



REGIONE DEL VENETO

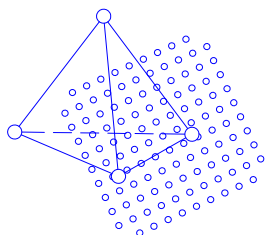


CITTÀ METROPOLITANA
DI VENEZIA



COMUNE DI MIRA

COMMITTENTE



MARCHI INDUSTRIALE S.p.A.

Sede legale:
via Trento, 16 – 50139 Firenze

Sede stabilimento:
Via Miranese, 72 – 30034 Mira (VE)
Tel. 041 5674200

**POTENZIAMENTO DELL'IMPIANTO DI
PRODUZIONE DI SOLFATO DI POTASSIO PRESSO LO
STABILIMENTO DI MIRA (VE)**

- PROGETTO DEFINITIVO -

Progettazione del processo



Progettazione struttura e impianti



Estensore SIA



TITOLO

PROGETTO DEFINITIVO
Impianto produzione
Relazione geotecnica

CODICE ELABORATO

(R.02)

REV. N.	DATA	MOTIVO DELL'EMISSIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	13/11/2015	Prima emissione	BPM	--	--

Pagina intenzionalmente lasciata in bianco

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO	9
3.1	INDAGINI GEOGNOSTICHE DISPONIBILI	9
3.2	AZIONE SISMICA.....	16
3.3	INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE.....	19
4	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SULLA PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	19

1 PREMESSA

Il presente documento fornisce una descrizione geotecnica del terreno di fondazione nella zona in cui è in progetto la realizzazione del nuovo capannone che ospiterà il raddoppio dell'impianto di produzione di solfato di potassio, nella zona centrale del sito di produzione "Marchi Industriale S.p.A." in Marano Veneziano (VE). La ditta intende infatti potenziare l'attività di produzione di fertilizzanti a base di NPK realizzando una nuova linea produttiva distaccata dall'esistente e collocata entro un capannone di nuova realizzazione che sorgerà immediatamente a sud e con medesima orientazione e sviluppo longitudinale del fabbricato attualmente deputato a tale produzione.

Il progetto di potenziamento dell'impianto di produzione di solfato di potassio, con la creazione di una sezione distaccata del tutto simile a quella in esercizio, consta degli interventi di seguito elencati e concisamente descritti:

- Nuovo capannone a struttura metallica all'interno del quale verranno installati 2 forni, denominati H100 e H200 nelle tavole di impianto, e le diverse apparecchiature (tra cui serbatoi, tramogge, filtri e scambiatori) che intervengono nel processo di produzione, allocate su una intelaiatura portante metallica con piani di servizio alle seguenti quote: +4,20m dal P.C.; +8,0m dal P.C.; +10,8m dal P.C. e con impalcato calpestabile variamente conformato. Il capannone si compone di una parte principale con impronta in pianta pari a 45,5x16,0mq e con estradosso della copertura a +17,7m dal P.C. e con appendici coperte più basse (quota massima pari a circa +9,0m dal P.C.) lungo i prospetti est, ovest e su parte del prospetto nord, sotto le quali è previsto l'alloggiamento del confezionamento sacchi, l'installazione di serbatoi e lo stoccaggio in cumuli del materiale di scarto.
- N°5 silos a fondo conico e telaio di supporto, con capacità nominale di 80mc, per lo stoccaggio di solfato. Tali silos saranno collocati in adiacenza al capannone, secondo un unico allineamento parallelamente al prospetto nord e avranno quota superiore quasi coincidente con la sommità della copertura del corpo centrale del capannone.
- Bacino di stoccaggio di n° 10 serbatoi in vetroresina di acido cloridrico (denominati da 04.26 a 04.31) aventi diametro pari a 4,0m e altezza pari a circa 13,0m, con capacità di contenimento nominale di 150mc. Per garantire il necessario invaso di sicurezza, il bacino in progetto ha dimensioni in pianta di circa 12,0x34,0mq e altezza delle pareti perimetrali di 1,50m.
- Rack porta utilities: è una struttura in carpenteria metallica in parte di nuova realizzazione ed in parte ottenuta dall'adeguamento e rinforzo strutturale di strutture preesistenti. La porzione di rack da costruirsi ex-novo ha uno sviluppo longitudinale complessivo di circa 60,0m e si compone di portali intelaiati posti a passo longitudinale costante di 6,50m, tranne per i tratti iniziale e finale di circa 10,50m, che forniscono 3 orizzontamenti di cui il superiore occupato da passerelle elettriche e i due inferiori interessati dalle condotte delle linee utilities.

Le strutture in progetto determinano delle azioni al piede di notevole entità derivanti dalle colonne portanti del capannone e dai montanti del forno, nonché quelle trasmesse alla base dei silos di solfato e dei serbatoi di acido cloridrico. Pertanto la tipologia di fondazione che dovrà essere adottata per trasmettere al terreno le elevate sollecitazioni di pressoflessione derivanti dalle strutture in elevazione sarà quella di plinti su pali e di platea su pali per le strutture più ampie come i forni e i serbatoi.

Per maggiori informazioni sul dimensionamento delle opere di fondazione in progetto si rimanda alla relazione di calcolo delle stesse (elaborato "xxx"), le tipologie di fondazione adottate sono di seguito elencate:

- Plinto su 3 pali per le colonne della campata centrale del capannone.
- Plinto su 2 pali per gli allineamenti laterali delle colonne.
- Plinto su singolo palo al di sotto dei montanti delle tettoie laterali.
- Platea su pali al di sotto dei forni e dei serbatoi di acido cloridrico.

Per tutte le tipologie ora elencate, gli elementi strutturali hanno le seguenti caratteristiche dimensionali:

- Il plinto e la soletta superficiale ha spessore medio di 50cm e ad essa si ancorano le colonne delle strutture in elevazione mediante tirafondi annegati nel getto o barre inghisate chimicamente.
- i pali di fondazione sono del tipo vibro-infissi con diametro di 40cm e punta che si attesta a - 15,0m dal P.C. con contributo prevalente alla capacità portante dato dall'attrito laterale lungo il fusto del palo.

