.Adda modellato nei depositi olocenici prevalentemente sabbioso ghiaiosi e ghiaioso sabbiosi con copertura limoso sabbiosa di ridotto spessore e talora assente, indicati nella Carta Geologica d'Italia, Fg. 46, Treviglio come *"Alluvium antico-a¹"* (cfr. Fig.6 e All.1). In particolare è posta al margine ovest del suddetto terrazzo che risulta sopraelevato di circa 3.5÷4 m rispetto al ripiano alluvionale recente. Particolare rilevanza geomorfologica assume il dosso sabbioso di C.na Portadore Alto posto in prossimità dell'area sud, sopraelevato di circa 5 m rispetto ai terreni circostanti (cfr. Foto 1).

Esso rappresenta un antico lembo del Livello fondamentale della pianura e/o Fluvioglaciale recente demolito dall'attività erosiva del F. Adda.

Fig. 6

Carta Geologica d'Italia Foglio 46, Treviglio



Foto 1

Dosso di C.na Portadore Alto



All'interno dei depositi alluvionali sopra descritti è presente un'importante falda libera con direzione di flusso prevalente NNE-SSW ossia verso l'asse drenante del F.Adda. Sulla base dei dati riportati in bibliografia (*Piano d'Ambito della provincia di Lodi e Componente Geologica, idrogeologica e sismica PGT*) la falda è caratterizzata da valori di soggiacenza generalmente compresi tra 2÷5 m. Durante l'esecuzione delle indagini in sito (prove penetrometriche) la falda è stata riscontrata a profondità variabili tra 3 e 3.80 m. Il regime della falda è caratterizzato da livelli minimi invernali e massimi primaverili estivi legati prevalentemente alla stagione irrigua. La soggiacenza della falda è inoltre influenzata dalle precipitazioni e, per le zone limitrofe al F.Adda, dal regime idraulico dello stesso.

Secondo quanto riportato nel "*Piano d'ambito della Provincia di Lodi*" e nella "*Componente geologica, idrogeologica e sismica*" del PGT l'acquifero è caratterizzato da una vulnerabilità elevata agli inquinamenti di origine superficiale per la mancanza, al suo tetto, di un orizzonte impermeabile sufficientemente potente ed esteso che lo protegga da infiltrazioni di materiali inquinanti dispersi in superficie o peggio ancora interrati.

3. INDAGINE GEOTECNICA IN SITO

La finalità delle indagini in sito è stata quella di definire le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni di fondazione; a tale scopo sono state eseguite n.16 prove penetrometriche dinamiche SCPT a punta conica tipo *Meardi-AGI* (penetrazione standard 30 cm- N_{30}) con profondità massima di 12 m dal piano campagna, di cui quattro realizzate nella prima fase per la stesura della relazione sulla fattibilità geologica dell'intervento edilizio. L'ubicazione delle suddette indagini è riportata nella Fig.7, mentre nella foto 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 e 9, è visualizzata l'ubicazione del penetrometro sui punti di indagine. Le prove penetrometriche sono state realizzate utilizzando un penetrometro statico/dinamico DPSH "*Pagani*" tipo Emilia TG 63-100 con sistema d'ancoraggio ad eliche e capacità di spinta 10 t.

La prova SCPT è stata effettuata senza tubazione di rivestimento in avanzamento misurando la resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, infissa per battitura nel terreno per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione, seguendo le normative AGI-1977. Nelle prove SCPT la misura del numero di colpi N_{30} è eseguita durante tutta l'infissione della batteria di aste, per tratti successivi di 30 cm, pertanto tali indagini hanno permesso di valutare in modo continuo l'addensamento dei terreni sabbiosi e ghiaiosi sabbiosi. I dati emersi sono visualizzati sui tabulati e sui grafici riportati nell'allegato specifico (All.2). Nei grafici di Fig.8 e 9 è visualizzato l'andamento del numero di colpi/30 cm N_{30} nelle prove SCPT riferiti all'area sud e nord dello stabilimento.

