

**REGIONE PIEMONTE**  
**COMUNE DI CASALE MONFERRATO**

**PROGRAMMI DI RECUPERO URBANO**  
**"CONTRATTI DI QUARTIERE II"**  
**VILLAGGIO ECOLOGICO - LOTTO II**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

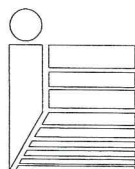
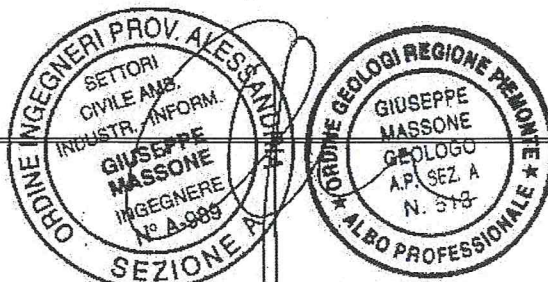
Committente: Degiocase s.r.l.

Progetto: Arch. Giovanni Deambrogio

Progetto strutturale: Ing. Sandro Rota

Tecnici incaricati: Ing. Geol. Giuseppe Massone – Ing. Rita Di Cosmo

Data: 26 gennaio 2011



*Studio Associato Ing. geol. Giuseppe Massone Ing. Rita Di Cosmo*  
*Via Martiri della Libertà 20 - 15040 Castelletto Monferrato (AL)*  
*tel. 0131 239460 fax 0131 233320 e-mail: geomassone@libero.it*



## **SOMMARIO**

<b>§ 1.</b>	<b><u>PREMESSA</u></b>	<b><u>3</u></b>
<b>§ 2.</b>	<b><u>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</u></b>	<b><u>5</u></b>
§ 2.1.	UBICAZIONE	5
§ 2.2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	5
§ 2.3.	SITUAZIONE GEOLOGICA E STRATIGRAFIA LOCALI	7
§ 2.4.	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	7
<b>§ 3.</b>	<b><u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI</u></b>	<b><u>9</u></b>
§ 3.1.	INTRODUZIONE	9
§ 3.2.	SONDAGGIO: MODALITÀ DI ESECUZIONE E RISULTATI	9
§ 3.3.	INTRODUZIONE ALLE PROVE PENETROMETRICHE SPT E DP	10
§ 3.4.	PROVE SPT: MODALITÀ DI ESECUZIONE ED APPARECCHIATURE	11
§ 3.5.	PROVE DP: MODALITÀ DI ESECUZIONE ED ATTREZZATURA	11
§ 3.6.	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE	12
§ 3.7.	RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE ED ASSEGNAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	17
§ 3.8.	CLASSIFICAZIONE SISMICA E CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI AI SENSI DELLE NTC 2008	19
<b>§ 4.</b>	<b><u>VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI</u></b>	<b><u>22</u></b>
§ 4.1.	IPOTESI DI CALCOLO	22
§ 4.2.	CALCOLO DEL CARICO LIMITE: METODO DI BRINCH-HANSEN	22
§ 4.3.	RISULTATI DELLE VERIFICHE	28
<b>§ 5.</b>	<b><u>DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO</u></b>	<b><u>30</u></b>
<b>§ 6.</b>	<b><u>CONSIDERAZIONI E MODALITA' OPERATIVE</u></b>	<b><u>31</u></b>
<b>§ 7.</b>	<b><u>CONCLUSIONI</u></b>	<b><u>34</u></b>



## § 1. PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le risultanze dell'indagine geologica e dello studio geotecnico inerente un'area in Comune di Casale Monferrato, interessata dalla costruzione di un nuovo fabbricato ad uso residenziale, (lotto II) all'interno dell'area ex Bargerò" per conto della Soc. Degiocase s.r.l. L'indagine geologico - tecnica, finalizzata a verificare che il progetto sia compatibile con la realtà geomorfologica locale e suggerire eventuali scelte esecutive per un'ottimale interazione terreno-struttura, si è sviluppata come segue:

1. esame dell'area sotto l'aspetto geomorfologico ed idrogeologico;
2. rilievo geomorfologico e geologico - applicato di dettaglio;
3. indagine geognostica finalizzata alla definizione delle caratteristiche geotecniche e geomeccaniche dei terreni ed alla eventuale presenza di acque sotterranee.

A tale scopo è stato effettuato un rilievo geologico della zona per determinare le formazioni geologiche più ricorrenti ed eventuali correlazioni tra di esse; per integrare il rilievo geologico ed accertare i parametri di resistenza del terreno sono stati consultati i risultati di una serie di indagini geognostiche eseguite nell'anno 2005 all'interno dell'area per un precedente studio geologico sempre a cura degli scriventi<sup>1</sup>.

A partire dai risultati delle prove in sito si è proceduto all'assegnazione dei parametri di resistenza ai terreni di fondazione e quindi alla valutazione e alla verifica delle principali problematiche geotecniche inerenti l'interazione strutture - terreno rivolgendo particolare attenzione al dimensionamento preliminare delle opere di fondazione.

Si ricorda, infine, che sia per la redazione della presente relazione sia per l'esecuzione delle indagini geognostiche si è fatto riferimento alla seguente normativa:

---

<sup>1</sup> Programmi di recupero Urbano "Contratti di Quartiere II" Area "ex Bargerò" Costruzione di Villaggio Ecologico - Relazione Geologica preliminare - Studio Massone Di Cosmo -28/04/05-



- D.M. 11.03.1988 “*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*”.
- O.P.C.M. n.3274/03 “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*” e s.m.i.
- D.G.R. Piemonte n.64-11402 del 23/12/2003;
- D.M. 14/01/2008 “*Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni*”.
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n. 617 del 02/02/2009 “*Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*”





## **§ 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

### **§ 2.1. Ubicazione**

Il fabbricato, oggetto del presente studio, fa parte di un progetto più ampio, denominato Villaggio Ecologico, che prevede il recupero dell'area occupata dallo stabilimento "ex Bargerò", per la realizzazione di edifici ad uso residenziale. L'area è ubicata in fregio a Via Oggero, frazione Ronzone, ad Ovest del concentrico di Casale Monferrato; il piazzale dello stabilimento, ormai demolito è pavimentato con una superficie in cemento ma numerosi affioramenti e una serie di pozzetti esplorativi hanno mostrato la presenza, in sede locale, di uno strato superficiale di macerie in calcestruzzo che ricopre materiale argilloso di riporto, molto plastico.

La quota media del sito, come ricavato per interpolazione delle curve di livello della Carta Tecnica Regionale, riportata in allegato con relativa legenda geologica, è di circa 128 m s.l.m. L'area si presenta pianeggiante e si sviluppa ai piedi di parte della zona collinare del territorio casalese costituita dalle frazioni Salita S. Anna e Rolasco; a nord del sito in esame inoltre si evidenzia la presenza di un alto terrazzo morfologico ai cui piedi scorre il canale Lanza e a partire dal quale si sviluppa la piana alluvionale del Fiume Po. Oltre al canale Lanza che scorre circa 150 m a Nord rispetto ai principali manufatti dell'area, si segnala la presenza del Rio S. Anna che corre al di sotto dell'area industriale incanalato ad una profondità di circa 5 m e per un tratto di lunghezza complessiva pari a circa 200 m; il Rio confluisce poi nel canale Lanza stesso.