Si riportano di seguito, a titolo esemplificativo, i prospetti e le piante relativi alle strutture da realizzare per la nuova porzione di impianto.

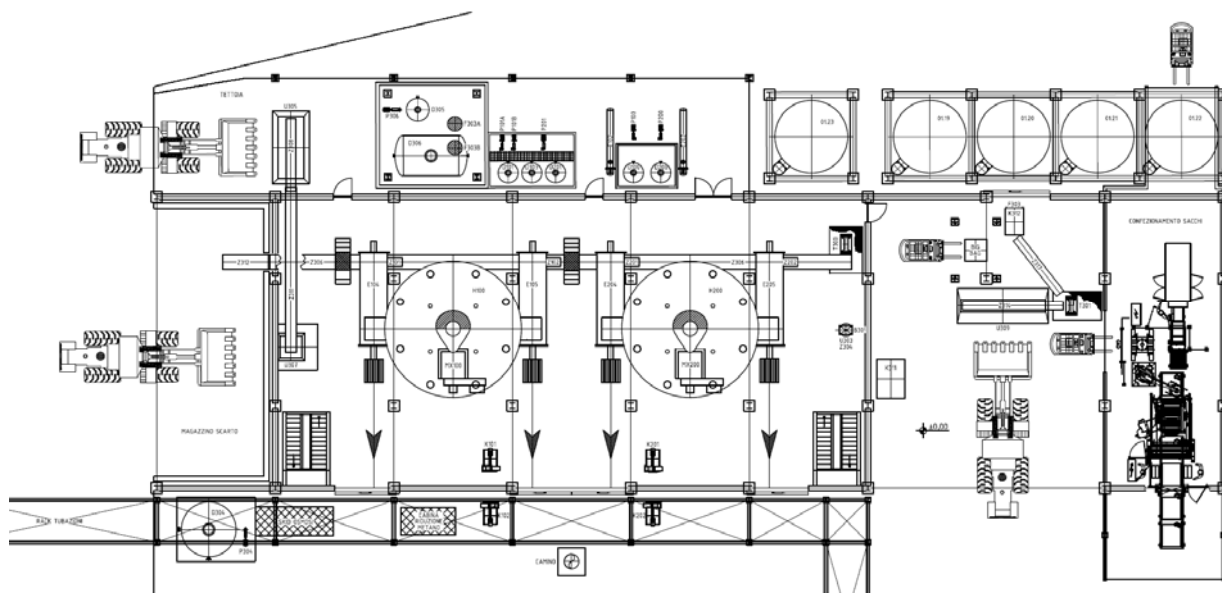


Fig. 1.1 Planimetria del capannone a quota P.C..

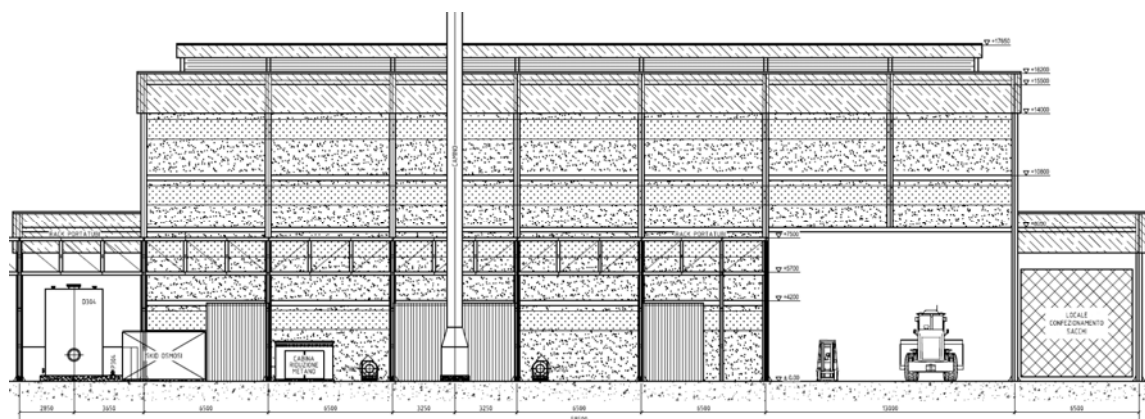


Fig. 1.2 Prospetto longitudinale del capannone.

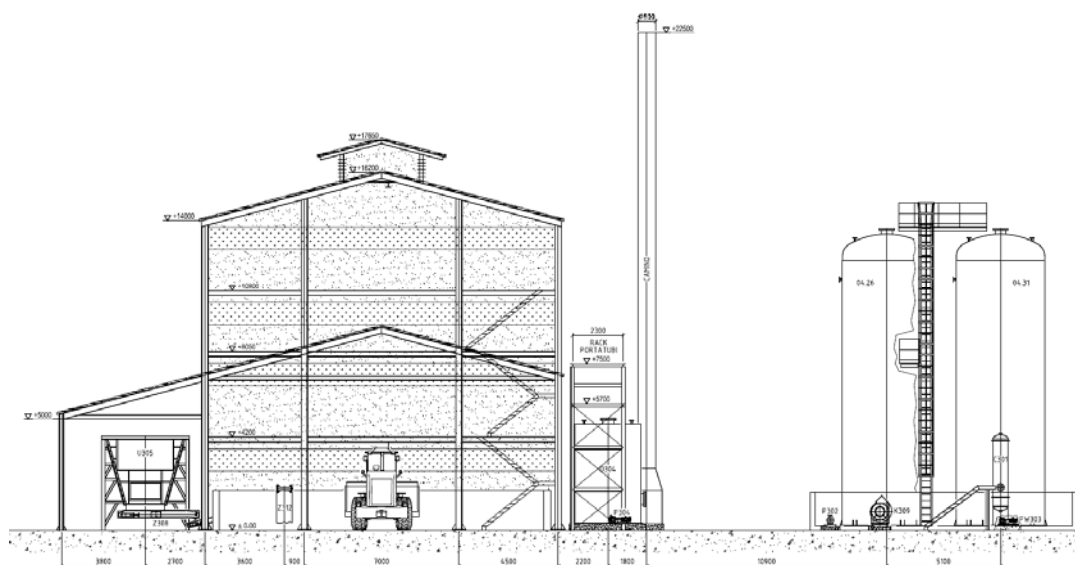


Fig. 1.3 Prospetto trasversale del capannone, del rack e del bacino di stoccaggio.