Fig. 7

Planimetria con ubicazione prove penetrometriche e sismiche

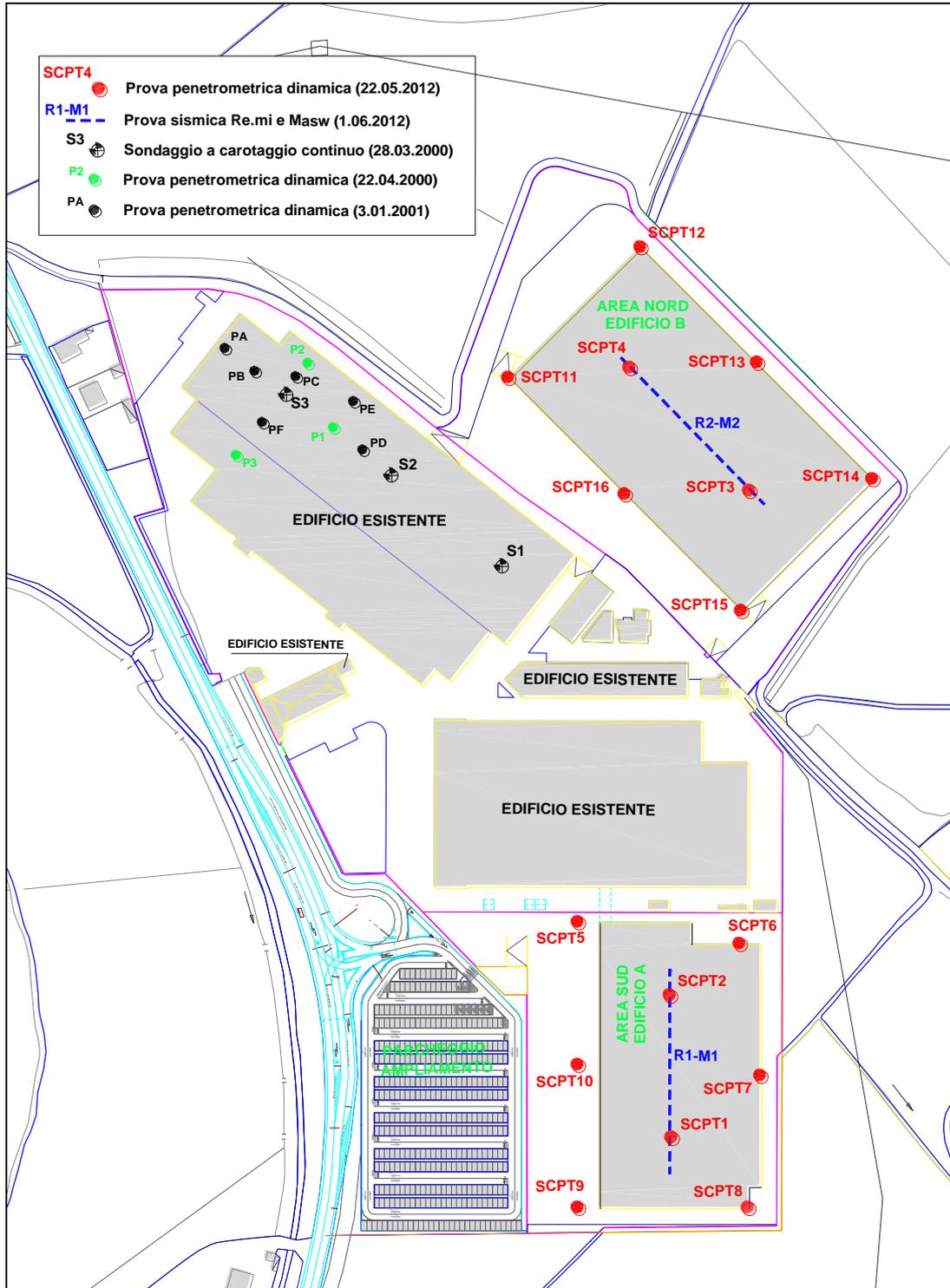


Foto 2

Prova penetrometrica dinamica SCPT 1



Foto 3

Prova penetrometrica dinamica SCPT 2



Foto 4

Prova penetrometrica dinamica SCPT 5



Foto 5

Prova penetrometrica dinamica SCPT 6



Foto 6

Prova penetrometrica dinamica SCPT 8



Foto 7

Prova penetrometrica dinamica SCPT 9



Foto 8

Prova penetrometrica dinamica SCPT 11



Foto 9

Prova penetrometrica dinamica SCPT 12

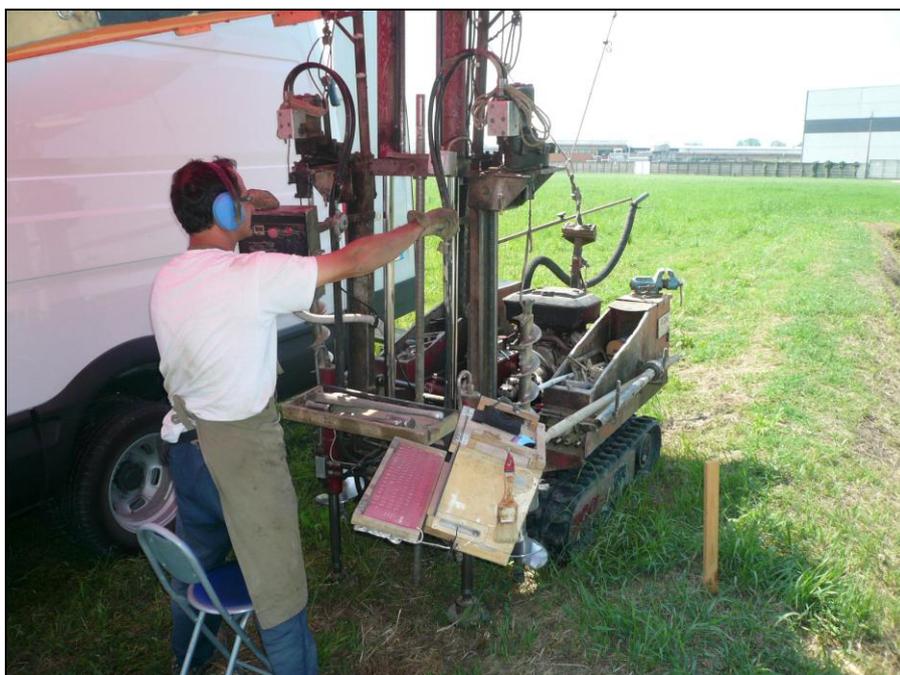


Fig. 8

N₃₀ nelle otto prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'area sud

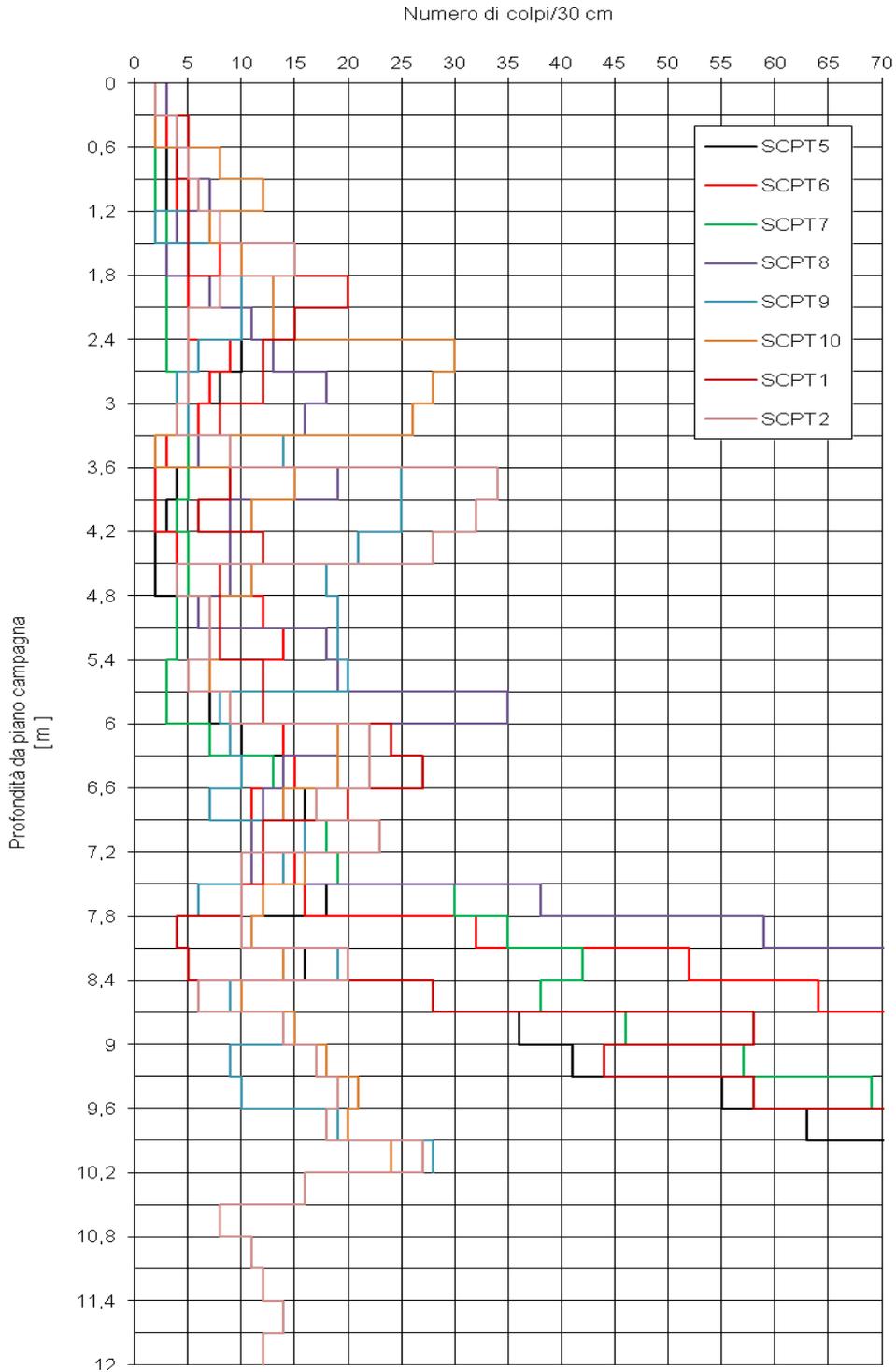
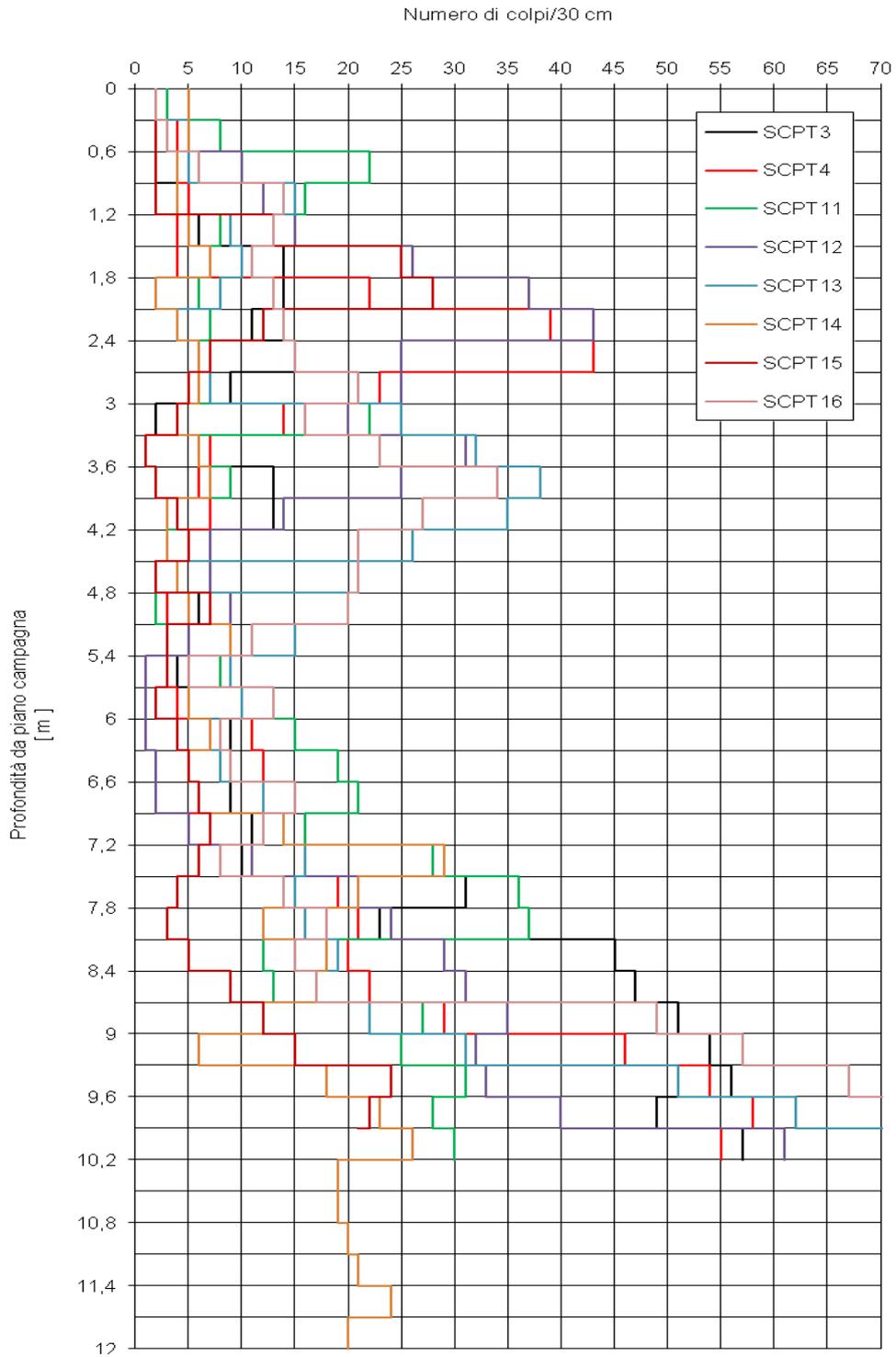


Fig. 9

N₃₀ nelle otto prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'area nord



4. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico del sottosuolo è rappresentato al di sotto di uno strato superficiale, a volte assente, costituito da sabbie fini limose con spessore variabile da 0.5 a 1.5 m (STRATO 0), da sabbie con addensamento medio-basso (STRATO 1) sino a profondità massime di 6 m nell'area sud e di 8.5 m nell'area nord, a cui seguono sabbie con ghiaia e ghiaie sabbiose addensate (STRATO 2). In particolare nello strato 1 è stata riscontrata la presenza di livelli discontinui sabbiosi ghiaiosi addensati. In generale sia l'area sud che quella nord sono caratterizzate da una certa eterogeneità litologica pertanto nella definizione del modello geotecnico del sottosuolo di seguito riportato è stata considerata, cautelativamente, la situazione geotecnica più sfavorevole.

Area sud

STRATO 1: prof. da 0.50÷1.50 a 5.00÷6.00 m

Sabbie con addensamento medio-basso. Presenza di intercalazioni sabbiose ghiaiose discontinue addensate con $N_{30} = 15 \div 20$ colpi/30 cm

$N_{30} = 2 \div 6$ colpi/30 cm

STRATO 2: prof. da 5.00÷6.00 a oltre 12.00 m

Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose addensate

$N_{30} = 13 \div 16$ colpi/30 cm

Area nord

STRATO 1: prof. da 0.50÷1.50 a 5.00÷8.50 m

Sabbie con addensamento medio-basso. Presenza di intercalazioni sabbiose ghiaiose discontinue addensate

$N_{30} = 2 \div 5$ colpi/30 cm

STRATO 2: prof. da 5.00÷8.50 a oltre 12.00 m

Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose addensate

$N_{30} = 16 \div 20$ colpi/30 cm

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata eseguita con i risultati della prove penetrometriche dinamiche SCPT utilizzando le correlazioni semiempiriche riportate in letteratura che legano il numero di colpi N_{30} ai parametri di resistenza al taglio e di deformabilità del terreno. In tal senso sono state utilizzate quelle più collaudate e sperimentate. Per quanto riguarda il valore caratteristico da assegnare ai parametri geotecnici le NTC/08 e la CIRC/09 non impongono procedure di calcolo ed al par. 6.2.2, recitano: *"Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato."*

Relazione geologica e geotecnica

Il significato di tali parole è ben chiarito nella CIRC/09 al par. C6.2.2: "Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità." Considerando plinti quadrati impostati nei terreni dello STRATO 1 a profondità di 2 m e 3 m dal piano campagna, per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU), ovvero per le verifiche di capacità portante che coinvolgono un volume di terreno modesto, si sono utilizzati valori caratteristici prossimi ai valori minimi, mentre per le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE), ovvero per le verifiche che richiedono la stima dei cedimenti, ottenuti per integrazione delle deformazioni verticali del sottosuolo fino a grande profondità, si sono utilizzati i valori caratteristici coincidenti con i valori medi.

Valori caratteristici dei parametri geotecnici nell'area sud						
Strato geotecnico [-]	N ₃₀ [colpi/30 cm]	γ [t/m ³]	Dr [%]	φ [°]	c' [kg/cm ²]	E' [kg/cm ²]
STRATO 0	Terreno non idoneo a costituire il piano di posa delle fondazioni					
STRATO 1	2÷6	1.8	35	26	0	55
STRATO 2	13÷16	1.9	60	33	0	180
Valori caratteristici dei parametri geotecnici nell'area nord						
Strato geotecnico [-]	N ₃₀ [colpi/30 cm]	γ [t/m ³]	Dr [%]	φ [°]	c' [kg/cm ²]	E' [kg/cm ²]
STRATO 0	Terreno non idoneo a costituire il piano di posa delle fondazioni					
STRATO 1	2÷5	1.8	35	25	0	50
STRATO 2	16÷20	1.9	60	33	0	180

N₃₀ = numero di colpi/30 cm prova penetrometrica dinamica SCPT

γ = peso di volume del terreno

Dr = densità relativa

c' = coesione effettiva

φ = angolo d'attrito

E' = modulo di deformazione elastico riferito alla pressione verticale geostatica esistente

La determinazione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione in accordo con le NTC/2008 è stata eseguita con il valore V_{S30} ricavato con le prove sismiche RE.MI. e MASW i cui risultati sono illustrati dettagliatamente nella relazione sismica a cui si rimanda. Per la zona in esame (area sud e nord dello stabilimento I.C.R. S.p.A.) i valori V_{S30} sono i seguenti:

Area sud $V_{S30 \text{ Re.Mi.}} = 340 \text{ m/s}$ $V_{S30 \text{ Masw}} = 335 \text{ m/s}$

Area nord $V_{S30 \text{ Re.Mi.}} = 340 \text{ m/s}$ $V_{S30 \text{ Masw}} = 325 \text{ m/s}$

ai quali corrisponde la categoria di **suolo di fondazione di Tipo C** ovvero “*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”.

5. RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO FONDAZIONE SUPERFICIALE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU E DI ESERCIZIO SLE

5.1 Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per una fondazione superficiale, vi è una sola verifica geotecnica agli stati limite ultimi da eseguire cioè la verifica di capacità portante, ovvero la verifica dello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione. Pertanto deve essere rispettata la condizione sotto riportata dove E_d è il valore di progetto dell'azione nelle varie combinazioni di carico e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico sopra indicato

$$R_d \geq E_d$$

Le NTC/08 prevedono che le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi per le opere e i sistemi geotecnici, possano essere eseguite utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (Approccio 1 e Approccio 2). Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono eseguite utilizzando i valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle sottostanti.

Relazione geologica e geotecnica

<i>Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni</i>					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
<i>Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno</i>					
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_v	1,0	1,0	
<i>Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali</i>					
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)		
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$		
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$		

Le verifiche di capacità portante in accordo con le NTC/08 sono state eseguite con i seguenti approcci:

Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui sono invariate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), ridotti i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R). I parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite il coefficiente γ_R del gruppo R2.

Approccio 2 (A1+M1+R3) in cui sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R). Cioè nella quale i coefficienti parziali sui parametri del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite il coefficiente γ_R del gruppo R3.

Per il calcolo della resistenza del sistema geotecnico R_d si è considerata, sia nell'area sud che in quella nord, la fondazione (plinto in c.a.) impostata nei terreni dello STRATO 1 ad una profondità di 2 m e 3 m rispetto al piano campagna.

Trattandosi di terreni incoerenti la R_d è stata calcolata eseguendo una verifica a lungo termine in condizioni di sforzi effettivi cioè considerando la resistenza al taglio dei terreni definita dai parametri $\varphi > 0$ e $c = 0$. La fondazione è stata considerata sottoposta solo a carichi centrati. In presenza di carichi eccentrici il valore della larghezza B del plinto in c.a. dovrà essere determinato con la seguente relazione:

$$B_R = B - 2e$$

B_R = larghezza efficace plinto in c.a.

B = larghezza reale del plinto in c.a.

e = eccentricità espressa in m

Nei calcoli si è considerato la falda coincidente con il piano di posa delle fondazioni. La resistenza del terreno R_d è stata calcolata con la relazione sotto riportata (*Terzaghi, 1943, Brinch, Meyerhof, 1951-63, Vesic, 1973-75, Hansen, 1970*) trascurando il fattore di profondità d_q e introducendo per la verifica in condizioni sismiche i fattori correttivi z_γ e z_q proposti da *Paolucci e Pecker, 1997* che tengono conto dell'inerzia del terreno in condizioni sismiche in funzione del coefficiente sismico k_h . Al primo termine della relazione di *Brinch Hansen* è stato inoltre applicato il fattore di riduzione r_γ proposto da *Bowles 1988*, valido per fondazioni larghe e platee con $B > 1.8$ m.

$$\text{Condizioni statiche} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma) + (\gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q)]$$

$$\text{Condizioni dinamiche} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma) + (\gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot z_q)]$$

B = larghezza plinto in c.a.

γ_1 = peso di volume del terreno sotto il piano di posa = 1 t/m³

γ_2 = peso di volume del terreno sopra il piano di posa = 1.8 t/m³

D_f = approfondimento relativo = 1

s_γ, s_q = fattori di forma fondazione = 1 (trascurati a favore di sicurezza)

z_γ, z_q = fattori d'inerzia del terreno in condizioni sismiche funzione di k_h e φ nell'area sud = 0.907

z_γ, z_q = fattori d'inerzia del terreno in condizioni sismiche funzione di k_h e φ nell'area nord = 0.901

N_γ, N_q = fattori adimensionali in funzione dell'angolo di attrito φ (*Vesic, 1975*)

AREA SUD

SLU (GEO) Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2)

Coefficienti parziali parametri geotecnici gruppo M2

$$\text{Tangente dell'angolo di resistenza al taglio} \quad \gamma_\varphi = 1.25 \quad \varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi}{\gamma_\varphi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 26}{1.25}\right) = 21^\circ$$

Relazione geologica e geotecnica

Peso dell'unità di volume $\gamma_{\gamma} = 1$ Coefficiente parziale del gruppo R2 $\gamma_R = 1.8$ Condizioni statiche**B x L = 2 x 2 m**

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.990) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [6.14 + 12.72] = 10.47 \text{ t/m}^2 \cong 10.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 10.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 2.5 x 2.5 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.966) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [7.48 + 12.72] = 11.22 \text{ t/m}^2 \cong 11 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 11 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3 x 3 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.946) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [8.79 + 12.72] = 11.95 \text{ t/m}^2 \cong 12 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 11.95 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3.5 x 3.5 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3.5 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.929) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [10.07 + 12.72] = 12.66 \text{ t/m}^2 \cong 12.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 12.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 4 x 4 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.915) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [11.34 + 12.72] = 13.36 \text{ t/m}^2 \cong 13 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 13 \text{ t/m}^2}$$

Condizioni dinamiche**B x L = 2 x 2 m**

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.990 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [5.56 + 11.54] = 9.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 9.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 2.5 x 2.5 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.966 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [6.79 + 11.54] = 10.18 \text{ t/m}^2 \cong 10 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 10 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3 x 3 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.946 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [7.98 + 11.54] = 10.84 \text{ t/m}^2 \cong 10.8 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 10.8 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3.5 x 3.5 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3.5 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.929 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [9.14 + 11.54] = 11.48 \text{ t/m}^2 \cong 11.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 11.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 4 x 4 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 6.20 \cdot 1 \cdot 0.915 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 7.07 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [10.29 + 11.54] = 12.12 \text{ t/m}^2 \cong 12 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 12 \text{ t/m}^2}$$

Per un plinto con larghezza B compresa tra 2 e 4 m **la resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU** in condizioni statiche e dinamiche riferita allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, calcolata utilizzando l'Approccio 1 combinazione A2+M2+R2 è riportata nella seguente tabella.

AREA SUD			
Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU			
in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 1 (A2+M2+R2)			
CONDIZIONI STATICHE		CONDIZIONI DINAMICHE	
B x L [m]	R_d [t/m ²]	B x L [m]	R_d [t/m ²]
2 x 2	10.5	2 x 2	9.5
2.5 x 2.5	11	2.5 x 2.5	10
3 x 3	11.95	3 x 3	10.8
3.5 x 3.5	12.5	3.5 x 3.5	11.5
4 x 4	13	4 x 4	12

SLU (GEO) Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)Coefficienti parziali parametri geotecnici gruppo M1

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\gamma_\varphi = 1$ $\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{\gamma_\varphi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 26}{1}\right) = 26^\circ$

Peso dell'unità di volume $\gamma_\gamma = 1$

Coefficiente parziale del gruppo R3 $\gamma_R = 2.3$

Condizioni statiche**B x L = 2 x 2 m**

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.990) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [12.41 + 21.33] = 14.66 \text{ t/m}^2 \cong 14.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 14.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 2.5 x 2.5 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.966) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [15.14 + 21.33] = 15.85 \text{ t/m}^2 \cong 15.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 15.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3 x 3 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.946) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [17.79 + 21.33] = 17 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 17 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3.5 x 3.5 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3.5 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.929) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [20.38 + 21.33] = 18.13 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 18 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 4 x 4 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.915) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [22.94 + 21.33] = 19.24 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 19 \text{ t/m}^2}$$

Condizioni dinamiche**B x L = 2 x 2 m**

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.990 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [11.26 + 19.34] = 13.30 \text{ t/m}^2 \cong 13 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 13 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 2.5 x 2.5 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.966 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [13.73 + 19.34] = 14.37 \text{ t/m}^2 \cong 14 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 14 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3 x 3 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.946 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [16.14 + 19.34] = 15.42 \text{ t/m}^2 \cong 15 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 15 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3.5 x 3.5 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3.5 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.929 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [18.49 + 19.34] = 16.44 \text{ t/m}^2 \cong 16 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 16 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 4 x 4 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.915 \cdot 0.907) + (1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 \cdot 1 \cdot 0.907)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [20.81 + 19.34] = 17.45 \text{ t/m}^2 \cong 17 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 17 \text{ t/m}^2}$$

Per un plinto con larghezza B compresa tra 2 e 4 m **la resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU** in condizioni statiche e dinamiche riferita allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, calcolata utilizzando l'Approccio 2 combinazione A1+M1+R3 è riportata nella seguente tabella.

AREA SUD			
Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 2 (A1+M1+R3)			
CONDIZIONI STATICHE		CONDIZIONI DINAMICHE	
B x L [m]	R_d [t/m ²]	B x L [m]	R_d [t/m ²]
2 x 2	14.5	2 x 2	13
2.5 x 2.5	15.5	2.5 x 2.5	14
3 x 3	17	3 x 3	15
3.5 x 3.5	18	3.5 x 3.5	16
4 x 4	19	4 x 4	17

AREA NORD**SLU (GEO) Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2)**Coefficienti parziali parametri geotecnici gruppo M2

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\gamma_\phi = 1.25$ $\phi_d = \arctan\left(\frac{\tan\phi}{\gamma_\phi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 25}{1.25}\right) = 20^\circ$

Peso dell'unità di volume $\gamma_\gamma = 1$

Coefficiente parziale del gruppo R2 $\gamma_R = 1.8$

Condizioni statiche**B x L = 2 x 2 m**

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.990) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [5.33 + 11.52] = 9.36 \text{ t/m}^2 \cong 9 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 9 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 2.5 x 2.5 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.966) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [6.51 + 11.52] = 10.01 \text{ t/m}^2 \cong 10 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 10 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3 x 3 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.946) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [7.65 + 11.52] = 10.65 \text{ t/m}^2 \cong 10.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 10.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3.5 x 3.5 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3.5 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.929) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [8.76 + 11.52] = 11.26 \text{ t/m}^2 \cong 11 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 11 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 4 x 4 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.915) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [9.86 + 11.52] = 11.88 \text{ t/m}^2 \cong 11.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 11.5 \text{ t/m}^2}$$

Condizioni dinamiche**B x L = 2 x 2 m**

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.990 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [4.80 + 10.38] = 8.43 \text{ t/m}^2 \cong 8 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 8 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 2.5 x 2.5 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.966 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [5.86 + 10.38] = 9.02 \text{ t/m}^2 \cong 9 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 9 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3 x 3 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.946 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [6.89 + 10.38] = 9.59 \text{ t/m}^2 \cong 9.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 9.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3.5 x 3.5 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3.5 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.929 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [7.89 + 10.38] = 10.15 \text{ t/m}^2 \cong 10 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 10 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 4 x 4 m

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 5.39 \cdot 1 \cdot 0.915 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 6.40 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{1.8} \cdot [8.89 + 10.38] = 10.70 \text{ t/m}^2 \cong 10.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 10.5 \text{ t/m}^2}$$

Per un plinto con larghezza B compresa tra 2 e 4 m **la resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU** in condizioni statiche e dinamiche riferita allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, calcolata utilizzando l'Approccio 1 combinazione A2+M2+R2 è riportata nella seguente tabella.

