

CITTÀ DI CASALE MONFERRATO



SETTORE TUTELA AMBIENTE

Via Mameli 10
15033 Casale Monferrato (AL)

Realizzazione di capannone a protezione piattaforma di stoccaggio in discarica amianto

CIG: Z6A1CBDEFB

PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE

00	11/2017	Prima emissione	GT	NP	NP
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.
RELAZIONE GEOTECNICA					
IL PROGETTISTA:		HANNO COLLABORATO:		SCALA:	
Dott. Ing. Nicola Pessarelli		Dott. Ing. Graziano Trombi		DISEGNO:	
		Dott. Ing. Achille Iasoni (geotecnica)		CAP 3.02	
 STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI Via Inama, 7 - 20133 Milano - tel. +39.02.70120918 fax +39.02.70120923 Via Cavallotti, 16 - 43121 Parma - tel. +39.0521.508419 fax +39.0521.221022				OTTOBRE 2017	



INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI CALCOLO.....	4
2.1 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	4
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
3.1 TERRENO IN SITU.....	5
4. CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	14
4.1 COLLASSO FONDAZIONE – TERRENO: CAPACITÀ PORTANTE	14
5. CRITERI DI CALCOLO CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI	16
6. CASALE MONFERRATO: ELABORAZIONI.....	17
6.1 DESCRIZIONE	17
6.2 CAPACITÀ PORTANTE	20
6.3 CALCOLO DEI CEDIMENTI	25
6.3.1 commento ai risultati ottenuti.....	27



1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica si colloca all'interno del progetto esecutivo per la costruzione di un nuovo capannone atto alla protezione di un'area di stoccaggio posto nella discarica amianto a Casale Monferrato.

L'opera in progetto consiste sostanzialmente nella costruzione di un nuovo capannone in prefabbricato avente semplicisticamente funzione di tettoia a protezione di un'area di stoccaggio.

Si veda a tal proposito gli elaborati a corredo del progetto per la loro collocazione e per la loro consistenza dimensionale.

Nella presente relazione, vengono esposti:

- la caratterizzazione geotecnica;
- criteri di calcolo per le elaborazioni geotecniche eseguite (calcolo di capacità portante delle fondazioni superficiali e calcolo dei cedimenti);
- risultati e verifiche.



2. *NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI CALCOLO*

Nel presente elaborato si farà riferimento alla seguente normativa.

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, G.U. n.105 8 maggio 2003: “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.M. 14/01/2008: “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.

2.1 *Documentazione di riferimento*

Per la stesura del presente elaborato si è considerato come base la seguente relazione:

- [1] “P.T.T.A. 1994 - 96. Sito di interesse nazionale di Casale Monferrato. Discarica Monouso per materiali contenenti amianto. Realizzazione nuova struttura prefabbricata. Indagini Geotecniche - Relazione di Campagna”. A firma del Dott. Geologo Roberto Pagani in data Agosto 2017.
- [2] “P.T.T.A. 1994 Sito di interesse nazionale di Casale Monferrato - Discarica Monouso per materiali contenenti amianto Realizzazione Nuova struttura Prefabbricata– Relazione Geologica”. A firma del Dott. Geologo Andrea Cavalli in data 8 Settembre 2017.



3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 Terreno in situ

Nel dettaglio, le indagini eseguite durante la campagna di indagine di Luglio/Agosto 2017 sono:

- n.4 sondaggi a rotazione continua di lunghezza pari a 20.0 m;
- n.4 prove penetrometriche in assetto dinamiche con penetrometro superpesante automatico statico TG63/200;
- 2 MASW.

Tali indagini sono state eseguite sia in sponda destra che in sponda sinistra.

Per la loro ubicazione si faccia riferimento al documento [1].

Per la caratterizzazione geotecnica si sono utilizzati i risultati dell'indagine eseguita in situ in particolare i dati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche e dalle prove SPT eseguite all'interno dei sondaggi.