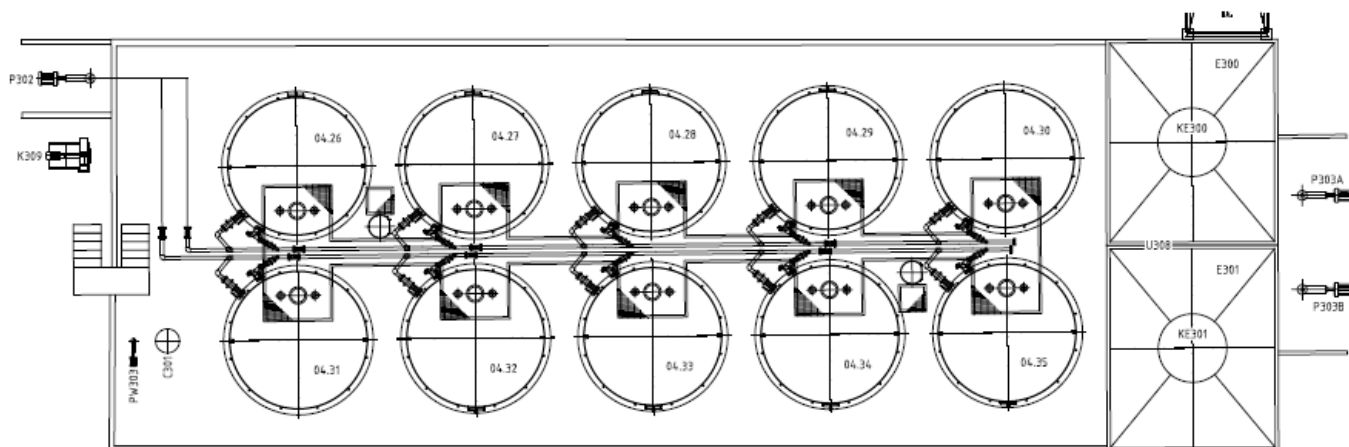


Fig. 1.4 Planimetria del bacino di stoccaggio dei serbatoi di acido cloridrico.

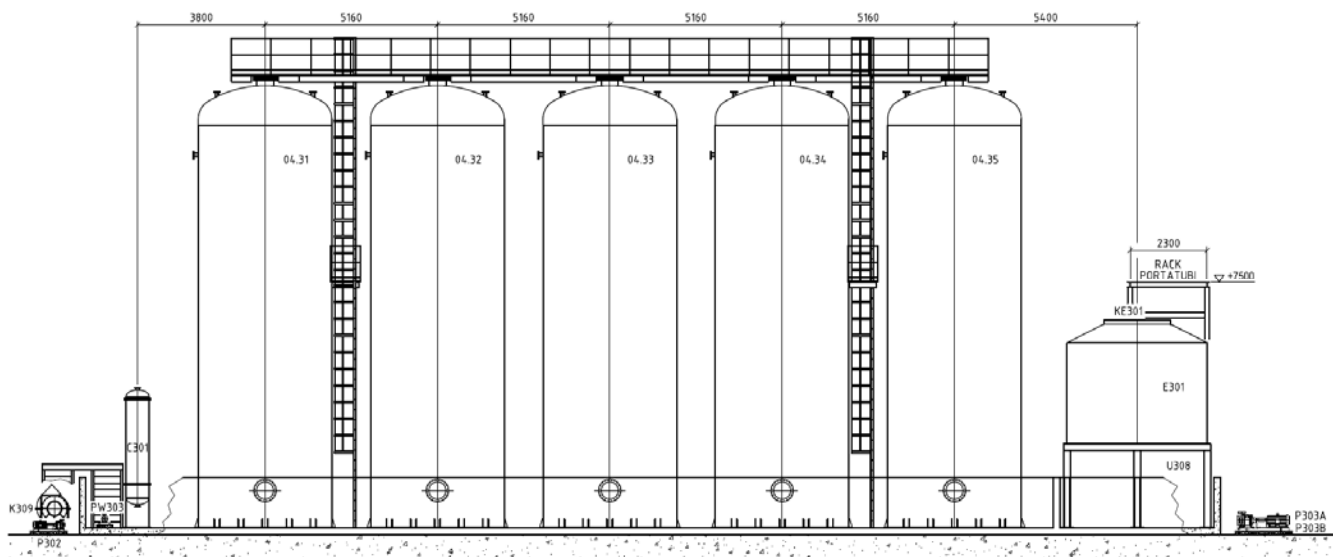


Fig. 1.5 Prospetto longitudinale bacino di stoccaggio dei serbatoi di acido cloridrico.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione i calcoli degli elementi strutturali sono eseguiti in osservanza delle seguenti leggi o decreti:

- Legge 5.11.1971 n.1086: "Norme per la disciplina delle opere di c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Legge 2.2.1974 n.64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Ordinanza n.3274 del 20.3.2003 e successivi aggiornamenti ed integrazioni:
"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- D.M. del 14.01.2008: NTC norme tecniche per le costruzioni.
- Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005, corretta il 6 aprile 2006: Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005 e 1997-2:2007: Progettazione geotecnica.

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

3.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE DISPONIBILI

Per quanto riguarda la caratterizzazione del terreno si fa riferimento alla relazione "Indagini geognostiche-Relazione geotecnica-Committente: Marchi industriale S.p.A." a cura del dott. Geol. Cosimo Fornaro del novembre 2000, e alla relazione geotecnica "Prove penetrometriche statiche stabilimento Marchi industriale S.p.A" del dott. Geol. Francesco Mortillaro.