AREA NORD			
Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 1 (A2+M2+R2)			
CONDIZIONI STATICHE		CONDIZIONI DINAMICHE	
B x L [m]	R_d [t/m ²]	B x L [m]	R_d [t/m ²]
2 x 2	9	2 x 2	8
2.5 x 2.5	10	2.5 x 2.5	9
3 x 3	10.5	3 x 3	9.5
3.5 x 3.5	11	3.5 x 3.5	10
4 x 4	11.5	4 x 4	10.5

SLU (GEO) Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)Coefficienti parziali parametri geotecnici gruppo M1

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\gamma_{\varphi} = 1$ $\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{\gamma_{\varphi}}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 25}{1}\right) = 25^\circ$

Peso dell'unità di volume $\gamma_{\gamma} = 1$

Coefficiente parziale del gruppo R3 $\gamma_R = 2.3$

Condizioni statiche**B x L = 2 x 2 m**

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.990) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [10.77 + 19.19] = 13.02 \text{ t/m}^2 \cong 13 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 13 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 2.5 x 2.5 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.966) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [13.13 + 19.19] = 14.05 \text{ t/m}^2 \cong 14 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 14 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3 x 3 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.946) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [15.44 + 19.19] = 15.05 \text{ t/m}^2 \cong 15 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 15 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3.5 x 3.5 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3.5 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.929) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [17.69 + 19.19] = 16.03 \text{ t/m}^2 \cong 16 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 16 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 4 x 4 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.915) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [19.91 + 19.19] = 17 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 17 \text{ t/m}^2}$$

Condizioni dinamiche**B x L = 2 x 2 m**

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.990 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [9.70 + 17.29] = 11.73 \text{ t/m}^2 \cong 11.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 11.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 2.5 x 2.5 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.966 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [11.83 + 17.29] = 12.66 \text{ t/m}^2 \cong 12.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 12.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3 x 3 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.946 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [13.91 + 17.29] = 13.56 \text{ t/m}^2 \cong 13.5 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 13.5 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 3.5 x 3.5 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 3.5 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.929 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [15.94 + 17.29] = 14.44 \text{ t/m}^2 \cong 14 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 14 \text{ t/m}^2}$$

B x L = 4 x 4 m

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.915 \cdot 0.901) + (1.8 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 1 \cdot 0.901)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [17.94 + 17.29] = 15.31 \text{ t/m}^2 \cong 15 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 15 \text{ t/m}^2}$$

Per un plinto con larghezza B compresa tra 2 e 4 m **la resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU** in condizioni statiche e dinamiche riferita allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, calcolata utilizzando l'Approccio 2 combinazione A1+M1+R3 è riportata nella seguente tabella.

AREA NORD			
Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU			
in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 2 (A1+M1+R3)			
CONDIZIONI STATICHE		CONDIZIONI DINAMICHE	
B x L [m]	R_d [t/m ²]	B x L [m]	R_d [t/m ²]
2 x 2	13	2 x 2	11.5
2.5 x 2.5	14	2.5 x 2.5	12.5
3 x 3	15	3 x 3	13.5
3.5 x 3.5	16	3.5 x 3.5	14
4 x 4	17	4 x 4	15

5.2 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

Le NTC/08 e le relative Istruzioni non contengono indicazioni su come eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio per le opere geotecniche, né fissano soglie da rispettare. Per le fondazioni dirette le NTC/08 (par. 6.4.2.2) recitano: *"Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi."* La CIRC/09 (par. C6.4.2.2): *"Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana fine, i parametri che caratterizzano la deformabilità sono di regola ottenuti da prove di laboratorio su campioni indisturbati. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito. I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto."*

Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di manufatti adiacenti, il giudizio di ammissibilità deve essere esteso a questi ultimi."

Sulla base di quanto sopra indicato si è proceduto nel seguente modo: si sono determinati i cedimenti con i criteri di calcolo usuali per i terreni incoerenti e per dare un giudizio sulla loro ammissibilità si è fatto riferimento a numerosi grafici e tabelle di letteratura, che su base statistica e in funzione di parametri diversi, indicano i valori ammissibili. In tal senso in merito ai cedimenti ammissibili di opere è noto che i cedimenti assoluti influenzano il comportamento di una struttura in misura minore dei cedimenti differenziali ed è ormai ampiamente riconosciuto che esiste una relazione tra i due cedimenti (*Grant et al., 1975, Skempton e McDonald, 1956, Polshin e Tokar, 1957, Bjerrum, 1963, Burland & Wroth, 1974*). L'approccio generalmente seguito è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima funzione della tipologia di struttura. Utilizzando la correlazione β_{\max}/w_{\max} proposta da *Grant e altri, 1974* aggiornata da *Viggiani, 1992* e quella di *Mandolini, 2003* considerando una distorsione angolare massima β_{\max} di 1/500 si è assunto come cedimento massimo w_{\max} il limite di 2.5 cm. In relazione alla natura granulare dei terreni la valutazione dell'entità dei cedimenti è stata eseguita con la relazione basata sulla teoria dell'elasticità, cioè assimilando il terreno a un mezzo elastico e calcolando il contributo di singoli strati di spessore h_i e modulo di deformazione E_i con la seguente relazione di calcolo:

$$w_R = K_r \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \cdot \left[\Delta\sigma_z - \mu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \right] \cdot H_i$$

H_i = spessore dello strato comprimibile iesino

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte sotto il centro di un'area di carico flessibile dovuto al carico applicato

E_i = modulo elastico del livello iesino

μ = coefficiente di Poisson = 0.3

K_r = rapporto tra il cedimento medio della fondazione rigida ed il cedimento della fondazione flessibile

Le tensioni normali verticali ed orizzontali $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x$ e $\Delta\sigma_y$ indotte al centro di un plinto quadrato da un carico uniformemente distribuito Q_e pari alla R_d , sono state determinate con riferimento alla teoria dell'elasticità, assimilando il terreno ad un mezzo continuo, lineare, isotropo ed omogeneo (*Poulos e Davis, 1974*). A causa dell'esistenza di una "soglia" della deformazione il calcolo dei cedimenti è stato limitato allo strato che realisticamente risente della presenza del carico applicato in superficie; prudenzialmente si è adottato $H = 2B$ essendo B il lato del plinto. Il volume di terreno significativo così individuato è stato quindi suddiviso in n -strati di spessore h_i , con caratteristiche di compressibilità omogenee, dei quali si è determinato il cedimento; infine è stato calcolato il cedimento totale w come somma dei contributi di ciascun strato.

Relazione geologica e geotecnica

I calcoli sono indicati nelle tabelle di seguito riportate nelle quali w_T e w_R sono rispettivamente il cedimento totale di una fondazione flessibile e rigida. Il valore del coefficiente K_f per la determinazione di w_R è stato valutato con i grafici riportati in letteratura geotecnica che legano tale parametro alla geometria della fondazione. In relazione al comportamento sostanzialmente elastico dei terreni a grana grossa e media (la deformazione segue in maniera quasi immediata l'applicazione del carico), i cedimenti si esauriranno per buona parte a costruzione ultimata.

AREA SUD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.					
Cedimenti plinti in c.a. con carico di esercizio Q_e pari a R_d in condizioni statiche					
Quota imposta fondazione - 2 m da piano campagna					
Tipo di verifica [-]	B x L [m]	R_d [t/m ²]	w_T [cm]	w_R [cm]	w_{amm} [cm]
SLU Approccio 1	2 x 2	10.5	2.46	≅ 1.9	2.5
	2.5 x 2.5	11	3.09	≅ 2.4	2.5
	3 x 3	11.95	3.87	≅ 3.0	2.5
	3.5 x 3.5	12.5	4.55	≅ 3.6	2.5
	4 x 4	13	5.20	≅ 4.1	2.5
SLU Approccio 2	2 x 2	14.5	3.40	≅ 2.7	2.5
	2.5 x 2.5	15.5	4.36	≅ 3.4	2.5
	3 x 3	17	5.51	≅ 4.3	2.5
	3.5 x 3.5	18	6.55	≅ 5.1	2.5
	4 x 4	19	7.60	≅ 6.0	2.5

AREA SUD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.					
Cedimenti plinti in c.a. con carico di esercizio Q_e pari a R_d in condizioni dinamiche					
Quota imposta fondazione - 2 m da piano campagna					
Tipo di verifica [-]	B x L [m]	R_d [t/m ²]	w_T [cm]	w_R [cm]	w_{amm} [cm]
SLU Approccio 1	2 x 2	9.5	2.23	≅ 1.7	2.5
	2.5 x 2.5	10	2.81	≅ 2.2	2.5
	3 x 3	10.8	3.50	≅ 2.7	2.5
	3.5 x 3.5	11.5	4.18	≅ 3.3	2.5
	4 x 4	12	4.80	≅ 3.8	2.5
SLU Approccio 2	2 x 2	13	3.05	≅ 2.4	2.5
	2.5 x 2.5	14	3.94	≅ 3.1	2.5
	3 x 3	15	4.86	≅ 3.8	2.5
	3.5 x 3.5	16	5.82	≅ 4.6	2.5
	4 x 4	17	6.80	≅ 5.3	2.5

Relazione geologica e geotecnica

AREA SUD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.					
Cedimenti plinti in c.a. con carico di esercizio Q_e pari a R_d in condizioni statiche					
Quota imposta fondazione - 3 m da piano campagna					
Tipo di verifica [-]	B x L [m]	R_d [t/m ²]	W_T [cm]	W_R [cm]	W_{amm} [cm]
SLU Approccio 1	2 x 2	10.5	2.31	≅ 1.8	2.5
	2.5 x 2.5	11	2.86	≅ 2.2	2.5
	3 x 3	11.95	3.53	≅ 2.8	2.5
	3.5 x 3.5	12.5	4.10	≅ 3.2	2.5
	4 x 4	13	4.66	≅ 3.7	2.5
SLU Approccio 2	2 x 2	14.5	3.18	≅ 2.5	2.5
	2.5 x 2.5	15.5	4.03	≅ 3.2	2.5
	3 x 3	17	5.03	≅ 4.0	2.5
	3.5 x 3.5	18	5.91	≅ 4.6	2.5
	4 x 4	19	6.81	≅ 5.4	2.5
Cedimenti plinti in c.a. con carico di esercizio Q_e pari a R_d in condizioni dinamiche					
Quota imposta fondazione - 3 m da piano campagna					
Tipo di verifica [-]	B x L [m]	R_d [t/m ²]	W_T [cm]	W_R [cm]	W_{amm} [cm]
SLU Approccio 1	2 x 2	9.5	2.09	≅ 1.6	2.5
	2.5 x 2.5	10	2.60	≅ 2.0	2.5
	3 x 3	10.8	3.19	≅ 2.5	2.5
	3.5 x 3.5	11.5	3.78	≅ 3.0	2.5
	4 x 4	12	4.30	≅ 3.4	2.5
SLU Approccio 2	2 x 2	13	2.85	≅ 2.2	2.5
	2.5 x 2.5	14	3.64	≅ 2.9	2.5
	3 x 3	15	4.44	≅ 3.5	2.5
	3.5 x 3.5	16	5.25	≅ 4.1	2.5
	4 x 4	17	6.09	≅ 4.8	2.5