Il fabbricato in oggetto verrà realizzato all'estremità occidentale dell'area industriale.

### **§ 2.2. Inquadramento geologico generale**

Il territorio di Casale Monferrato comprende il settore nord orientale della collina terziaria emergente a Est di Torino (Monferrato) e l'adiacente settore della Pianura Padana. L'area oggetto di indagine ricade proprio in



corrispondenza del limite di transizione tra la zona di pianura e le prime propaggini collinari. La vasta area di pianura è legata principalmente all'azione modellatrice del Fiume Po e quindi a quella dei suoi principali affluenti ovvero Torrenti Rotaldo e Gattola. In tempi geologicamente molto recenti il Po, seguendo alvei ormai da tempo abbandonati, ha eroso un lembo della pianura casalese, determinando la formazione di una scarpata di terrazzo che, con andamento sinuoso, congiunge Giarole sino a Casale Monferrato. L'assetto geomorfologico è così brevemente schematizzabile:

- asta del fiume Po, con direzione Ovest – Est, che incide le formazioni alluvionali depositate dal corso d'acqua stesso e che curva, verso Valenza, in un'ampia ansa a lambire il confine settentrionale della fascia collinare del Basso Monferrato;
- asta del Sesia, con direzione Nord - Sud che si collega al Po all'altezza di Frassineto Po;
- formazioni da pleistoceniche a plioceniche costituenti il corpo stesso dell'anticlinale monferrino, con le alluvioni del pleistocene inferiore a creare il deposito intermedio e nettamente sopraelevato rispetto alla piana di Giarole, per mezzo di un alto terrazzo morfologico, che si sviluppa a delimitare tutta la parte settentrionale dell'abitato di Villabella.

Le unità strutturali del settore di pianura sono quelle relative alla serie post-orogena terziaria ed il suo substrato costituito da formazioni cretaceo-eoceniche oltre ai depositi quaternari che ricoprono la Pianura Padana. La zona collinare è invece costituita da depositi di età terziaria con alla base flysch eocenico: i primi sono caratteristici della zona centro meridionale del territorio casalese e sono costituiti prevalentemente da depositi argillosi, arenacei e marnosi oltre ai gessi della formazione Gessoso Solfifera mentre il flysch è formato da alternanze di argille, arenarie e calcari più o meno marnosi ed è presente nella zona settentrionale.



### **§ 2.3. Situazione geologica e stratigrafia locali**

Il sito in esame è ubicato in sponda destra del fiume Po al limite tra la piana alluvionale ed i primi rilievi collinari. Come già esposto nel precedente paragrafo la vasta pianura casalese è interessata da depositi di ambiente continentale ed in particolare da sedimenti di origine fluviale (Olocene). Questi depositi alluvionali sono costituiti in prevalenza da alluvioni terrazzate sabbioso – ghiaiose (di età decrescente al diminuire delle quote altimetriche) che sfumano verso nord nelle alluvioni recenti legate all'attività deposizionale del Fiume Po. La coltre alluvionale quaternaria si trova al tetto di una sequenza sedimentaria rappresentata da depositi marini pliocenici sovrastati da depositi villafranchiani.

Come indicato nel foglio 57 “Vercelli” della Carta Geologica d'Italia, il sito di interesse ricade in prossimità del limite tra le alluvioni antiche, terrazzate e la formazione di Casale Monferrato a flysch calcareo marnoso.

In sede locale, come confermato dalla stratigrafia del sondaggio geognostico oggetto dello studio geologico del 2005, citato in premessa, si osservano terreni coesivi, argille limose, fino a circa 13 m di profondità e quindi sabbie e ghiaie eterometriche.

Anche durante l'esecuzione delle prove penetrometriche spinte mediamente sino a circa 9-10 m da piano campagna, durante l'estrazione delle aste, si è osservata la presenza di terreni argillosi.

### **§ 2.4. Inquadramento idrogeologico**

I principali corpi acquiferi del territorio casalese ricadono ovviamente nella zona di pianura, considerata la buona permeabilità dei terreni attraversati, mentre nel settore collinare si hanno ridotte risorse idriche ed i flussi sotterranei sono per lo più legati ad una permeabilità per fessurazione attraverso bancate calcaree ed arenacee fratturate.

L'assetto idrogeologico della pianura, risulta connesso ai corsi d'acqua principali (fiume Po, torrenti Rotaldo e Gattola ed altri rii minori che drenano i rilievi collinari), alla presenza di canali artificiali (canali Lanza e Mellana), agli eventi meteorici ed agli effetti di ricariche





periodiche dovuti all'irrigazione delle risaie; la quota della piezometrica, pertanto, deve ricondursi all'azione congiunta di questi fattori.

Tutti i corsi d'acqua naturali ed artificiali oltre alle operazioni di allagamento delle risaie tendono a rilasciare una certa percentuale di acqua che si infiltra nel sottosuolo e va a ricaricare la falda freatica. Il livello di soggiacenza della falda libera risulta pertanto estremamente variabile durante l'anno e strettamente connesso alle coltivazioni agricole e all'entità delle precipitazioni. In generale si può ricostruire una direzione di deflusso verso Sud-Est nella parte a Nord del Po e una direzione verso Nord-Est nella parte di pianura a Sud del Po. Nella piana compresa tra l'abitato di San Germano e Borgo S. Martino la direzione di deflusso è invece verso Est; la presenza di questo cambio di direzione delle linee di deflusso comporta la formazione di uno spartiacque sotterraneo che parte da S. Germano e prosegue verso Frassineto Po.

In generale il periodo di massima soggiacenza della falda freatica corrisponde alla fine dell'inverno, mentre verso la fine della primavera l'allagamento delle risaie unitamente ad intense precipitazioni determinano la massima risalita della superficie piezometrica, in alcune zone fino anche a -2-3 m da piano campagna.

La permeabilità dei terreni indagati varia con la profondità: i terreni riscontrati fino a circa -13 m sono di natura argillo limosa e quindi caratterizzati da una permeabilità medio - bassa mentre i sottostanti terreni a sabbie medie e ghiaie sono caratterizzati da permeabilità medio - elevata.

Durante il sondaggio si è riscontrata la presenza di acqua in foro intorno a -13 m di profondità tale valore ben si accorda con il valore misurato in un pozzo presente nell'area industriale ovvero -13.50 m da p.c.

Pertanto, considerata la tipologia dei fabbricati di progetto, anche ipotizzando un ulteriore risalita della superficie piezometrica, non si ravvedono problematiche legate ad una possibile interazione strutture - falda freatica.





### **§ 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI**

#### **§ 3.1. Introduzione**

Le indagini geognostiche eseguite nel 2005 all'interno dell'area ex Bagero sono consistite in:

- n.1 sondaggi a rotazione con carotaggio continuo, completo di prove SPT in foro;
- n.7 prove penetrometriche dinamiche (SCPT) eseguite con penetrometro superpesante tipo Pagani.