Per quanto riguarda la pericolosità sismica del sito si richiama quanto riportato al §2.5 dello "Studio di impatto ambientale": "Secondo la classificazione di cui all'O.P.C.M. 3274/2003, poi recepita dalla Regione del Veneto con Deliberazione Consiglio Regionale n. 67 del 3/12/2003, l'area in esame non è soggetta a particolare rischio sismico, risultando inserita in classe IV, la meno pericolosa. Il PTCP rimanda l'effettuazione di studi sismologici nell'ambito della formazione dei PAT. Nei Comuni che, come Mira, rientrano in questa classificazione sismica, le possibilità di danni sismici sono molto basse."

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni, secondo tale classificazione il comune di Mira (VE) viene classificato come zona sismica 4 (bassa sismicità):

Zona sismica	Fenomeni riscontrati	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni
1	Zona con pericolosità sismica alta . Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$a_g \geq 0,25g$
2	Zona con pericolosità sismica media , dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq a_g < 0,25g$
3	Zona con pericolosità sismica bassa , che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq a_g < 0,15g$
4	Zona con pericolosità sismica molto bassa . E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$a_g < 0,05g$

Per quanto riguarda la categoria di suolo si è assunta, cautelativamente, la categoria D: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità".

I parametri geotecnici dell'area interessata si sono ottenuti da correlazioni di letteratura sulla base dei valori di resistenza alla punta q_c [kg/cm²] riferiti a verticali di indagine su cui si sono compiute prove penetrometriche statiche CPT, estrapolate dalle suddette relazioni geologiche.

Nelle seguenti figure si riportano i risultati delle 6 prove CPT estrapolate dalla relazione geologica "Indagini geognostiche-Relazione geotecnica-Committente: Marchi industriale S.p.A." a cura del dott. Geol. Cosimo Fornaro del novembre 2000, che mostrano l'andamento con la profondità (fino a -20,0m dal P.C.) della resistenza alla punta q_c unitamente al livello della falda freatica al di sotto del quale la prova registra il prodursi di sovrappressioni neutrali.

In fig. 3.1.1 si riporta la dislocazione dei punti di prova sulla planimetria di impianto, dalla quale si evidenzia la vicinanza delle verticali di prova all'area in esame (*campita in rosso*), in quanto realizzate in occasione della progettazione di una struttura adiacente all'area su cui sorgerà il nuovo capannone ed il relativo bacino di stoccaggio serbatoi acido cloridrico.

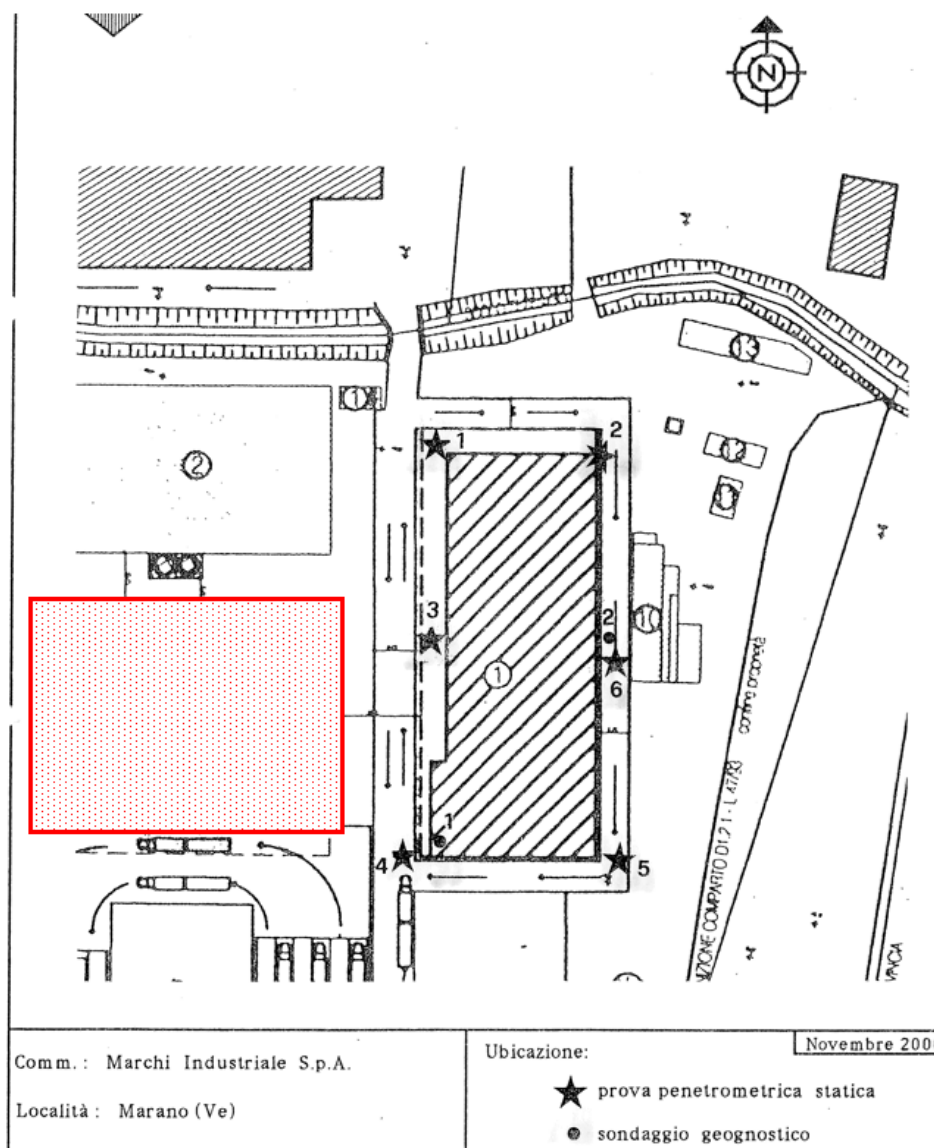


Fig. 3.1.1 Posizionamento delle indagini CPT sulla planimetria di stabilimento.