La caratterizzazione geotecnica è stata eseguita in maniera indiretta ad esempio sfruttando metodologia correntemente in uso in ambito geotecnico si è passato dai valori di N_{30} (misurati dalla prova penetrometrica dinamica) ai valori di N_{spt} utilizzati correntemente per la totalità delle correlazioni d'uso specifico per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di natura incoerente.

La stima di N_{spt} ottenuti dal numero di colpi N_{30} afferenti alla prova penetrometrica dinamica superpesante è stata eseguita tramite la:

$$N_{spt} = C_f * N_{30}$$

dove:

$$C_f = (M_1 * H_1 * PL_1 * AP_1) / (M_2 * H_2 * PL_2 * AP_2)$$

Per la quale il significato delle varie grandezze è il seguente:

- M: peso del maglio
- H: corsa di caduta del maglio;
- PL: passo di lettura;
- Ap: area punta.

L'indice 1 si riferisce alle grandezze della prova N_{spt} standard mentre quelle con indice 2 al penetrometro dinamico utilizzato.

Di seguito solo per completezza si riportano i dati del penetrometro standard:

M: 73.5 kg

H: 75 cm;

PL: 30 cm;

Ap: 20.4 cmq.

In questo caso si ha:

$C_f = 2.30$.

Per i terreni INCOERENTI:

La valutazione dell'angolo di resistenza al taglio per i terreni incoerenti può essere ottenuta in generale mediante:

- interpretazione delle prove SPT;
- interpretazione di prove penetrometriche statiche.

La determinazione da prove SPT può essere eseguita sfruttando le seguenti correlazioni:

- in funzione della densità relativa ottenibile da N_{SPT} e σ'_v (*Schmertmann*, 1977);
- direttamente in funzione di N_{SPT} e σ'_v (*De Mello*, 1971).
- *Bolton*, 1986.

Dalle prove CPT si può ottenere il valore di ϕ' mediante:

- conoscendo q_c ed FR (*Searle*, 1979);
- in funzione della densità relativa ottenibile da q_c e σ'_v (*Schmertmann*, 1977);
- in funzione di q_c e σ'_v (*Durgunoglu & Mitchell*, 1975 - *Robertson e Campanella*, 1983).

In questo caso particolare è stata effettuata la caratterizzazione utilizzando i valori di N_{SPT} ottenuti in maniera indiretta dalle prove SCPT e direttamente durante l'esecuzione dei sondaggi.

La stima dei valori per quanto riguarda la densità relativa è possibile determinarlo in via generale tramite:

- le prove penetrometriche statiche in funzione di q_c e σ'_v (*Jamiolkowski, Ladd, Germaine, Lancellotta, 1985*);
- le prove SPT (Standard Penetration Test) in funzione di NSPT (*Skempton, 1986*).

In questo caso particolare è stata effettuata la caratterizzazione utilizzando i valori di N_{SPT} ottenuti in maniera indiretta dalle prove SCPT e direttamente durante l'esecuzione dei sondaggi.

I risultati sono rappresentati nei grafici da Figura 3.1 a Figura 3.4.

In riferimento alla stratigrafia si può evidenziare quanto segue:

- i primi due metri circa sono caratterizzati dalla presenza di materiale limoso/argilloso avente coesione sia drenata che non drenata;
- al di sotto di tale spessore vi è la presenza di un potente strato di natura grossolana fino alla massima profondità interessata dalle indagini.

Pertanto, la caratterizzazione geotecnica utilizzata è conseguenza dell'esperienza degli scriventi su terreni analoghi considerando per le unità con caratteristiche geomeccaniche peggiori gli spessori maggiori.

Nella tabella seguente si riportano i parametri geotecnici di caratterizzazione per le unità considerate nelle elaborazioni eseguite.

Tabella 3.1: Casale Monferrato – stratigrafia di calcolo

Unità	Prof. [m]	Parametri geotecnici					
		γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	E [MPa]	DESCRIZIONE
A	da 0.00 a 2.00	19	24 ÷ 26	15	100	15	Materiale coesivo
B	Oltre 2.00	20	41 ÷ 45	---	---	40	Ghiaia in matrice sabbiosa

Le unità sopra descritte sono da intendersi per profondità a partire dal piano di esecuzione delle indagini coincidente di fatto con il piano del piazzale.