Nei successivi paragrafi verranno descritte dettagliatamente le attrezzature e le modalità di indagine adottate e quindi verranno riportati tutti i risultati ottenuti.

#### **§ 3.2. Sondaggio: modalità di esecuzione e risultati**

Il sondaggio è stato eseguito a rotazione con carotaggio continuo, a secco, utilizzando una sonda idraulica C.M.V. tipo "MK 900 TGS", montata su carro cingolato; per tutta la lunghezza di perforazione sono stati utilizzati carotieri semplici aventi diametro 131 e 101 mm.

Il sondaggio, ubicato come indicato nell'allegata planimetria, è stato spinto alla profondità di 15 m a partire dalla pavimentazione industriale esistente.

Al fine di caratterizzare geotecnicamente i terreni interessati sono state inoltre eseguite in foro n°3 prove SPT (Standard Penetration Test), alle profondità indicate nell'allegata stratigrafia.

I testimoni dei sondaggi, riposti in n°3 cassette catalogatrici, opportunamente classificate e depositate in cantiere a disposizione della Committenza, hanno permesso di ricostruire la seguente stratigrafia:



Profondità da p.c. [m]	Descrizione litologia	Prove SPT
0.00 ÷ 1.50	Pavimentazione in cls	
1.50 ÷ 6.10	Argille limose mediamente consistenti, piuttosto plastiche con diffusi noduli calcareo gessosi e ossidi ferro manganesiferi.	-3.00 m SPT=10
6.10 ÷ 7.60	Argille limose consistenti di colore bruno scuro.	-6.00 m SPT=18
7.60 ÷ 12.70	Argille limose consistenti di colore bruno ocraceo con diffusi noduli calcareo gessosi.	-9.00 m SPT=27
12.70 ÷ 14.00	Sabbie fini limose passanti in sabbie fini sciolte	
14.00 ÷ 15.00	Ghiaie eterometriche in matrice sabbiosa	

Si segnala infine la presenza di acqua in foro a partire da circa -13 m da p.c. ovvero in corrispondenza del livello permeabile sabbioso. Tale valore è stato poi confermato dalla misura del livello freatico nel pozzo presente nell'area industriale.

### **§ 3.3. Introduzione alle prove penetrometriche SPT e DP**

Nel caso in esame sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche a punta aperta (SPT Standard Penetration Test) e a punta chiusa (DP Dynamic Probing)). Lo scopo delle prove penetrometriche dinamiche è quello di determinare il numero di colpi ( $N_{SPT}$ ,  $N_{30}$ ,  $N_{20}$ ) necessari ad infiggere, per una data profondità (tipicamente 300 mm), un tubo campionatore o una punta chiusa di dimensioni standard mediante battitura. La prova SPT può essere effettuata in fori di sondaggio, oppure in fori appositamente eseguiti. Tale requisito non risulta invece necessario per la prova DP che in tal senso risulta economicamente vantaggiosa, tuttavia, al fine di evitare l'attrito laterale sulla batteria delle aste, è necessario eseguire la prova utilizzando dei tubi di rivestimento. Le prove vengono preferibilmente eseguite in terreni granulari (sabbie e ghiaie). Nonostante ciò è possibile realizzarle in qualsiasi terreno sciolto ed anche nel caso di alcune rocce tenere. Unicamente in presenza di grossi elementi lapidei, questa tipologia di prova perde di significato.



I valori misurati nel corso della prova consentono una stima qualitativa della consistenza del terreno. Inoltre, è possibile stimare mediante correlazioni empiriche i seguenti parametri:

- la densità relativa (DR), l'angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ) e la resistenza alla liquefazione dei terreni granulari;
- il modulo di taglio a piccole deformazioni ( $G_0$ );
- la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  di terreni a grana fine e rocce tenere.

#### **§ 3.4. Prove SPT: modalità di esecuzione ed apparecchiature**

Le prove SPT sono state eseguite durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici a profondità ritenute significative in funzione del tipo di materiale progressivamente estratto dal carotiere.

La prova consiste nell'infissione per battitura di un tubo campionatore standard a fondo foro. La battitura viene effettuata lasciando cadere un maglio del peso di 63.5 kg da un'altezza di 760 mm su una testa di battuta fissata alla sommità della batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato il tubo campionatore.

Il numero di colpi necessario ad ottenere una penetrazione del tubo di 300 mm, successivamente alla sua penetrazione statica per effetto del peso ed una previa infissione dinamica di 150 mm per il superamento della zona di maggior disturbo, viene assunto come resistenza penetrometrica ( $N_{SPT}$ ). In aggiunta a tale determinazione la prova fornisce un campione disturbato per l'identificazione dei terreni attraversati.

#### **§ 3.5. Prove DP: modalità di esecuzione ed attrezzatura**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno, mediante battitura, una punta conica di dimensioni assegnate. La battitura viene effettuata lasciando cadere un maglio di dato peso da un'altezza costante. L'energia del maglio viene trasmessa alla punta attraverso una testa di battuta collegata alla punta da una batteria di aste. A differenza della prova SPT la prova penetrometrica





dinamica può essere eseguita direttamente da piano campagna ed in modo continuo senza l'esecuzione di un foro. La resistenza del terreno viene valutata dal numero di colpi necessari alla penetrazione della punta per una data lunghezza.

Esistono diverse metodologie di indagine per le prove DP, nel caso in esame, in particolare, si è utilizzato un penetrometro superpesante (DPSH - "Meardi - AGI") tipo Pagani modello TG 73/100, semovente.

Le caratteristiche principali della prova, possono essere così sintetizzate:

- Peso del maglio	73.0 Kg
- Altezza di caduta	75 cm
- Diametro della punta conica	51.0 mm
- Angolo di apertura della punta conica	60°
- Misurazione	ogni 30 cm.

### **§ 3.6. Interpretazione delle prove penetrometriche**

In considerazione del fatto che risulta impossibile o quanto meno particolarmente oneroso prelevare campioni indisturbati in terreni granulari, l'impiego di prove in sito, rappresenta il più delle volte l'unica possibilità di pervenire alla caratterizzazione meccanica di tali depositi. Per tale ragione si sono ottenute correlazioni empiriche tra i risultati della prova penetrometriche ed alcuni parametri fisico - meccanici dei terreni granulari. In particolare le correlazioni empiriche disponibili in letteratura consentono di stimare:

- la densità relativa;
- l'angolo di resistenza al taglio;
- la resistenza alla liquefazione;
- la deformabilità.

In particolare la maggior parte delle correlazioni fa riferimento al valore di  $N_{SPT}$ ; per questo motivo nel caso vengano effettuate prove DP si utilizzano prima formulazioni che permettono di risalire dai valori di  $N_{10}$ ,





$N_{30}$  al corrispondente valore di  $N_{SPT}$  e quindi si procede alla caratterizzazione geotecnica del terreno.