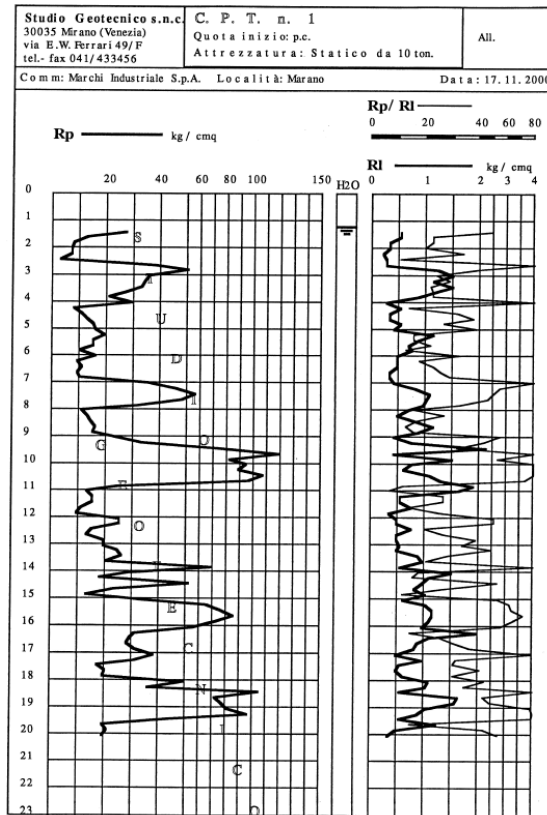


Fig. 3.1.2 Prova CPT n°1.

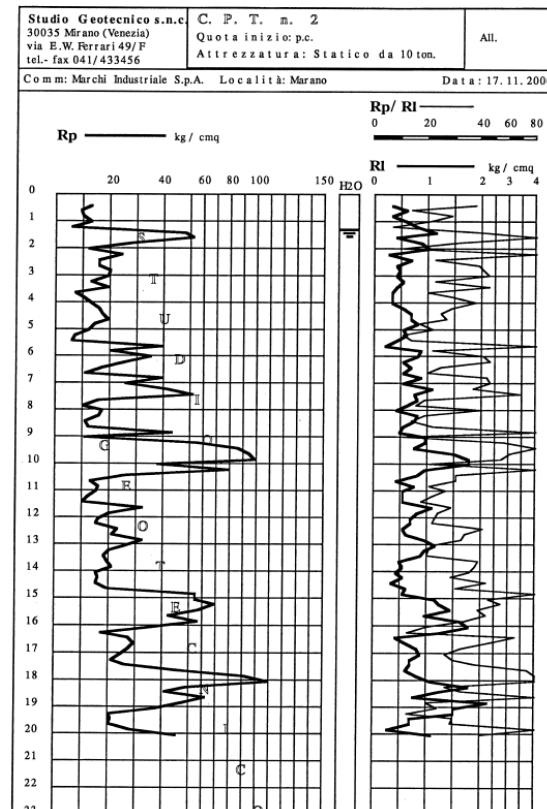


Fig. 3.1.3 Prova CPT n°2.

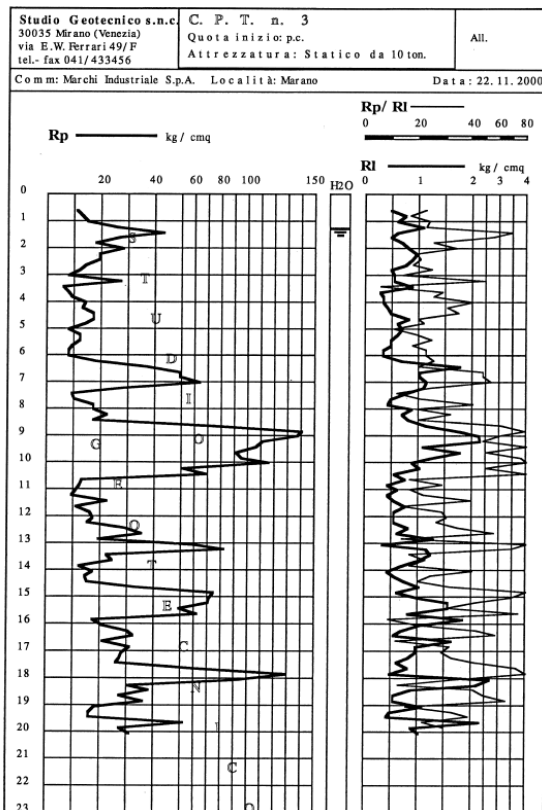


Fig. 3.1.4 Prova CPT n°3.

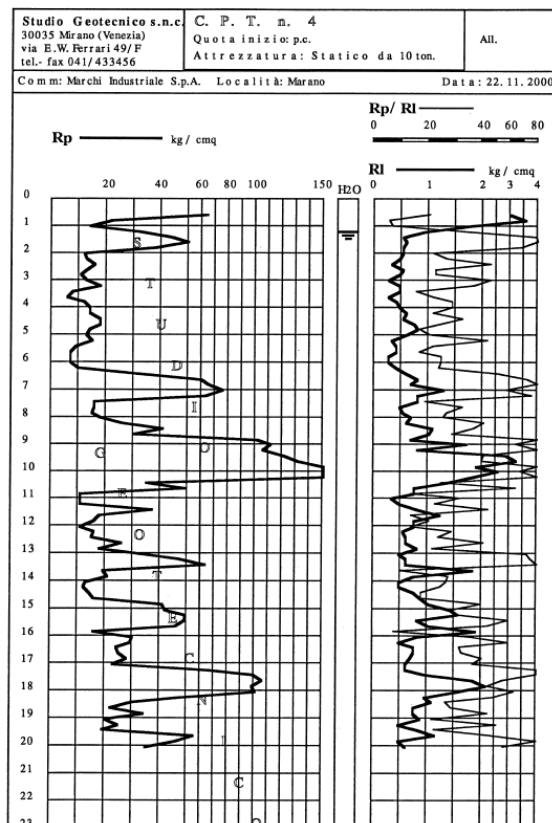


Fig. 3.1.5 Prova CPT n°4.