AREA NORD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.					
Cedimenti plinti in c.a. con carico di esercizio Q_e pari a R_d in condizioni statiche					
Quota imposta fondazione - 2 m da piano campagna					
Tipo di verifica [-]	B x L [m]	R_d [t/m ²]	W_T [cm]	W_R [cm]	W_{amm} [cm]
SLU Approccio 1	2 x 2	9	2.34	≅ 1.8	2.5
	2.5 x 2.5	10	3.25	≅ 2.5	2.5
	3 x 3	10.5	4.12	≅ 3.2	2.5
	3.5 x 3.5	11	5.00	≅ 3.9	2.5
	4 x 4	11.5	5.82	≅ 4.6	2.5
SLU Approccio 2	2 x 2	13	3.35	≅ 2.6	2.5
	2.5 x 2.5	14	4.55	≅ 3.6	2.5
	3 x 3	15	5.89	≅ 4.6	2.5
	3.5 x 3.5	16	7.27	≅ 5.7	2.5
	4 x 4	17	8.61	≅ 6.8	2.5

Relazione geologica e geotecnica

Cedimenti plinti in c.a. con carico di esercizio Q_e pari a R_d in condizioni dinamiche					
Quota imposta fondazione - 2 m da piano campagna					
Tipo di verifica [-]	B x L [m]	R_d [t/m ²]	W_T [cm]	W_R [cm]	W_{amm} [cm]
SLU Approccio 1	2 x 2	8	2.08	≅ 1.6	2.5
	2.5 x 2.5	9	2.92	≅ 2.3	2.5
	3 x 3	9.5	3.73	≅ 2.9	2.5
	3.5 x 3.5	10	4.54	≅ 3.6	2.5
	4 x 4	10.5	5.32	≅ 4.2	2.5
SLU Approccio 2	2 x 2	11.5	3.00	≅ 2.3	2.5
	2.5 x 2.5	12.5	4.06	≅ 3.2	2.5
	3 x 3	13.5	5.30	≅ 4.2	2.5
	3.5 x 3.5	14	6.36	≅ 5.0	2.5
	4 x 4	15	7.59	≅ 6.0	2.5

AREA NORD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.					
Cedimenti plinti in c.a. con carico di esercizio Q_e pari a R_d in condizioni statiche					
Quota imposta fondazione - 3 m da piano campagna					
Tipo di verifica [-]	B x L [m]	R_d [t/m ²]	W_T [cm]	W_R [cm]	W_{amm} [cm]
SLU Approccio 1	2 x 2	9	2.32	≅ 1.8	2.5
	2.5 x 2.5	10	3.25	≅ 2.5	2.5
	3 x 3	10.5	4.05	≅ 3.2	2.5
	3.5 x 3.5	11	4.80	≅ 3.8	2.5
	4 x 4	11.5	5.57	≅ 4.4	2.5
SLU Approccio 2	2 x 2	13	3.35	≅ 2.6	2.5
	2.5 x 2.5	14	4.55	≅ 3.6	2.5
	3 x 3	15	5.78	≅ 4.5	2.5
	3.5 x 3.5	16	6.99	≅ 5.5	2.5
	4 x 4	17	8.23	≅ 6.5	2.5
Cedimenti plinti in c.a. con carico di esercizio Q_e pari a R_d in condizioni dinamiche					
Quota imposta fondazione - 3 m da piano campagna					
Tipo di verifica [-]	B x L [m]	R_d [t/m ²]	W_T [cm]	W_R [cm]	W_{amm} [cm]
SLU Approccio 1	2 x 2	8	2.31	≅ 1.8	2.5
	2.5 x 2.5	9	2.92	≅ 2.3	2.5
	3 x 3	9.5	3.66	≅ 2.9	2.5
	3.5 x 3.5	10	4.37	≅ 3.4	2.5
	4 x 4	10.5	5.09	≅ 4.0	2.5
SLU Approccio 2	2 x 2	11.5	3.18	≅ 2.5	2.5
	2.5 x 2.5	12.5	4.06	≅ 3.2	2.5
	3 x 3	13.5	5.21	≅ 4.1	2.5
	3.5 x 3.5	14	6.11	≅ 4.8	2.5
	4 x 4	15	7.27	≅ 5.7	2.5

Relazione geologica e geotecnica

Confrontando i valori di cedimento trovati con il valore ammissibile assunto pari a 2.5 cm si conclude che affinché sia soddisfatta anche la verifica agli stati limite di esercizio le resistenze di progetto R_d dovranno essere quelle sotto riportate, ovvero rappresentano **la resistenza del sistema geotecnico agli SLU e agli SLE questi ultimi nell'ipotesi di cedimenti ≤ 2.5 cm per un plinto impostato a -2 m e a - 3 m dal piano campagna.**

AREA SUD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.			
Resistenza di progetto R_d in condizioni statiche e dinamiche agli SLU e agli SLE			
Quota imposta fondazione - 2 m da piano campagna			
B x L [m]	Tipo di verifica [-]	R_d cond. statiche [t/m ²]	R_d cond. dinamiche [t/m ²]
2 x 2	SLE Approccio 1	10.5	9.5
	SLE Approccio 2	13.5	13
2.5 x 2.5	SLE Approccio 1	11	10
	SLE Approccio 2	11.5	11.5
3 x 3	SLE Approccio 1	10	10
	SLE Approccio 2	10	10
3.5 x 3.5	SLE Approccio 1	9	9
	SLE Approccio 2	9	9
4 x 4	SLE Approccio 1	8	8
	SLE Approccio 2	8	8

AREA SUD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.			
Resistenza di progetto R_d in condizioni statiche e dinamiche agli SLU e agli SLE			
Quota imposta fondazione - 3 m da piano campagna			
B x L [m]	Tipo di verifica [-]	R_d cond. statiche [t/m ²]	R_d cond. dinamiche [t/m ²]
2 x 2	SLE Approccio 1	10.5	9.5
	SLE Approccio 2	14.5	13
2.5 x 2.5	SLE Approccio 1	11	10
	SLE Approccio 2	12.5	12.5
3 x 3	SLE Approccio 1	10.8	10.8
	SLE Approccio 2	10.8	10.8
3.5 x 3.5	SLE Approccio 1	10	10
	SLE Approccio 2	10	10
4 x 4	SLE Approccio 1	9	9
	SLE Approccio 2	9	9

Relazione geologica e geotecnica

AREA NORD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.			
Resistenza di progetto R_d in condizioni statiche e dinamiche agli SLU e agli SLE			
Quota imposta fondazione - 2 m da piano campagna			
B x L [m]	Tipo di verifica [-]	$R_{d \text{ cond. statiche}}$ [t/m ²]	$R_{d \text{ cond. dinamiche}}$ [t/m ²]
2 x 2	SLE Approccio 1	9	8
	SLE Approccio 2	12.5	11.5
2.5 x 2.5	SLE Approccio 1	10	9
	SLE Approccio 2	10	10
3 x 3	SLE Approccio 1	8	8
	SLE Approccio 2	8	8
3.5 x 3.5	SLE Approccio 1	7	7
	SLE Approccio 2	7	7
4 x 4	SLE Approccio 1	6.5	6.5
	SLE Approccio 2	6.5	6.5

AREA SUD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.			
Resistenza di progetto R_d in condizioni statiche e dinamiche agli SLU e agli SLE			
Quota imposta fondazione - 3 m da piano campagna			
B x L [m]	Tipo di verifica [-]	$R_{d \text{ cond. statiche}}$ [t/m ²]	$R_{d \text{ cond. dinamiche}}$ [t/m ²]
2 x 2	SLE Approccio 1	9	8
	SLE Approccio 2	12.5	11.5
2.5 x 2.5	SLE Approccio 1	10	9
	SLE Approccio 2	10	10
3 x 3	SLE Approccio 1	8	8
	SLE Approccio 2	8	8
3.5 x 3.5	SLE Approccio 1	7.5	7.5
	SLE Approccio 2	7.5	7.5
4 x 4	SLE Approccio 1	6.5	6.5
	SLE Approccio 2	6.5	6.5

6. MODULO DI REAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Per la valutazione dell'interazione terreno/fondazione, utilizzando il modello di *Winkler*, il modulo di reazione verticale K (o *modulo di Winkler*) per varie larghezze B della fondazione può essere calcolato con la nota relazione proposta da *Vesic, 1965* sotto riportata:

$$K = \frac{0.65 \cdot E}{1 - \nu^2} \cdot \left[\frac{E \cdot B^4}{E_f \cdot J} \right]^{1/12}$$

B = lato plinto

E_f = modulo di elasticità fondazione

J = momento d'inerzia fondazione

ν = coefficiente di Poisson = 0.3

E = modulo di deformazione del terreno (STRATO 1) = 550 t/m² (area sud); 500 t/m² (area nord)

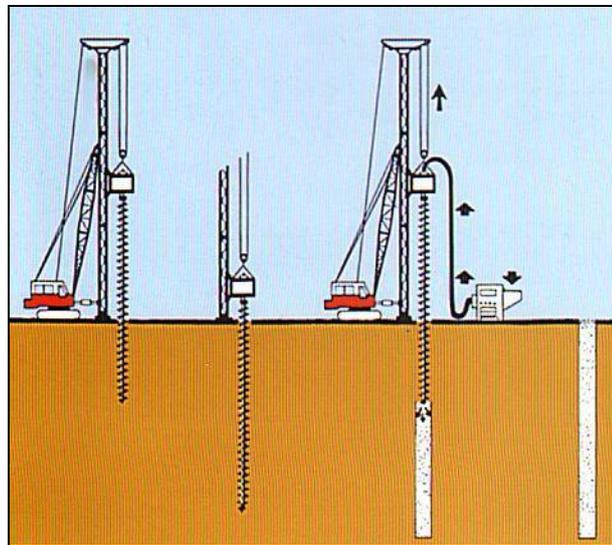
7. FONDAZIONI INDIRETTE

In alternativa alle fondazioni superficiali (plinti isolati) potranno essere eseguite fondazioni di tipo indiretto (pali) in grado di consentire un corretto trasferimento dei carichi strutturali agli strati di terreno profondi, escludendo in tal modo eventuali deformazioni eccessive. Fra le potenziali tipologie di pali realizzabili è sconsigliabile l'impiego di pali battuti (tipo Franki) o vibroinfissi realizzati senza asportazione di terreno per la disomogeneità litologica sia in senso verticale che orizzontale dello STRATO 1, caratterizzato dalla presenza di livelli discontinui sabbiosi ghiaiosi addensati con $N_{30}=15 \div 20$ colpi/30 cm. In relazione alle caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo ed alla presenza di falda acquifera i pali consigliati sono del tipo trivellato con elica continua C.F.A. (*Continuos Flight Auger*) di medio diametro gettato in opera con calcestruzzo iniettato in pressione di pompa. Caratteristica principale del sistema è l'assenza dei fanghi bentonitici, polimeri o di tubi forma di rivestimento, nonché la riduzione della quantità di terreno estratto rispetto ai pali trivellati tradizionali.