Da un'indagine svolta nei depositi fluvioglaciali dell'area torinese confrontando i risultati di prove dinamiche con penetrometro "Meardi - AGI" e prove SPT, si è potuta ricavare la seguente relazione tra i risultati:

$$\frac{N_{30}}{N_{SPT}} \cong 0.57$$

Anche in un'altra esperienza fatta dallo Studio Geotecnico Italiano con lo stesso tipo di penetrometro dinamico nei depositi fluviolacustri della pianura di Sondrio si sono ottenuti risultati del tutto simili, in particolare si è ricavato:

$$\frac{N_{30}}{N_{SPT}} \cong 0.50$$

*Con riferimento anche ad altre prove eseguite in terreni a comportamento geotecnico simili a quelli in esame, si è visto che il rapporto tra il numero di colpi delle due prove penetrometriche, non supera mai il valore di 0.60, valore di riferimento assunto per l'interpretazione delle prove in esame.*

### **Densità relativa**

La resistenza al taglio e la rigidezza di un terreno granulare dipendono dallo stato di addensamento del deposito (Terzaghi e Peck 1948), che può essere convenientemente espresso attraverso il parametro della densità relativa ( $D_R$ ). La dipendenza  $N_{SPT} = f(D_R, \sigma'_{v0})$  è nota sin dai primi lavori di Gibbs e Holtz (1957), come pure la formulazione matematica di tale legame che è stata proposta da Meyerhof (1957) utilizzando i risultati sperimentali di Gibbs e Holtz (1957). Tale correlazione è stata rivista e corretta, nel corso del tempo, da diversi altri autori (tra gli ultimi studi Cubrinovski e Ishihara (1999)) per tenere conto di alcuni fattori trascurati nella prima formulazione e che portavano ad una sovrastima della densità relativa dei depositi con risultati, quindi, a sfavore di sicurezza.



Nel caso in esame si adottano le correlazioni di Skempton (1986) che ha riformulato l'espressione di Meyerhof tenendo conto dei seguenti aspetti:

- risulta conveniente normalizzare i valori  $N_{SPT}$  misurati rispetto alla tensione verticale efficace in modo da ottenere il valore  $N_1$  ovvero quello che corrisponde ad una  $\sigma'_{v0}$  di 1 bar = 98 kPa;
- è inoltre necessario normalizzare i valori  $N_{SPT}$  rispetto all'effettivo rendimento energetico del sistema di battitura determinando  $(N_1)_{60}$ .

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \frac{ER}{60}$$

Considerata la tipologia dell'attrezzatura usata per l'esecuzione delle prove in esame, come avviene nella maggior parte dei casi in Italia, si ha un rendimento energetico del 60% e quindi si pone  $N_{60} = N_{SPT}$ .

I valori di  $C_N$  possono essere valutati sulla base dei criteri formulati da Seed et al. (1983) e Liao e Withman (1986). In particolare Liao e Whitman (1986) propongono la seguente formula:

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

dove  $p_a$  è la pressione atmosferica.

Il legame tra valore  $(N_1)_{60}$  e la densità relativa  $D_R$  diventa pertanto il seguente:

$$(N_1)_{60} / D_R = (a + b)$$

la costante  $A = (a+b)$  è stata tabellata da Skempton e dipende dalla storia tensionale, dalla granulometria e dall'età del deposito.

### **Resistenza al taglio - terreni granulari**

La determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco ( $\phi'_p$ ) in condizioni drenate può essere effettuata utilizzando due diversi tipi di correlazioni empiriche:

- le correlazioni empiriche tra  $N_{SPT}$  e  $\phi'_p$  (ad es. Peck et al. 1953, De Mello 1971);
- le correlazioni empiriche del tipo  $\phi'_p = f(D_R, \text{granulometria})$  con  $D_R = f(N_{SPT}, \sigma'_{v0})$  (ad es. Schmertmann 1978, Bolton 1986).



La correlazione empirica tra  $N_{SPT}$  e  $\phi'_p$ , proposta da De Mello (1971) sulla base dei risultati di laboratorio ottenuti da Gibbs e Holtz (1957), è riportata in Figura 1. È possibile notare che tale correlazione dipende dalla tensione verticale geostatica.

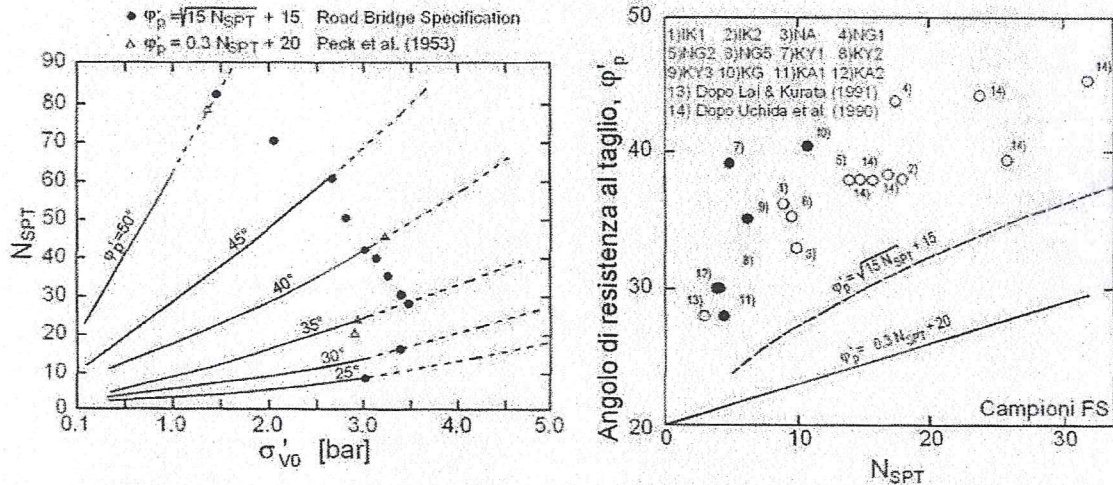


Figura 1

Sono disponibili in letteratura altre correlazioni, più semplici di quella riportata in Figura 1. Tali correlazioni hanno un'espressione analitica simile a quella riportata di seguito:

$$\phi'_p = (15 \cdot N_{SPT})^{0.5} + 15 \text{ con } N_{SPT} > 5 \text{ (Japan Road Association, 1990)}$$

Tale relazione che non tiene conto in maniera esplicita di  $\sigma'_{v0}$  e risulta conservativa, verrà adottata per l'interpretazione delle prove in esame.

In alternativa alle relazioni prima descritte si può determinare  $\phi'_p$  una volta nota la densità relativa ricorrendo, ad esempio, alla correlazione proposta da Schmertmann (1978) riportata nella figura 2.