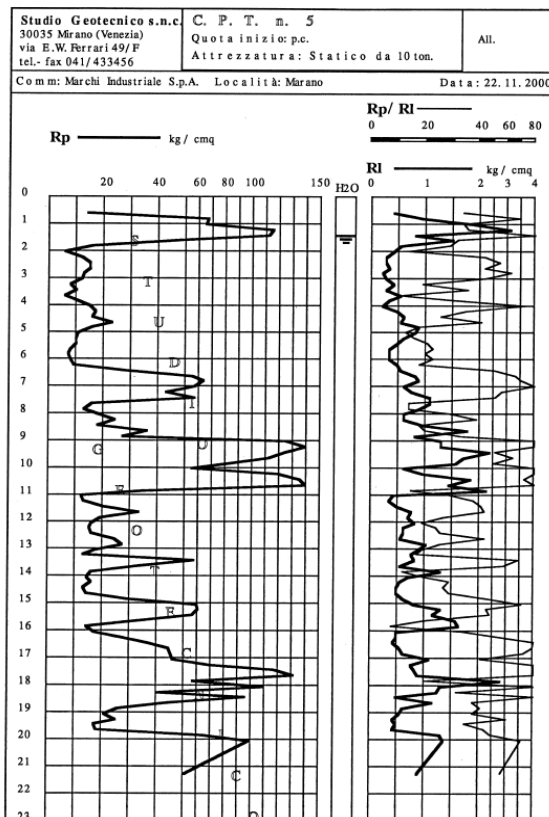


Fig. 3.1.6 Prova CPT n°5.

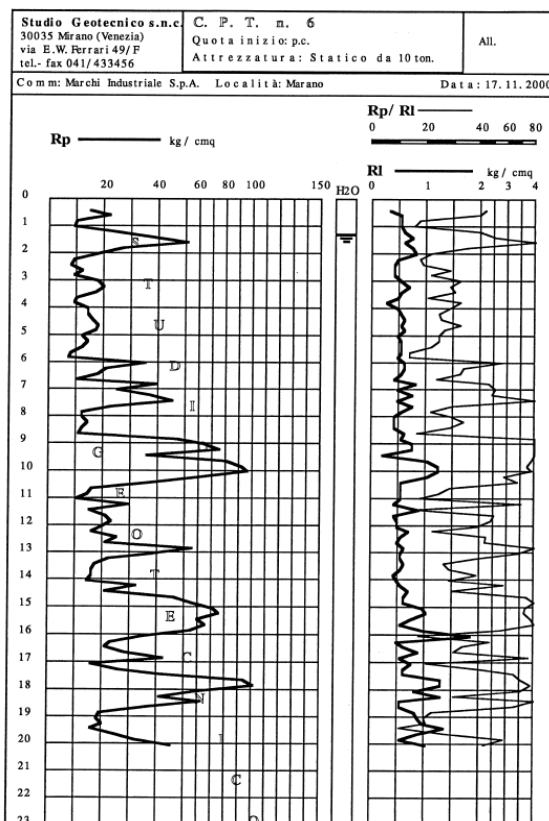


Fig. 3.1.7 Prova CPT n°6.

La stratigrafia caratteristica del sito è stata mutuata dai profili delle prove CPT sopra riportati, i quali, messi a confronto, hanno un andamento che in sostanza collima rilevando così una omogeneità della stratigrafia del sito che per estrapolazione può essere estesa anche alle zone più prossime all'intervento in esame.

I valori dei parametri meccanici del terreno si sono dedotti dalle seguenti correlazioni di letteratura a partire dai valori di resistenza alla punta q_c :

- Formula di Caquot: $\phi = 9,8 + 4,96 \cdot \ln(q_c / \sigma'_v)$
- Formula di Kopperjan: $\phi = 5,8 + 5,21 \cdot \ln(q_c / \sigma'_v)$
- Formula di De Beer (1965): correla il modulo elastico del terreno direttamente alla resistenza alla punta mediante un coefficiente il cui valore è funzione della natura del terreno. $E = \beta \cdot q_c$

TIPI DI TERRENO	β
Sabbia limosa	1.5
Sabbia mediamente addensata	2.0
Sabbia densa	3.0
Sabbia e ghiaia	5.0

- Levandoux & Baligh (1980): $c_u = (q_c - \sigma_{v0}) / N_c$

In cui: Per argille tenere $\rightarrow N_c = 14$.

Per argille preconsolidate $\rightarrow N_c = 17 \pm 5$.

In definitiva si è ricavata la seguente alternanza di orizzontamenti per il terreno di fondazione:

- Da PC a -2,0m \rightarrow **Sabbia giallastra**: resistenza alla punta $q_c = 30 \text{ kg/cm}^2$
Angolo di attrito interno $\phi = 32^\circ$
Modulo elastico $E = 6000 \text{ kPa}$
- Da -2,0m a -6,0m \rightarrow **Argilla torbosa**: resistenza alla punta $q_c = 12,5 \text{ kg/cm}^2$
Coesione $C_u = 0,625 \text{ kg/cm}^2$
Modulo elastico $E = 5000 \text{ kPa}$
- Da -6,0 m a -7,5m \rightarrow **Sabbia**: resistenza alla punta $q_c = 30 \text{ kg/cm}^2$
Angolo di attrito $\phi = 30^\circ$
Modulo elastico $E = 7500 \text{ kPa}$

- Da -7,5m a -9,0m → **Limo argilloso**: resistenza alla punta $q_c = 10,0 \text{ kg/cm}^2$
Coesione $C_u = 0,50 \text{ kg/cm}^2$
Modulo elastico $E = 4000 \text{ kPa}$
- Da -9,0 m a -10,5m → **Sabbia compatta**: resistenza alla punta $q_c = 80 \text{ kg/cm}^2$
Angolo di attrito $\phi = 35^\circ$
Modulo elastico $E = 24000 \text{ kPa}$
- Da -10,5m a -20,0m → **Limo argilloso sabbioso**: resistenza alla punta $q_c = 20,0 \text{ kg/cm}^2$
Coesione $C_u = 1,02 \text{ kg/cm}^2$
Modulo elastico $E = 8000 \text{ kPa}$

Il terreno di fondazione non risulta idoneo all'impiego di fondazioni dirette, soprattutto per la scarsa consistenza degli orizzontamenti argillosi e limosi e per la variabilità degli strati inferiori fino alla quota di -15,0m dal P.C., alla quale si attesta la punta dei pali in progetto, determinando così un maggiore contributo alla portanza offerto dall'attrito laterale lungo il fusto del palo rispetto a quello relativo alla portanza alla punta.