La trivellazione avviene attraverso un utensile di perforazione, costituito essenzialmente da un'elica continua (o coclea), collegata in sommità ad una testa di rotazione scorrevole lungo una guida verticale, che penetrando nel sottosuolo per la sua tendenza ad avvitarci consente di prendere in carico e portare in superficie il terreno progressivamente attraversato. Durante la perforazione l'asta cava della coclea è opportunamente chiusa all'estremità inferiore operando così una certa compressione laterale e l'avanzamento dell'elica e la velocità di rotazione o di penetrazione possono essere elettronicamente variate e controllate in funzione delle caratteristiche e dello stato d'addensamento del terreno. La presenza della falda acquifera (non in pressione) tende a non influenzare le operazioni di perforazione.

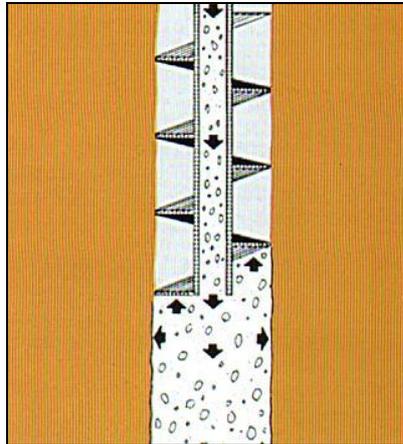
Raggiunta la quota di progetto si procede alla fase di getto del palo con formazione del fusto.



Il calcestruzzo con qualità e soprattutto fluidità ottimali (cls SCC autocompattante o S5) pompabile viene immesso attraverso l'asta cava della coclea da una pompa e fuoriesce in pressione controllata alla base della stessa, successivamente in concomitanza con la formazione del fusto, la coclea viene estratta gradualmente dal terreno con una velocità controllata proporzionale alla pressione di pompaggio per evitare rifluimenti o interruzioni.

La pressione del calcestruzzo esercita una continua spinta sulla coclea verso l'alto, collaborando all'estrazione e garantendo nel contempo l'assoluta continuità del fusto del palo. Il getto procede fino ad ultimazione del palo sfilando gradualmente la coclea mentre il calcestruzzo fluisce con continuità, le specifiche modalità di getto non necessitano quindi di un sistema di autosostegno delle pareti del foro (tubo di rivestimento o fanghi bentonitici).

L'armatura del palo C.F.A. viene immessa a getto ultimato per tutta la lunghezza del palo (come previsto dalle NTC 2008), avendo cura che la qualità in termini di fluidità del calcestruzzo utilizzato, consenta l'infissione della gabbia essenzialmente per gravità, pertanto è consigliabile che la gabbia stessa sia dimensionata anche per sopportare gli sforzi di sollevamento e messa in opera (staffe di irrigidimento interne ed esterne).



In conclusione il palo trivellato C.F.A. rispetto al tradizionale palo trivellato in presenza di fanghi bentonitici, ha il vantaggio di produrre volumi di terreno di risulta minori e senza l'onere (ed il costo) di doverli smaltire in discariche speciali (come solitamente avviene quando si utilizza la bentonite) e consente produzioni decisamente più elevate.

Come valida alternativa alle fondazioni indirette prospettate si ritiene possibile, date le caratteristiche prevalentemente granulari dei terreni evidenziate dall'indagine, anche l'utilizzo di colonne di "Jet Grouting" quale tecnica di miglioramento delle qualità fisico meccaniche dei terreni nei primi metri all'imposta delle fondazioni, realizzando delle colonne di terreno trattato di opportuno diametro e coalescenti che fungano da riduttori di cedimento delle fondazioni in modo da consentire l'aumento della pressione applicabile e ridurre convenientemente le dimensioni dei plinti.

Per un corretto dimensionamento (lunghezza, diametro e pressione netta applicabile) e prestazione del trattamento si rimanda alle ditte specializzate che operano nel settore, ed in ogni caso è consigliabile la predisposizione di uno specifico "campo prove" preliminare.

8. RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) E AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) PER FONDAZIONI SU PALI

8.1 Verifica nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU)

Gli stati limite ultimi SLU delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Relazione geologica e geotecnica

Considerando che l'area è pianeggiante e che i pali non saranno soggetti a trazione, gli SLU di tipo geotecnico (GEO) previsti dalle NTC/08 sono il collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali e il collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali. Analogamente alle fondazioni superficiali per le verifiche agli stati limite ultimi sono ammessi due distinti e alternativi approcci. Per le verifiche geotecniche si fa riferimento all'approccio 1 combinazione 2 (A2+M1+R2) e all'approccio 2 con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali (A1+M1+R3). La verifica del carico limite per rottura del terreno dovrà quindi rispettare come per le fondazioni superficiali la seguente condizione

$$R_d \geq E_d$$

Il valore di progetto R_d della resistenza **di un palo soggetto ad un carico assiale** si ottiene a partire dal valore della **resistenza caratteristica R_k** , applicando i coefficienti parziali γ_R indicati nella Tab. 6.4.II delle NTC/08 sotto riportata

	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Resistenza alla base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Resistenza laterale	γ_s	1.0	1.45	1,15	1,0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici e dei risultati delle prove in sito, **la resistenza caratteristica R_k** (o $R_{c,k}$) **del palo singolo** a compressione è stata ottenuta applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ media/minima i fattori di correzione ξ_3 e ξ_4 funzione del numero di verticali indagate, ovvero nel nostro caso in funzione del numero di prove penetrometriche dinamiche SCPT eseguite tramite la seguente formula:

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

$R_{c,cal}$ = resistenza a compressione ultima calcolata

ξ_3, ξ_4 = fattore di correlazione indicato nella tabella

Verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

8.1.1 Resistenza palo trivellato C.F.A. al carico assiale

La resistenza di calcolo $R_{cr,cal}$ di un palo trivellato C.F.A. è stata valutata ricavando il carico assiale limite in funzione della geometria del palo e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Trascurando il peso del palo il valore $R_{cr,cal}$ è dato dalla somma della resistenza di calcolo di base $R_{B,cal}$ e della resistenza di calcolo laterale $R_{L,cal}$ per attrito ed adesione lungo il fusto:

$$R_{cr,cal} = R_{B,cal} + R_{L,cal} = q_b \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} + \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_{us} \cdot dL$$

D , L = diametro e lunghezza del palo

q_b = pressione di rottura alla base del palo

τ_s = tensione tangenziale a rottura lungo il fusto del palo

Considerando che il palo sarà realizzato in terreni a grana grossa il calcolo della pressione ultima di base q_b e la tensione tangenziale lungo il fusto τ_s è stato eseguito in termini di tensioni efficaci.

Pressione di rottura alla base del palo q_b

La pressione di rottura alla base del palo q_b è stata calcolata utilizzando la seguente relazione:

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{vo}$$

N_q = fattore di capacità portante

σ'_{vo} = pressione verticale efficace

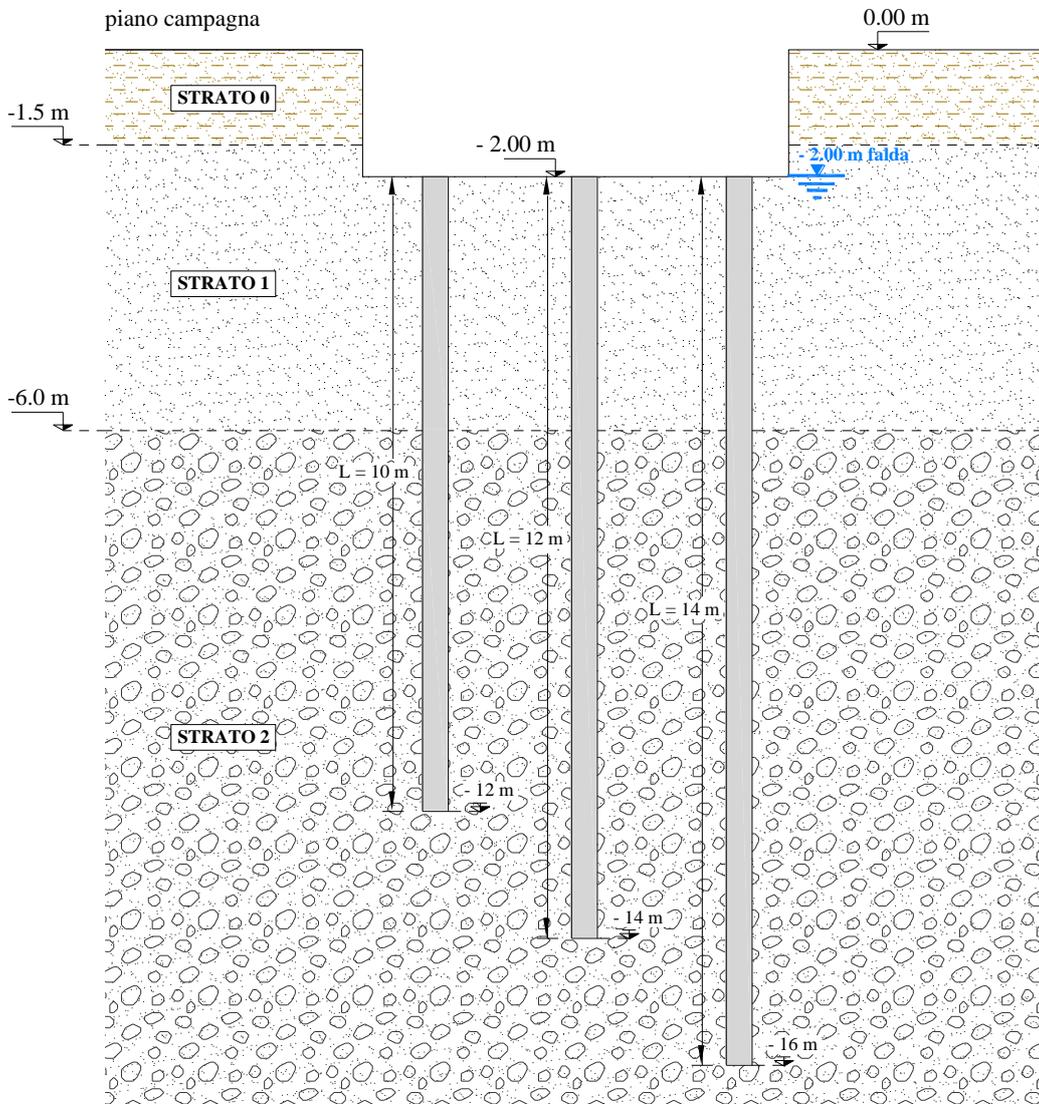
Il coefficiente di capacità portante N_q è stato definito con riferimento a quanto proposto da *Berezantzev, 1961*, tenendo conto che lo stesso risulta funzione decrescente del rapporto L/D , nonché funzione crescente dell'angolo di attrito φ . Per quanto riguarda il valore di φ esso dipende dalla densità relativa e dallo stato tensionale. In accordo con quanto riportato da *Kishida 1967* è stato assunto utilizzando la seguente relazione valida per i pali trivellati:

$$\varphi = \varphi'_1 - 3^\circ$$

essendo φ'_1 l'angolo di attrito del terreno indisturbato prima dell'esecuzione del palo pari a 33° . Per pali con lunghezza $L=10 \div 12 \div 14$ m intestati nello STRATO 2 (*cfr.* Fig. 10) e con diametro $D=400 \div 600$ mm si ottiene la seguente pressione di rottura alla base:

\varnothing [mm]	L [m]	Q_b AREA SUD [t/m ²]
400	12	301
	14	316
600	10	329.4
	12	343