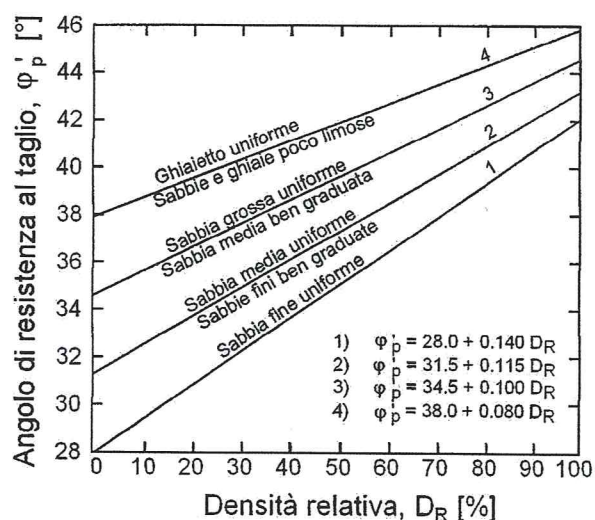


Figura 2

### Resistenza al taglio - terreni a grana fine

L'uso della prova SPT nei terreni a grana fine o nelle rocce tenere è meno frequente che nei terreni granulari. Inoltre le correlazioni empiriche tra  $N_{SPT}$  e i parametri di interesse, ad esempio la resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ), presentano una notevole variabilità e spesso forniscono indicazioni contraddittorie, cosicché appare poco significativo ottenere un valore di  $c_u$  da tali correlazioni. I risultati delle prove penetrometriche sono per lo più utilizzati per ottenere una valutazione qualitativa della consistenza del terreno del tipo riportato nella tabella seguente.

Consistenza	$N_{SPT}$
Molle	2
Tenera	4
Media	8
Compatta	15
Molto compatta	30
Dura	> 30

Tra le correlazioni presenti in letteratura tra  $c_u$  e  $N_{SPT}$  si riporta ad esempio quella di Stroud (1974), ricavata per argille sensitive:

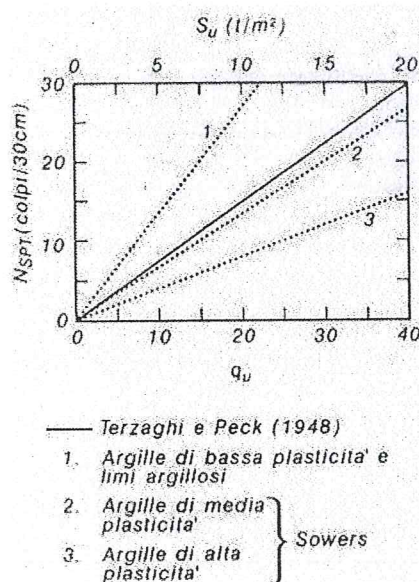
$$C_u = f_1 \cdot N_{SPT}$$

con  $f_1 = 3.2 \div 7.6$  (i valori decrescono al crescere dell'indice di plasticità).





Una ulteriore stima della  $c_u$  si può ricavare dal grafico riportato di seguito ricavato dal NAV-FAC Design Manual (1982). Nei depositi di elevata sensitività la correlazione indicata può portare ad una sottostima di  $c_u$ , ma il risultato ottenibile, in fase di progettazione, risulta comunque cautelativo.



### § 3.7. Risultati prove penetrometriche ed assegnazione dei parametri geotecnici

Le prove penetrometriche erano state eseguite, nell'area industriale, in prossimità dell'impronta indicativa delle costruzioni di progetto senza interferire con i manufatti industriali esistenti, alcuni dei quali in precarie condizioni di stabilità.

Delle 7 prove eseguite, in particolare, nella presente relazione si farà riferimento alle prove n.1, 2 e 3, di cui la prima posta in corrispondenza del fabbricato di progetto e le restanti poste nelle vicinanze dello stesso.

I risultati ottenuti dalle prove mostrano tra loro una buona correlazione ed inoltre i valori registrati alle profondità di 3-6-9 m da p.c. sono dello stesso ordine di grandezza dei valori di  $N_{SPT}$  ottenuti durante l'esecuzione del sondaggio.

Al di sotto di un livello di riporto (pavimentazione industriale con relativo sottofondo) si riscontrano terreni argillosi piuttosto plastici e scarsamente consistenti fino a circa 3 m di profondità; a partire da -3 m, i valori di resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica, tendono



leggermente ad aumentare, tuttavia tale aumento è molto graduale e fino a circa -6 m non si registrano valori medi equivalenti di  $N_{SPT}$  superiori a 5-8. Soltanto a quote maggiori di -7-8 m si registrano valori significativi di  $N_{SPT}$  per la presenza di terreni argillosi da mediamente consistenti a consistenti.

Le N.T.C. 2008 hanno sostituito il concetto di separazione del sottosuolo in vari elementi stratigrafici a cui venivano assegnati i valori medi, perché la nuova normativa non considera i valori medi sufficientemente cautelativi. Le Norme richiedono di ricavare il valore caratteristico di resistenza per ogni intervallo omogeneo di resistenza ed individuato come “strato medio”, il frattile 5% della resistenza, ossia quel valore che ha il 5% di probabilità di venire minorato. Per il calcolo del 5° percentile si fa ricorso alla seguente formula:

$$R_K = R_m \pm t_{n-1}^{0.95} \left( \frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove

$R_K$  = valore caratteristico della resistenza considerata

$R_m$  = valore medio della resistenza considerata

$T$  = valore della distribuzione di Student a  $n-1$  gradi di libertà con probabilità  $u = 95\%$  (ossia  $1-\alpha = 0.95$  o alternativamente  $\alpha = 0.05$ ).

$s$  = deviazione standard del campione di dati

$n$  = numero di dati

Sulla base di tali considerazioni (si veda a questo proposito la tabella di calcolo con l'elaborazione statistica dei risultati, riportata in allegato) è possibile ricostruire una successione geotecnica media per le varie unità.

Riassumendo, si hanno i seguenti valori caratteristici della coesione non drenata  $C_u$ :



Individuazione livello geotecnico	Profondità media da pavimentazione industriale [m]	Coesione non drenata $C_u$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Peso di volume naturale $\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]
Riporto (non classificabile geotecnicamente)	0.00 ÷ 0.90	n.c.	n.c.
Riporto/Argille limose plastiche	0.90 ÷ 3.30	0.236	1.70
Argille limose plastiche	3.30 ÷ 6.30	0.502	1.80
Argille limose	6.30 ÷ 7.50	0.583	1.80
Argille sovraconsolidate	7.50 – 9.00	1.516	1.90

Al di fuori del terreno di riporto non caratterizzato dal punto di vista geotecnico, tutti i livelli geotecnici individuati sono costituiti da terreni a comportamento coesivo ovvero terreni caratterizzabili con un valore di angolo di attrito nullo ed una coesione diversa da zero; il valore di quest'ultima è stato ricavato secondo le correlazioni prima descritte a partire dai valori di  $N_{30}$  e  $N_{SPT}$  registrati nelle singole prove.

### **§ 3.8. Classificazione sismica e caratterizzazione dei terreni ai sensi delle NTC 2008**

Il Comune di Casale Monferrato ricade in zona sismica 4. Ai fini della classificazione dell'azione sismica di progetto, ai sensi delle NTC 2008, il comportamento sismico dei terreni di fondazione viene distinto in categorie, sulla base della velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità, ricavata per via diretta oppure desunta da prove penetrometriche.