La relazione "Prove penetrometriche statiche stabilimento Marchi industriale S.p.A" del dott. Geol. Francesco Mortillaro da conferma della necessità di ricorrere a fondazioni profonde, sconsigliando di adottare fondazioni dirette vista la compressibilità dei terreni superficiali che possono provocare cedimenti differenziali anche con carichi di modesta entità; la progettazione si dovrà indirizzare verso l'impiego di fondazioni con pali in grado di trasferire i carichi in profondità con adeguati coefficienti di sicurezza.

Nella relazione "Indagini geognostiche-Relazione geotecnica-Committente: Marchi industriale S.p.A." a cura del dott. Geol. Cosimo Fornaro si è ricavato che la portanza ammissibile per fondazioni superficiali a plinto è tale da indurre cedimenti notevoli e incompatibili con la funzionalità delle strutture in elevazione. Sempre la medesima relazione riporta una stima della capacità portante per pali vibrati di diametro $\phi 0,4 \text{ m}$ e punta a -15,0m dal P.C. ottenendo i seguenti risultati:

- Portata ammissibile $Q_a = 28 \text{ tonn/palo}$ per pali lunghi 9,0m.
- Portata ammissibile $Q_a = 46 \text{ tonn/palo}$ per pali lunghi 15,0m.

Con: $Q_a = Q_p + Q_f = (R_{pm}/2 \cdot A_p + \sum R_i \cdot A_f)$

La tipologia di sottofondazione adottata nel progetto del capannone e del bacino del parco serbatoi è quella di plinti e platee su pali vibroinfissi del diametro di 0,40m e lunghezza di 15,0m, sufficiente ad oltrepassare lo strato di scarse caratteristiche meccaniche tra -2,0m e -6,0m e trasmettere le sollecitazioni di progetto a strati di terreno più consistenti, parte per attrito laterale e parte sottoforma di pressioni alla punta.

Di seguito si riporta la sovrapposizione del palo di progetto con l'andamento della prova penetrometrica tipo da cui si vede come la lunghezza del palo è tale da attraversare gli strati tra -7,0m e -15,0m che forniscono portanza per attrito laterale, interamente mobilitato grazie alla tipologia esecutiva adottata che, come descritto nel seguito, compatta il terreno laterale creando nell'intorno uno stato di spinta passiva in luogo di un detensionamento causato dall'asporto di terreno; inoltre alla punta si possono produrre delle sbulbature del getto con allargamento della base e conseguente aumento della portanza alla punta.

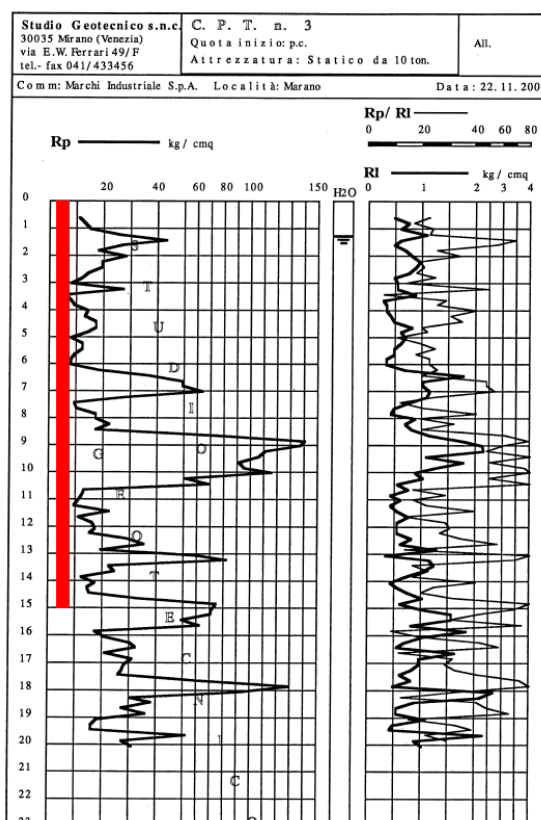


Fig. 3.1.8 Lunghezza del palo in rapporto al profilo della prova penetrometrica tipo.

3.2 AZIONE SISMICA

Località:

Mira (VE)

Tipo di costruzione:

classe d'uso 2

Secondo le indicazioni della Committenza l'opera in progetto è ordinaria, senza funzioni pubbliche, affollamenti di persone o contenuti pericolosi per l'ambiente, pertanto rientrando nella classe d'uso 2 ai sensi del §2.4.2 delle NTC 2008.

Vita nominale della struttura:

$V_N > 50$ (in anni)

Classe d'uso della struttura e coefficiente d'uso:

II, $C_U = 1,0$

Vita di riferimento:

$V_R = C_U \cdot V_N = 1,0 \cdot 50 = 50$ anni

Fattore di struttura

$q = 4$.

Per la struttura del capannone si è assunto un comportamento dissipativo CD"B": la struttura in carpenteria metallica è intelaiata con controventi concentrici e con zone dissipative principalmente collocate in corrispondenza ai collegamenti trave-colonna.