Fig. 10

Schema di calcolo geotecnico palo trivellato CFA $\varnothing = 400 \div 600$ mm - Area sud

Tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo

La tensione tangenziale è stata calcolata con la relazione sotto indicata:

$$\tau_s = K \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan\delta$$

K = coefficiente di spinta del terreno

σ'_{vo} = pressione verticale efficace

δ = angolo di attrito palo/terreno

Per i pali trivellati $K \cdot \tan\delta = (1 - \sin\varphi) \tan\varphi$, dove φ rappresenta l'angolo d'attrito di resistenza al taglio del terreno, pertanto la tensione tangenziale è data da

$$\tau_s = (1 - \sin\varphi) \cdot \tan\varphi \cdot \sigma'_{vo}$$

Con riferimento al modello geotecnico del terreno interessato dal palo riportato in Fig 10 riferito all'area sud dello stabilimento, considerando una lunghezza $L = 10 \div 12 \div 14$ m con quota testa palo -2 m dal piano campagna si ottengono i seguenti valori:

$$\text{STRATO 1} \quad \tau_s = 1.35 \text{ t/m}^2 \quad L_1 = 4 \text{ m}$$

$$\text{STRATO 2} \quad \tau_s = 2.73 \text{ t/m}^2 \quad L_2 = 6 \text{ m}$$

$$\tau_s = 2.99 \text{ t/m}^2 \quad L_2 = 8 \text{ m}$$

$$\tau_s = 3.25 \text{ t/m}^2 \quad L_2 = 10 \text{ m}$$

8.1.2 Resistenza caratteristica palo/terreno a compressione R_k

Utilizzando le relazioni riportate al paragrafo 8.1, utilizzando un coefficiente di riduzione $\xi_3 = 1.70$ funzione del numero di indagini eseguite che hanno raggiunto una profondità pari o superiore alla quota d'imposta del palo, la resistenza/portanza di base e laterale caratteristica del palo è la seguente:

$$R_k = \frac{1}{1.7} q_b \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} + \frac{1}{1.7} \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_{us} \cdot dL$$

$$\underline{\varnothing = 400 \text{ mm}} \quad \underline{L = 12 \text{ m}}$$

$$R_k = \frac{301}{1.7} \cdot \frac{\pi \cdot 0.4^2}{4} + \frac{\pi \cdot 0.4}{1.7} \cdot (1.35 \cdot 4 + 2.99 \cdot 8) = 22.24 + 21.66$$

Relazione geologica e geotecnica

$$\underline{\varnothing = 400 \text{ mm}} \quad \underline{L = 14 \text{ m}}$$

$$R_k = \frac{316}{1.7} \cdot \frac{\pi \cdot 0.4^2}{4} + \frac{\pi \cdot 0.4}{1.7} \cdot (1.35 \cdot 4 + 3.25 \cdot 10) = 23.34 + 28.01$$

$$\underline{\varnothing = 600 \text{ mm}} \quad \underline{L = 10 \text{ m}}$$

$$R_k = \frac{329.4}{1.7} \cdot \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4} + \frac{\pi \cdot 0.6}{1.7} \cdot (1.35 \cdot 4 + 2.73 \cdot 6) = 54.75 + 24.13$$

$$\underline{\varnothing = 600 \text{ mm}} \quad \underline{L = 12 \text{ m}}$$

$$R_k = \frac{343}{1.7} \cdot \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4} + \frac{\pi \cdot 0.6}{1.7} \cdot (1.35 \cdot 4 + 2.99 \cdot 8) = 57.02 + 32.48$$

Valore di progetto della resistenza del palo R_d

SLU (GEO 1) Approccio 1 combinazione 2 (A2+M1+R2)

Pali ad elica continua $\gamma_{R \text{ base}} = 1.6$ $\gamma_{R \text{ laterale compressione}} = 1.45$

$$\underline{\varnothing = 400 \text{ mm}} \quad \underline{L = 12 \text{ m}}$$

$$R_d = \frac{22.24}{1.6} + \frac{21.66}{1.45} = 13.9 + 14.94 = 28.84 \quad \mathbf{R_d = 29 \text{ t}}$$

$$\underline{\varnothing = 400 \text{ mm}} \quad \underline{L = 14 \text{ m}}$$

$$R_d = \frac{23.34}{1.6} + \frac{28.01}{1.45} = 14.58 + 19.32 = 33.91 \quad \mathbf{R_d = 34 \text{ t}}$$

$$\underline{\varnothing = 600 \text{ mm}} \quad \underline{L = 10 \text{ m}}$$

$$R_d = \frac{54.75}{1.6} + \frac{24.13}{1.45} = 34.22 + 16.64 = 50.86 \quad \mathbf{R_d = 51 \text{ t}}$$

$$\underline{\varnothing = 600 \text{ mm}} \quad \underline{L = 12 \text{ m}}$$

$$R_d = \frac{57.02}{1.6} + \frac{32.48}{1.45} = 35.63 + 22.40 = 58.03 \quad \mathbf{R_d = 58 \text{ t}}$$

\varnothing [mm]	L [m]	R_d [t]
400	12	29
	14	34
600	10	51
	12	58

Per quanto riguarda l'area nord dello stabilimento i valori della resistenza di progetto R_d dei pali risultano numericamente comparabili con quelli dell'area sud.

8.1.3 Portata assiale pali C.F.A. in gruppo

In generale in presenza di limitati gruppi di pali con interasse non inferiore a 4 diametri immersi in terreni a grana grossa e media nonché valutando cautelativamente la portata assiale del palo singolo, si può ritenere che l'effetto gruppo comporti una lieve riduzione di portata verticale dei pali quindi si può assumere un "coefficiente di efficienza", dato dal rapporto tra il carico limite del gruppo e la somma delle portate limite dei pali singoli, di poco inferiore a 1. Tale scelta dipenderà dal calcolo strutturale ed in particolare dall'influenza della collaborazione della struttura di collegamento dei pali.

8.2 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE) pali C.F.A.

8.2.1 Cedimento palo singolo

L'analisi viene condotta secondo le indicazioni proposte da *Poulos e Davis, 1980*. Si verifica il cedimento del singolo palo sottoposto a carico unitario e immerso in un mezzo omogeneo indefinito avente modulo di Young E_s e coefficiente di Poisson ν costanti. Si prevede un palo portante all'estremità su strato più consistente. L'analisi di cedimento considera un valore medio ponderato del modulo elastico E_s del terreno e un modulo del palo $E_{\text{palo}} = 25.000 \text{ MPa}$:

$$\rho_s = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot D}$$

ρ_s = cedimento della testa del palo

D = diametro del palo

P = carico assiale

I = coefficiente di influenza

Il coefficiente I, dato dalla relazione $I = I_0 \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v$ è stato calcolato con i diagrammi proposti da *Poulos e Davis, 1980*.

D = 400 mm L = 12 m $R_d = 29 \text{ t}$

L/D = 30 $E_p = 25 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$

$E_s = 1380 \text{ t/m}^2$ I = 0.070

$\rho_s = 3.6 \text{ mm}$

$$D = 400 \text{ mm} \quad L = 14 \text{ m} \quad R_d = 34 \text{ t}$$

$$L/D = 35 \quad E_p = 25 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$E_s = 1440 \text{ t/m}^2 \quad I = 0.065$$

$$\rho_s = 3.8 \text{ mm}$$

$$D = 600 \text{ mm} \quad L = 10 \text{ m} \quad R_d = 51 \text{ t}$$

$$L/D = 16.66 \quad E_p = 25 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$E_s = 1300 \text{ t/m}^2 \quad I = 0.098$$

$$\rho_s = 6.4 \text{ mm}$$

$$D = 600 \text{ mm} \quad L = 12 \text{ m} \quad R_d = 58 \text{ t}$$

$$L/D = 20 \quad E_p = 25 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$E_s = 1380 \text{ t/m}^2 \quad I = 0.087$$

$$\rho_s = 6 \text{ mm}$$

9. CONCLUSIONI

Le condizioni geologiche-geotecniche e i dati per la progettazione delle strutture di fondazione sono sintetizzati nei punti successivi:

1. il modello geotecnico del sottosuolo è rappresentato al di sotto di uno strato superficiale, a volte assente, costituito da sabbie fini limose con spessore variabile da 0.5 a 1.5 m (STRATO 0), da sabbie con addensamento medio-basso (STRATO 1) sino a profondità massime di 6 m nell'area sud e di 8.5 m nell'area nord, a cui seguono sabbie con ghiaia e ghiaie sabbiose addensate (STRATO 2). In particolare nello strato 1 è stata riscontrata la presenza di livelli discontinui sabbiosi ghiaiosi addensati. In generale sia l'area sud che quella nord sono caratterizzate da una certa eterogeneità litologica pertanto nella definizione del modello geotecnico del sottosuolo di seguito riportato è stata considerata, cautelativamente, la situazione geotecnica più sfavorevole.

Area sud

STRATO 1: prof. da 0.50÷1.50 a 5.00÷6.00 m $N_{30} = 2 \div 6$ colpi/30 cm

Sabbie con addensamento medio-basso. Presenza di intercalazioni sabbiose ghiaiose discontinue addensate con $N_{30} = 15 \div 20$ colpi/30 cm

STRATO 2: prof. da 5.00÷6.00 a oltre 12.00 m $N_{30} = 13 \div 16$ colpi/30 cm

Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose addensate

Area nord

STRATO 1: prof. da 0.50÷1.50 a 5.00÷8.50 m $N_{30} = 2\div5$ colpi/30 cm
Sabbie con addensamento medio-basso. Presenza di intercalazioni sabbiose ghiaiose discontinue addensate con $N_{30} = 15\div20$ colpi/30 cm

STRATO 2: prof. da 5.00÷8.50 a oltre 12.00 m $N_{30} = 16\div20$ colpi/30 cm
Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose addensate

- per quanto riguarda l'assetto idrogeologico dell'area i terreni sopra descritti sono sede di una falda freatica con valori di soggiacenza generalmente compresi nell'intervallo 2÷5 m. In particolare durante l'esecuzione delle indagini geognostiche la falda è stata rilevata a profondità variabili da 3 m a 3.80 m dal piano campagna;
- in rapporto alla natura litologica e ai valori di V_{S30} calcolati nelle due aree esaminate di seguito riportati (*cf.* Relazione sismica), il terreno di fondazione può essere classificato secondo le NTC/2008 come **SUOLO C**:

Re.mi. 1	$V_{S30} = 340$ m/s	Re.mi. 2	$V_{S30} = 340$ m/s
Masw 1	$V_{S30} = 335$ m/s	Masw 2	$V_{S30} = 325$ m/s
- per quanto riguarda la suscettibilità alla liquefazione del terreno di fondazione, sulla base delle verifiche effettuate nell'ambito della redazione della relazione sismica, utilizzando la "procedura semplificata" di Seed e Idriss si evince che la possibilità che si verifichi liquefazione sia nulla o estremamente bassa in quanto i valori della V_s normalizzati entro i primi 20 m di profondità risultano maggiori del valore di soglia della velocità delle onde di taglio oltre il quale la liquefazione non avviene;
- per un plinto con lato B compreso tra 2 e 4 m impostato nei terreni dello STRATO 1 a 2 e 3 m di profondità dal p.c., **la resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU** in condizioni statiche e dinamiche riferita allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, calcolata utilizzando l'Approccio 1 combinazione A2+M2+R2 e l'Approccio 2 combinazione A1+M1+R3 è riportata nelle seguenti tabelle:

AREA SUD			
Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU			
in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 1 (A2+M2+R2)			
CONDIZIONI STATICHE		CONDIZIONI DINAMICHE	
B x L [m]	R_d [t/m ²]	B x L [m]	R_d [t/m ²]
2 x 2	10.5	2 x 2	9.5
2.5 x 2.5	11	2.5 x 2.5	10
3 x 3	11.95	3 x 3	10.8
3.5 x 3.5	12.5	3.5 x 3.5	11.5
4 x 4	13	4 x 4	12

Relazione geologica e geotecnica

AREA SUD			
Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 2 (A1+M1+R3)			
CONDIZIONI STATICHE		CONDIZIONI DINAMICHE	
B x L [m]	R_d [t/m ²]	B x L [m]	R_d [t/m ²]
2 x 2	14.5	2 x 2	13
2.5 x 2.5	15.5	2.5 x 2.5	14
3 x 3	17	3 x 3	15
3.5 x 3.5	18	3.5 x 3.5	16
4 x 4	19	4 x 4	17

AREA NORD			
Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 1 (A2+M2+R2)			
CONDIZIONI STATICHE		CONDIZIONI DINAMICHE	
B x L [m]	R_d [t/m ²]	B x L [m]	R_d [t/m ²]
2 x 2	9	2 x 2	8
2.5 x 2.5	10	2.5 x 2.5	9
3 x 3	10.5	3 x 3	9.5
3.5 x 3.5	11	3.5 x 3.5	10
4 x 4	11.5	4 x 4	10.5

AREA NORD			
Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 2 (A1+M1+R3)			
CONDIZIONI STATICHE		CONDIZIONI DINAMICHE	
B x L [m]	R_d [t/m ²]	B x L [m]	R_d [t/m ²]
2 x 2	13	2 x 2	11.5
2.5 x 2.5	14	2.5 x 2.5	12.5
3 x 3	15	3 x 3	13.5
3.5 x 3.5	16	3.5 x 3.5	14
4 x 4	17	4 x 4	15

6. per la verifica agli stati limite di esercizio SLE si è adottato il criterio generalmente seguito ed indicato in letteratura geotecnica, che è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima stabilito in funzione della tipologia di struttura e della tipologia dei danni ipotizzati.

Relazione geologica e geotecnica

In tal senso, utilizzando la correlazione β_{\max}/w_{\max} proposta da *Grant e altri, 1974* aggiornata da *Viggiani, 1992* e quella di *Mandolini, 2003*, considerando una distorsione angolare massima β_{\max} di 1/500 si è assunto come cedimento massimo w_{\max} il limite di 2.5 cm. Confrontando i valori di cedimento trovati con il valore ammissibile assunto pari a 2.5 cm si conclude che affinché sia soddisfatta anche la verifica agli stati limite di esercizio le resistenze di progetto R_d dovranno essere quelle sotto riportate ovvero rappresentano **la resistenza del sistema geotecnico agli SLU e agli SLE questi ultimi nell'ipotesi di cedimenti ≤ 2.5 cm.**

AREA SUD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.			
Resistenza di progetto R_d in condizioni statiche e dinamiche agli SLU e agli SLE			
Quota imposta fondazione - 2 m da piano campagna			
B x L [m]	Tipo di verifica [-]	R_d cond. statiche [t/m ²]	R_d cond. dinamiche [t/m ²]
2 x 2	SLE Approccio 1	10.5	9.5
	SLE Approccio 2	13.5	13
2.5 x 2.5	SLE Approccio 1	11	10
	SLE Approccio 2	11.5	11.5
3 x 3	SLE Approccio 1	10	10
	SLE Approccio 2	10	10
3.5 x 3.5	SLE Approccio 1	9	9
	SLE Approccio 2	9	9
4 x 4	SLE Approccio 1	8	8
	SLE Approccio 2	8	8

AREA SUD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.			
Resistenza di progetto R_d in condizioni statiche e dinamiche agli SLU e agli SLE			
Quota imposta fondazione - 3 m da piano campagna			
B x L [m]	Tipo di verifica [-]	R_d cond. statiche [t/m ²]	R_d cond. dinamiche [t/m ²]
2 x 2	SLE Approccio 1	10.5	9.5
	SLE Approccio 2	14.5	13
2.5 x 2.5	SLE Approccio 1	11	10
	SLE Approccio 2	12.5	12.5
3 x 3	SLE Approccio 1	10.8	10.8
	SLE Approccio 2	10.8	10.8
3.5 x 3.5	SLE Approccio 1	10	10
	SLE Approccio 2	10	10
4 x 4	SLE Approccio 1	9	9
	SLE Approccio 2	9	9

AREA NORD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.			
Resistenza di progetto R_d in condizioni statiche e dinamiche agli SLU e agli SLE			
Quota imposta fondazione - 2 m da piano campagna			
B x L [m]	Tipo di verifica [-]	R_d cond. statiche [t/m ²]	R_d cond. dinamiche [t/m ²]
2 x 2	SLE Approccio 1	9	8
	SLE Approccio 2	12.5	11.5
2.5 x 2.5	SLE Approccio 1	10	9
	SLE Approccio 2	10	10
3 x 3	SLE Approccio 1	8	8
	SLE Approccio 2	8	8
3.5 x 3.5	SLE Approccio 1	7	7
	SLE Approccio 2	7	7
4 x 4	SLE Approccio 1	6.5	6.5
	SLE Approccio 2	6.5	6.5

AREA SUD STABILIMENTO I.C.R. S.p.A.			
Resistenza di progetto R_d in condizioni statiche e dinamiche agli SLU e agli SLE			
Quota imposta fondazione - 3 m da piano campagna			
B x L [m]	Tipo di verifica [-]	R_d cond. statiche [t/m ²]	R_d cond. dinamiche [t/m ²]
2 x 2	SLE Approccio 1	9	8
	SLE Approccio 2	12.5	11.5
2.5 x 2.5	SLE Approccio 1	10	9
	SLE Approccio 2	10	10
3 x 3	SLE Approccio 1	8	8
	SLE Approccio 2	8	8
3.5 x 3.5	SLE Approccio 1	7.5	7.5
	SLE Approccio 2	7.5	7.5
4 x 4	SLE Approccio 1	6.5	6.5
	SLE Approccio 2	6.5	6.5

7. in alternativa alle fondazioni superficiali (plinti isolati) potranno essere eseguite fondazioni di tipo indiretto (pali) in grado di consentire un corretto trasferimento dei carichi strutturali agli strati di terreno profondi, escludendo in tal modo eventuali deformazioni eccessive. In relazione alle caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo ed alla presenza di falda acquifera i pali consigliati sono del tipo trivellato con elica continua C.F.A. (*Continuous Flight Auger*) di medio diametro gettato in opera con calcestruzzo iniettato in pressione di pompa.

8. il **valore di progetto R_d della resistenza di un palo** trivellato C.F.A **soffitto ad un carico assiale** con diametro $D=400$ e 600 mm e lunghezza $10\div 12\div 14$ m calcolato **agli stati limiti ultimi SLU utilizzando l'Approccio 1-combinazione 2 (A2+M1+R2)** è riportato nella tabella sottostante

D [mm]	L [m]	R_d [t]
400	12	29
	14	34
600	10	51
	12	58

9. considerando un **gruppo di pali C.F.A.** con interasse non inferiore a $3\div 4 D$, visto le caratteristiche costruttive degli stessi, la natura prevalentemente granulare dei terreni ed avendo valutato cautelativamente la resistenza assiale R_d , si può ritenere che l'effetto gruppo comporti una lieve riduzione di portata verticale dei pali, quindi si può assumere un "coefficiente di efficienza" di poco inferiore a 1. Tale scelta dipenderà dal calcolo strutturale ed in particolare dall'influenza del plinto di collegamento dei pali;
10. l'analisi della deformazione del palo singolo condotta secondo le indicazioni proposte da *Poulos e Davis, 1980* indica che per i valori R_d indicati al punto precedente i cedimenti sono compresi tra 3 e 6 mm;

D [mm]	L [m]	R_d [t]	ρ_s [mm]
400	12	29	3.6
400	14	34	3.8
600	10	51	6.4
600	12	58	6

11. il presente rapporto dovrà essere validato dall'estensore del progetto strutturale esecutivo ovvero lo Strutturista dovrà verificare se i dati e gli elementi geologici/geotecnici in esso contenuti sono sufficienti e quindi sarà lo stesso Progettista che valuterà la completezza/conformità oppure la necessità di un'estensione/integrazione dello stesso. A scavi aperti sarà inoltre necessario verificare l'omogeneità litologica/geotecnica dei terreni su tutta l'area di impronta della fondazione apportando, se necessario, gli opportuni adeguamenti relativamente alla quota e alle condizioni di imposta della stessa. In relazione alle condizioni idrogeologiche sotterranee si consiglia di eseguire gli scavi per la realizzazione delle fondazioni nei mesi invernali, periodo di massima soggiacenza della falda;

Relazione geologica e geotecnica

12. per quanto riguarda le fondazioni indirette il numero dei pali, la loro lunghezza e la disposizione geometrica ottimale nell'ambito di ciascun plinto dovrà essere preventivamente determinata dal Progettista in relazione agli effettivi carichi di progetto ed alle specifiche indicazioni operative fornite dall'Impresa esecutrice (interasse e portata). La portata di esercizio unitaria (e di gruppo) dei pali dovrà essere garantita in ogni caso dall'Impresa specializzata incaricata dell'esecuzione opere di palificazione, in funzione delle specifiche caratteristiche esecutive del palo proposto (armatura, diametro, modalità esecutive, ecc.) e di quanto richiesto dal progetto.
13. Come valida alternativa ai pali di fondazione si ritiene possibile, date le caratteristiche prevalentemente granulari dei terreni evidenziate dall'indagine, anche l'utilizzo di colonne di "Jet Grouting" quale tecnica di miglioramento delle qualità fisico meccaniche dei terreni nei primi metri all'imposta delle fondazioni, realizzando delle colonne di terreno trattato di opportuno diametro e coalescenti che fungano da riduttori di cedimento delle fondazioni in modo da consentire l'aumento della pressione applicabile e ridurre convenientemente le dimensioni dei plinti.

Lodi, luglio 2012

Dott. Geol. Giovanni Viganò
(Ordine dei Geologi della Lombardia n. 1051)



Dott. Geol. Stefania Branchi
(Ordine dei Geologi della Lombardia n. 1007)



CIPREA S.R.L. - via Tortona, 15 - 20144 MILANO

COMUNE DI LODI (LO)

AMPLIAMENTO COMPLESSO PRODUTTIVO INDUSTRIE COSMETICHE RIUNITE - S.P. 25 Lodi Boffalora

Relazione geologica e geotecnica

Allegato 1

INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

CIPREA S.R.L. - via Tortona, 15 - 20144 MILANO

COMUNE DI LODI (LO)

AMPLIAMENTO COMPLESSO PRODUTTIVO INDUSTRIE COSMETICHE RIUNITE - S.P. 25 Lodi Boffalora

Relazione geologica e geotecnica

Allegato 2

DIAGRAMMI PENETROMETRICI E TABELLE