In base al valore medio di  $N_{SPT}$  registrato durante le prove penetrometriche, ai sensi delle NTC 2008, il terreno in esame viene classificato nella categoria "D", "Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 180$  m/s ( $N_{SPT} < 15$ ,  $C_u < 70$  kPa)". Occorre tuttavia segnalare che l'indagine geognostica non si è estesa fino alla profondità di 30 m, e l'estensione fino a tale profondità delle caratteristiche riscontrate è ipotizzata solo sulla base di informazioni geologiche di carattere generale.





Qualora, nell'ambito della verifica con indagini sismiche, si riscontrasse entro i primi 20 m di profondità la presenza di un substrato di materiale più rigido con  $V_{S30} > 800$  m/s, il sito dovrebbe essere riclassificato attribuendolo alla categoria sismica "E".

Con riferimento alla tabella 2.4.1. delle N.C.T. 2008 l'opera in progetto è dotata delle seguenti caratteristiche:

Vita nominale  $V_N$  [anni]  $\geq 50$

Classe d'uso *II* (costruzione con normale affollamento).

Ne consegue che il periodo di riferimento per l'azione sismica è:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per cui essendo dalla tabella 2.4.2 delle N.C.T. 2008 (per classe *II*)  $C_U = 1$  si ha  $V_R \geq 50$  anni.

Le coordinate medie del sito sono:

latitudine: 45,1349

longitudine: 8,4274

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 13359	Lat: 45,1766	Lon: 8,3862	Distanza: 5649,023
Sito 2	ID: 13360	Lat: 45,1796	Lon: 8,4569	Distanza: 5480,292
Sito 3	ID: 13581	Lat: 45,1267	Lon: 8,3906	Distanza: 3031,344
Sito 4	ID: 13582	Lat: 45,1297	Lon: 8,4612	Distanza: 2713,412

Parametri sismici

Stato limite	Operatività (SLO)	Danno (SLD)	Salvaguardia della vita (SLV)	Prevenzione dal collasso (SLC):
<b>Probabilità di superam. [%]</b>	81	63	10	5
<b>Tr [anni]</b>	30	50	475	975
<b>ag [g]</b>	0.016	0.019	0.039	0.047
<b>Fo</b>	2.537	2.518	2.669	2.710
<b>Tc* [s]</b>	0.162	0.169	0.286	0.305





## Coefficienti Sismici

	<b>SLO</b>	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>	<b>SLC</b>
<b>Ss:</b>	1,800	1,800	1,800	1,800
<b>Cc:</b>	3,110	3,040	2,340	2,260
<b>St:</b>	1,000	1,000	1,000	1,000
<b>Kh:</b>	0,006	0,007	0,014	0,017
<b>Kv:</b>	0,003	0,004	0,007	0,008
<b>Amax:</b>	0,276	0,343	0,695	0,827
<b>Beta:</b>	0.200	0,200	0,200	0,200



## § 4. VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI

### § 4.1. Ipotesi di calcolo

Le fondazioni della struttura, la quale ha una forma piuttosto composita ed articolata, sono state ipotizzate del tipo a trave rovescia di ampia larghezza in modo da scaricare il carico strutturale su di una superficie più ampia possibile e di ridurre, di conseguenza, le tensioni indotte sui terreni di fondazione. E' presente un piano cantinato su tutta l'impronta della costruzione per cui il piano di posa è posto a circa -3.50 m circa da piano piazzale. Allo scopo di simulare lo sbancamento generalizzato per la realizzazione del piano interrato, si è considerato di asportare, nella stratigrafia geotecnica, uno strato superficiale di 3 m di spessore. Le profondità delle fondazioni sotto indicate sono dunque riferite al piano di scarifica. Le travi di fondazione sono state dimensionate in modo tale da generare sul terreno una tensione allo SLU pari a  $1.25 \text{ /cm}^2$ .

Si sono pertanto verificate:

trave	larghezza B [m]	prof [m]	carico [kg/m]
1-2-3-4-5-6-7-10-11	2.30	0.50	25000
49-50-51-52-53	1.60	0.50	17500

Le verifiche verranno eseguite con un programma di calcolo automatico<sup>2</sup>; di seguito una breve spiegazione del metodo di calcolo utilizzato.

### § 4.2. Calcolo del carico limite: metodo di Brinch-Hansen

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la risultante dei carichi trasmessi dalla struttura sul terreno di fondazione deve essere superiore al coefficiente di sicurezza  $\eta$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante dei carichi in fondazione, deve risultare:

---

<sup>2</sup> Carl 10.05a "Analisi di fondazioni superficiali e profonde" - Aztec Informatica



$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta$$

Le espressioni di Brinch-Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano per un terreni puramente coesivi ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono come di seguito riportato.

### **Caso generale**

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5B'\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

### **Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$**

$$q_u = 5.14 c s_c d_c i_c b_c g_c + q$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono i fattori di profondità;  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma;  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico;  $b_c, b_q, b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; i fattori  $g_c, g_q, g_\gamma$  sono i fattori d'inclinazione del pendio.

I fattori  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Gli altri fattori presenti nella formula si esprimono con le seguenti espressioni:

### Fattori di forma

$$\text{per } \phi = 0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

### Fattori di profondità

Si definisce il parametro  $k$  come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$





$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi = 0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

#### Fattori di inclinazione del carico

Si indichino con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con  $A_f$  l'area efficace della fondazione ottenuta come  $A_f = B' \times L'$  ( $b'$  ed  $L'$  sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B ed L e all'eccentricità del carico  $e_B$ ,  $e_L$  dalle relazioni  $B' = B - 2e_B$ ,  $L' = L - 2e_L$ ) e con  $\eta$  l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ( $\eta = 0$  per fondazione orizzontale).

Definito il parametro

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

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{mH}{BLc_a N_c}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N}$$

$$i_q = (1 - (H / (V + A_f c_a \tan \phi)))^m$$

$$i_\gamma = (1 - (H / (V + A_f c_a \tan \phi)))^{m+1}$$

#### Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi = 0 \quad b_c = 1 - \frac{2 \eta}{2 + \pi}$$



$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

$$b_\gamma = b_q$$

#### Fattori di inclinazione del terreno

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = 1 - \frac{2 \beta}{2 + \pi}$$

nel caso di piano campagna inclinato, alla capacità portante viene aggiunta la quantità:

$$\frac{1}{2} B N_\gamma s_\gamma \quad \text{dove } N_\gamma = -2 \sin \beta \quad \text{e} \quad s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

Per poter applicare la formula di Brinch - Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \tan \delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Nella formula di Brinch - Hansen e nel caso della formula generale i fattori si forma,  $s_i$  e quelli di inclinazione del carico,  $i_i$ , non devono essere usati insieme.

#### Caso di terreno stratificato

Le formule riportate precedentemente sono valide nel caso di terreno omogeneo con la profondità. Nel caso di terreno stratificato occorre mediare le caratteristiche che intervengono nelle suddette formule (angolo di attrito,



coesione, peso di volume, ecc.). suddetta operazione di media entrano in gioco solo gli strati interessati dal potenziale cuneo di rottura che si sviluppa al di sotto della fondazione.

### **Calcolo delle tensioni indotte**

#### **Metodo di Boussinesq**

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato  $Q$ , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto  $P(x,y,z)$  posto alla profondità  $z$ :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove  $R = \sqrt{(x^2 + y^2 + z^2)}$ .