Le caratteristiche sismiche del sito sono riportate nel seguito:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
12,1358

LATITUDINE
45,4367

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Veneto


PROVINCIA
Venezia

COMUNE
Mira Taglio

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito


Reticolo di riferimento


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

Interpolazione
 superficie rigata

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

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N

 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U

 info

Valori di progetto

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

 info

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

 info

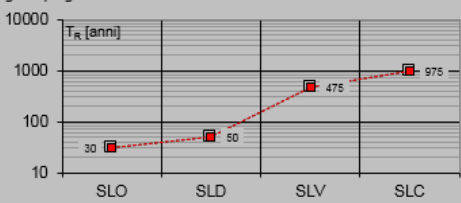
Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Stati limite ultimi - SLU

SLC - $P_{VR} = 5\%$	975
----------------------	-----

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione


LEGENDA GRAFICO
 --- Strategie per costruzioni ordinarie
 --- Strategie scelta

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **D** info $S_B = 1,800$ $C_D = 2,553$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q_v **1,5** $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,035 g
F_D	2,535
T_D	0,240 s
S_B	1,800
C_D	2,553
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,800
η	1,000
T_B	0,204 s
T_C	0,612 s
T_D	1,741 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

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

$$T_C = C_D \cdot T_D \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_s [g]
0,000	0,063
0,204	0,161
0,612	0,161
0,666	0,148
0,720	0,137
0,773	0,127
0,827	0,119
0,881	0,112
0,935	0,105
0,988	0,100
1,042	0,094
1,096	0,090
1,150	0,086
1,203	0,082
1,257	0,078
1,311	0,075
1,365	0,072
1,418	0,069
1,472	0,067
1,526	0,065
1,580	0,062
1,634	0,060
1,687	0,058
1,741	0,057
1,849	0,050
1,956	0,045
2,064	0,040
2,171	0,036
2,279	0,033
2,386	0,030
2,494	0,028
2,602	0,025
2,709	0,023
2,817	0,022
2,924	0,020
3,032	0,019
3,139	0,017
3,247	0,016
3,355	0,015
3,462	0,014
3,570	0,013
3,677	0,013
3,785	0,012
3,892	0,011
4,000	0,011

3.3 INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE

Durante lo sviluppo della progettazione esecutiva è opportuno validare i risultati delle prove geognostiche a disposizione, assunte a riferimento nel dimensionamento del sistema di fondazione, con l'esecuzione di una nuova campagna di caratterizzazione geotecnica specificatamente riferita all'area oggetto di intervento secondo le "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" pubblicate dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1977) nonché le indicazioni di cui al cap.3 dell'EC7/1 e le parti 2 e 3 dell'EC7.

La nuova campagna di indagini avrà la funzione di avvallare il profilo stratigrafico e le proprietà meccaniche delle tipologie di terreno individuate dalle prove considerate nel presente documento, le quali risultano datate e non ricadenti compiutamente sulla zona interessata dalle opere in progetto. Il numero e tipologia di indagini geognostiche deve tener conto dell'estensione dell'area di intervento e del volume di terreno influenzato. In via preliminare si può impostare una campagna di indagini così articolata:

- N°6 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), spinte sino a 30 m dal piano campagna.
- N° 4 sondaggi spinti fino ad una profondità indicativa di 30.0m dal P.C. dai quali prelevare campioni indisturbati e rimaneggiati da avviare a prove di laboratorio (determinazione del peso di volume; determinazione del contenuto d'acqua; prove di compressione edometrica; Prove di taglio diretto; prove triassiali...)
- n° 1 prove geofisiche MASW (sismica) utile per avere informazioni più estese di quelle deducibili dalle prove CPTU, rilevando la presenza di eventuali discontinuità ed eterogeneità della stratigrafia, e consentire una caratterizzazione sismica del sito che porti ad una definizione accurata della categoria di suolo.

4 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SULLA PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Il progetto delle opere di fondazione prevede l'impiego di pali vibroinfissi, ossia di pali del tipo battuto e gettato in opera con l'uso di tubo-forma estraibile a vibrazione e fondello metallico a perdere, con diametro costante lungo il fusto $\phi 0,4\text{m}$ e punta che si attesta alla quota di $-15,0\text{m}$ dal P.C.

L'infissione del tubo-forma viene eseguita con magli diesel, ad aria od oleodinamici, che consentono di adeguare l'energia di infissione alle caratteristiche del terreno ed alla portata da affidare al palo. In particolare i vantaggi della battitura consistono nel costipamento del terreno interessato dalla palificata, senza asportazioni e conseguenti detensionamenti del terreno nell'intorno, e nel controllo della capacità portante attraverso il rilievo del rifiuto.

Il fondello terminale risulta di diametro superiore rispetto al proprio tubo forma, in tal modo le vibrazioni prodotte durante l'infissione vengono trasmesse dal fondo ed il disturbo in superficie ne risulta attutito, consentendone l'impiego anche in vicinanza di strutture esistenti.

Per l'estrazione ed il recupero del tubo forma viene impiegata una morsa vibrante che offre il vantaggio della vibrazione in risalita del calcestruzzo che ne consente il costipamento e adattamento al terreno circostante e avere un corretto sfruttamento dell'attrito laterale del palo in esercizio. Quest'ultima caratteristica consente un razionale impiego come palo in trazione.

Inoltre, data la realizzazione in opera del getto, la base del palo può essere allargata negli strati più compatti del terreno incrementandone la resistenza alla punta.

In superficie i pali sono raccordati mediante plinti e platee variamente conformate, con le seguenti soluzioni tipologiche ricorrenti:

- Plinto su 3 pali per le colonne della campata centrale del capannone.
- Plinto su 2 pali per gli allineamenti laterali delle colonne.
- Plinto su singolo palo al di sotto dei montanti delle tettoie laterali.
- Platea su pali al di sotto dei forni e dei serbatoi di acido cloridrico.

L'interasse minimo tra i pali in progetto è pari a 1,20m, ossia 3 volte il diametro del palo in modo da ridurre l'influenza reciproca e gli effetti di gruppo, così da mantenere il coefficiente di efficienza della palificata prossimo all'unità.

Come previsto al §7.2.1 delle NTC 2008, gli elementi strutturali di fondazione devono essere dimensionati sulla base delle azioni trasmesse dalla struttura sovrastante e devono avere comportamento non dissipativo indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alle opere sovrastanti.

Il progettista
Dott. Ing. Fabio Collauzzo