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico  $Q$  come un carico infinitesimo agente su una areola  $dA$ . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico  $dQ$ : la tensione indotta in un punto  $P(x,y,z)$ , posto alla profondità  $z$ , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

### **Cedimenti della fondazione**

#### **Metodo di Burland**

Burland e Burbidge hanno sviluppato questo metodo di calcolo dei cedimenti sulla base dei risultati di prove **SPT** *Standard Penetration Test*, elaborando i risultati di osservazioni di opere in vera grandezza.

L'espressione che fornisce il valore del cedimento è la seguente:

$$w = C_1 C_2 C_3 [(q - \frac{2}{3} \sigma_{v,0}') B^{0.7} I_c]$$





Nell'espressione il significato dei simboli è il seguente:

$q$  rappresenta il carico totale (non netto) applicato alla fondazione;

$\sigma_{v,0}'$  è la pressione effettiva litostatica alla profondità del piano di posa;

$B$  è la larghezza della fondazione;

$C_1$  è un coefficiente correttivo che tiene conto della forma della fondazione;

$C_2$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dello spessore dello strato deformabile;

$C_3$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto del tempo;

$I_c$  è un indice di compressibilità.

Il valore dell'indice di compressibilità  $I_c$  è legato ai risultati dell'SPT dalla relazione:

$$I_c = \frac{1.706}{N_{av}^{1.4}}$$

nella quale  $N_{av}$  è il valore medio di  $N$  (numero di colpi della prova SPT forniti come dati) nell'ambito della profondità  $Z$  di influenza della fondazione. profondità è funzione della base  $B$  della fondazione.

Il coefficiente di forma ha la seguente espressione:

$$C_1 = \left( \frac{1.25 L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

Il coefficiente correttivo che tiene conto dello spessore  $H$  dello strato deformabile è espresso da:

$$C_2 = \frac{H}{Z} \left( 2 - \frac{H}{Z} \right)$$

e si applica solo per  $H < Z$ .

Il coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto secondario è:

$$C_3 = 1 + R_3 + R_1 \log (t/3)$$



nella quale:

$t \geq 3$  è il tempo, in anni dopo il termine della costruzione, al quale si effettua il calcolo del cedimento;

$R_3$  è pari a **0.3** per carichi statici ed a **0.7** per carichi dinamici;

$R_1$  è pari a **0.2** per carichi statici ed a **0.8** per carichi dinamici.

Da studi della ditta costruttrice dello strumento penetrometrico (Vanelli-Benassi) si può applicare, per tali tipi di terreno un fattore di correlazione tra indice  $N_{10}$  e  $N_{SPT}$  pari a 1.

#### § 4.3. Risultati delle verifiche

Le analisi geotecniche delle travi hanno permesso di evidenziare che esse sono sempre verificate, per ogni combinazione di carico prevista dall'approccio 1 delle NTC, anche in condizioni sismiche.

Le verifiche in termini di capacità portante hanno fornito risultati superiori ai minimi di normativa mentre i cedimenti massimi sono prossimi ai valori massimi raccomandati dall'Associazione Geotecnica Italiana.

Si esamini a tale proposito la tabella riassuntiva dei fattori di sicurezza e dei cedimenti associati, di seguito riportata.

##### Trave centrale 2.30 m

CASO	SISMA	Fattore di sicurezza	Cedimento [cm]
A1-M1	NO	1.95	3.03
A2-M2	NO	1.84	2.30
A1-M1	SI	2.54	2.30
A2-M2	SI	1.84	2.30
SLEQ	NO	2.54	2.30
SLEF	NO	2.54	2.30
SLER	NO	2.54	2.30

##### Trave perimetrale 1.60 m

CASO	SISMA	Fattore di sicurezza	Cedimento [cm]
A1-M1	NO	1.97	2.71
A2-M2	NO	1.85	2.06
A1-M1	SI	2.56	2.06
A2-M2	SI	1.85	2.06
SLEQ	NO	2.56	2.06
SLEF	NO	2.56	2.06
SLER	NO	2.56	2.06

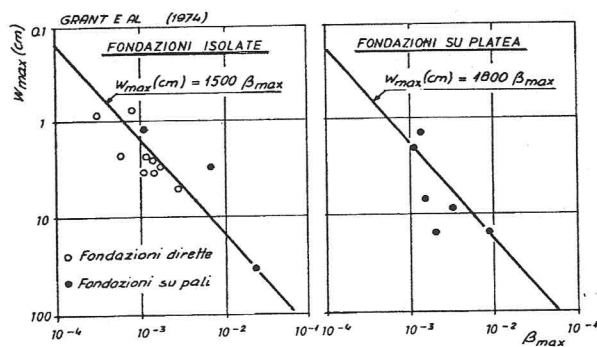


I cedimenti differenziali  $\Delta s$  tra i corpi centrali risultano dunque essere:

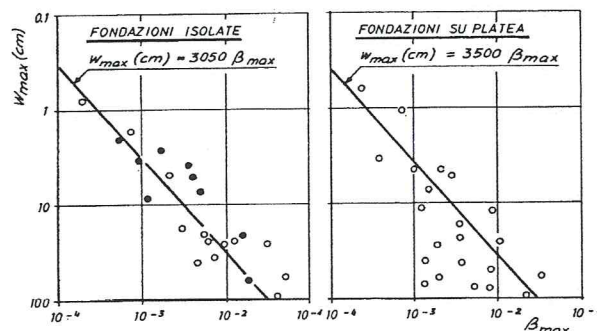
CASO	Platee laterali [cm]	Platea centrale [cm]	$\Delta s$ [cm]
A1-M1	3,023	2,706	0,317
A2-M2	2,304	2,056	0,248
A1-M1	2,304	2,056	0,248
A2-M2	2,304	2,056	0,248
SLEQ	2,304	2,056	0,248
SLEF	2,304	2,056	0,248
SLER	2,304	2,056	0,248

I valori dei cedimenti assoluti sono stati inoltre confrontati con i cedimenti massimi sopportabili dalla struttura  $W_{max}$  senza che sorgano problemi di lesioni, sulla scorta della relazione di Grant che lega il cedimento  $W_{max}$  alla distorsione angolare  $\beta_{max}$ ; esso risulta (per fondazioni continue su argille - vedasi figura):  $W_{max} = 3500 \beta_{max}$  da cui, assumendo un valore di distorsione angolare massimo pari a  $\frac{1}{500}$  si ha  $W_{max} = 7.0$  cm

Il valore limite ottenuto con la formula di Grant è sempre ben superiore al cedimento massimo calcolato che ricordiamo essere di 3 cm.



CORRELAZIONE FRA  $\beta_{max}$  E  $W_{max}$  PER EDIFICI SU SABBIE



CORRELAZIONE FRA  $\beta_{max}$  E  $W_{max}$  PER EDIFICI SU ARGILLE





## § 5. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Le indicazioni del capitolo precedente dimostrano come i valori dei cedimenti assoluti dipendano in modo assai forte dal carico unitario che si intende imprimere al terreno. Per utilità di calcolo, è possibile calcolare, a posteriori ed in modo indiretto il modulo di reazione  $K$  del terreno soggetto a variazione tensionale. Si ha infatti:

$$K = q/s \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

travi	$q \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	$s \text{ [cm]}$	$K \text{ [kg/cm}^3\text{]}$
2.30 m	1.25	3.027	0.412
1.60 m	1.25	2.706	0.461

Da tale valore si può ricavare il valore di  $K^\circ$ , che non è funzione della geometria della fondazione ma è solo un parametro intrinseco del terreno ed è utile per il dimensionamento delle opere di fondazione secondo le teorie della scienza delle costruzioni:

dalla formula (dove  $B$  è il lato minore della fondazione):

$$K^\circ = K \cdot \left( \frac{2B}{B+0.3} \right)^2$$

si ricava:

travi	$K \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	$B \text{ [m]}$	$K^\circ \text{ [kg/cm}^3\text{]}$
2.30 m	0.412	2.30	1.289
1.60 m	0.461	1.60	1.307



## § 6. CONSIDERAZIONI E MODALITA' OPERATIVE

Le indagini geognostiche eseguite nel 2005 ed estese a tutta l'area industriale ex Bagero, hanno permesso di descrivere in modo sufficientemente approfondito ed esaustivo, la situazione litostratigrafica locale. Come si può vedere nella stratigrafia del sondaggio geognostico, al di sotto delle pavimentazioni industriali e dei relativi sottofondi, l'area è caratterizzata dalla presenza di terreni di natura coesiva, limi argillosi e/o argille limose. Tali terreni argillosi sono presenti fino a circa 13 m di profondità; da tale quota si assiste al passaggio a terreni non coesivi costituiti da sabbie limose e ghiaie.

In particolare facendo riferimento alle stratigrafie delle prove penetrometriche 1,2 e 3 si può osservare che i terreni argillosi superficiali sono caratterizzati da scarsa resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica: fino a circa -3 m di profondità si può ricavare un valore medio di  $N_{SPT}$  pari a 3-4 mentre tra 3 e 7 m si ottengono valori variabili tra 8 e 10. All'aumentare della profondità poi si assiste ad un progressivo aumento dei valori di resistenza per il passaggio a terreni argillosi da mediamente consistenti a consistenti.

La costruzione del fabbricato prevede la realizzazione di un piano interrato per cui mediamente i terreni di fondazione saranno costituiti da argille limose caratterizzate con un valore di coesione variabile tra 0.20 e 0.50 kg/cm<sup>2</sup>. Sulla base delle indicazioni del Progettista delle strutture in c.a. si è ipotizzata una soluzione con fondazioni a trave rovescia di larghezza tale da scaricare una tensione massima sul terreno paro a circa 1.25 Kg/cm<sup>2</sup>.

I calcoli geotecnici hanno evidenziato che le dimensioni delle fondazioni risultano corrette sia nei confronti del carico ammissibile che dei cedimenti associati al carico stesso.

I materiali presenti in sito, come dall'esame visivo di alcuni pozzetti esplorativi, risultano con scadenti caratteristiche di resistenza almeno fino alla profondità di termine scavo (3 m circa). Coniugando i dati delle prove



penetrometriche e dei pozzetti esplorativi si ritiene auspicabile la l'asportazione di uno strato di almeno 1 m al di sotto del piano di scavo e la successiva stesura di materiale grossolano, drenante (del tipo A1 e/o A3), rullato a strati di spessore massimo di 40 cm, ed abbondantemente innaffiato per garantire il massimo costipamento possibile in modo tale da distribuire al meglio il carico della struttura sul terreno di fondazione.

Qualora si voglia procedere con tale intervento i valori dei moduli di deformazione  $M_d$  non dovranno essere inferiori a  $50 \text{ N/mm}^2$ .

Allo scopo di stabilire un'interfaccia di separazione tra il terreno e il materiale anidro si dovrà posare una geogriglia a nastro che ha anche lo scopo di sopportare il carico di trazione che si genera a causa dei fenomeni di cedimento differenziale.

Il fabbricato in progetto verrà realizzato nei pressi di una zona più depressa rispetto al piano piazzale generale; i terreni di fondazione, pertanto, potrebbero presentare variazioni laterali di litologia che dovranno essere attentamente valutate in sede di scavo, approfondendo localmente, se necessario, il piano di fondazione in modo tale da giungere a terreni con caratteristiche litologiche e di resistenza le più omogenee possibili. Gli scavi per le opere di fondazione, in ogni caso, dovranno rimanere aperti per il minor tempo possibile al fine di non innescare moti di filtrazione anomali all'interno dei terreni, mentre, ad opere avvenute, sarà necessario regimare con cura sia le acque di precipitazione dirette che quelle derivanti dalle gronde. Relativamente ai muri controterra, l'eventuale presenza d'acqua a tergo del paramento tende a far aumentare la spinta sul muro di cantina oltre che a peggiorare le caratteristiche di resistenza del terreno. Perciò dietro all'opera di sostegno dovrà realizzarsi un dreno delle acque di infiltrazione. In dettaglio, il drenaggio sarà costituito da misto di fiume ben costipato, terminante in testa con uno strato a granulometria più fine (menisco di sabbia e ghiaia dello spessore di  $5 \div 8 \text{ cm}$ ) sottoposto allo strato di copertura, spesso circa 40 cm, costituito da sabbie e limi.





Le acque emunte dal drenaggio verranno allontanate da un tubo corrugato microfessurato di fondo che sarà collegata al sistema drenante posto al di sotto della platea di fondazione. Il Progettista dovrà valutare l'opportunità di prevenire il prematuro intasamento del dreno per mezzo di rivestimento in geotessile a bassa caratura ( $250 - 350 \text{ g/m}^2$ ) (non di tipo agugliato ma termosaldato tridimensionale), il quale ha anche la funzione di stabilizzarne la funzione drenante nel tempo.

Il geotessile permette la stabilizzazione dell'azione filtrante del dreno, evitando il costipamento degli interstizi tra i ciottoli a causa della presenza di materiale fine, che comprometterebbe in breve tempo il regolare funzionamento dello stesso. Il sistema drenante al di sotto della platea permetterà di evitare ristagni al di sotto del piano di fondazione; a tale proposito si auspica la predisposizione di ogni misura atta ad evitare l'eventuale risalita dell'acqua per capillarità all'interno della struttura.

Dovrà altresì essere preventivamente verificata l'eventuale presenza di linee di drenaggio o di manufatti interrati in corrispondenza o nei pressi del fabbricato in progetto allo scopo di valutarne l'eventuale alimentazione e direzione di flusso.



## § 7. CONCLUSIONI

Le indagini in sito unitamente alle verifiche geotecniche eseguite per valutare le possibili interazioni tra il terreno e le strutture, hanno permesso di rilevare che non sussistono condizioni geologico – tecniche tali da impedire la realizzazione delle opere di progetto.

Queste ultime andranno tuttavia realizzate nel rispetto dei risultati delle indagini in sito e delle modalità operative e raccomandazioni geotecniche di cui al precedente capitolo.

*Per Studio Associato*