La falda nelle elaborazioni è stata posta cautelativamente a 3.00 m dal piano di esecuzione delle indagini.



Le risultanze delle indagini di natura geofisica sono riportate nelle immagini da Figura 3.5 a Figura 3.6

Per quanto riguarda il rischio di liquefazione dato il grado di addensamento dei terreni incoerenti presenti non sussiste.

Casale Monferrato- Nuovo Capannone
Andamento Nspt da S1,2,3,4 (2017) - SCPT1,2,3,4 (2017)

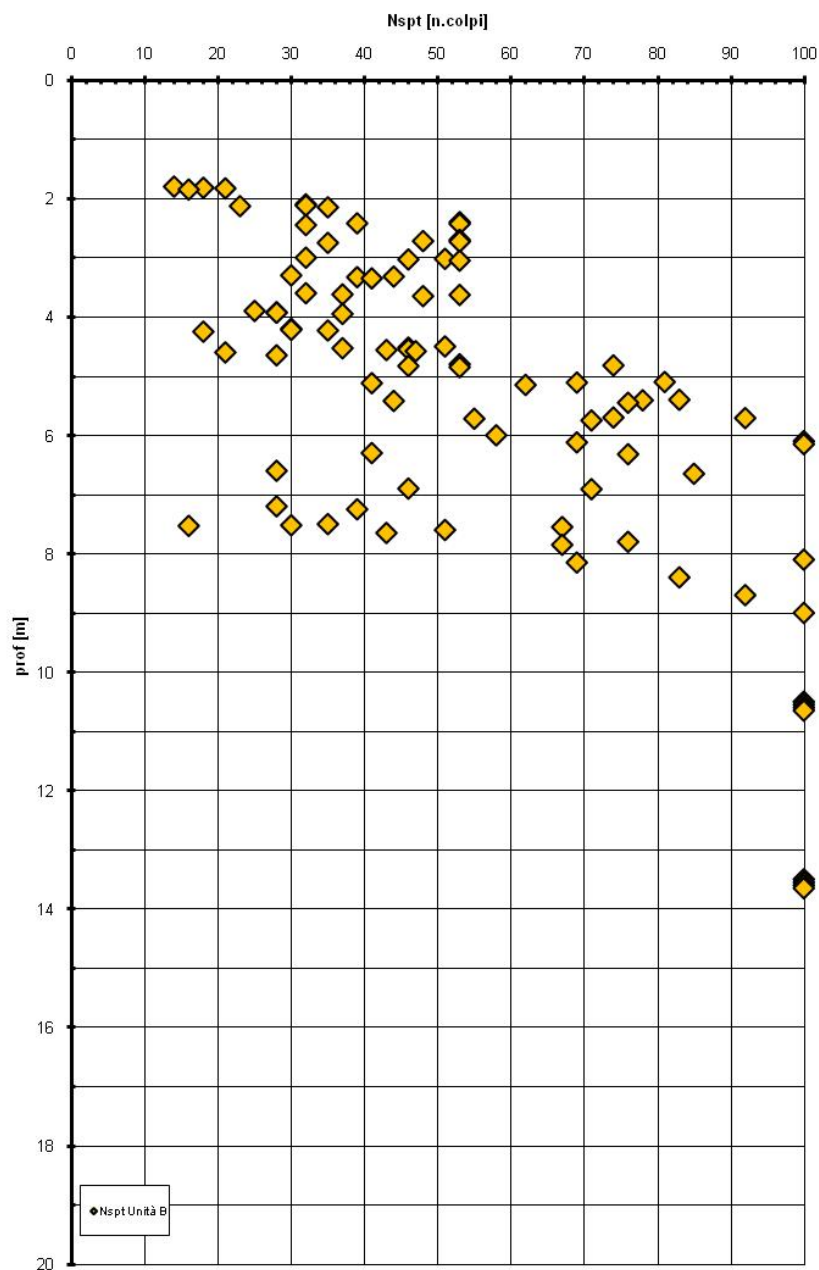


Figura 3.1: Casale Monferrato: Nspt

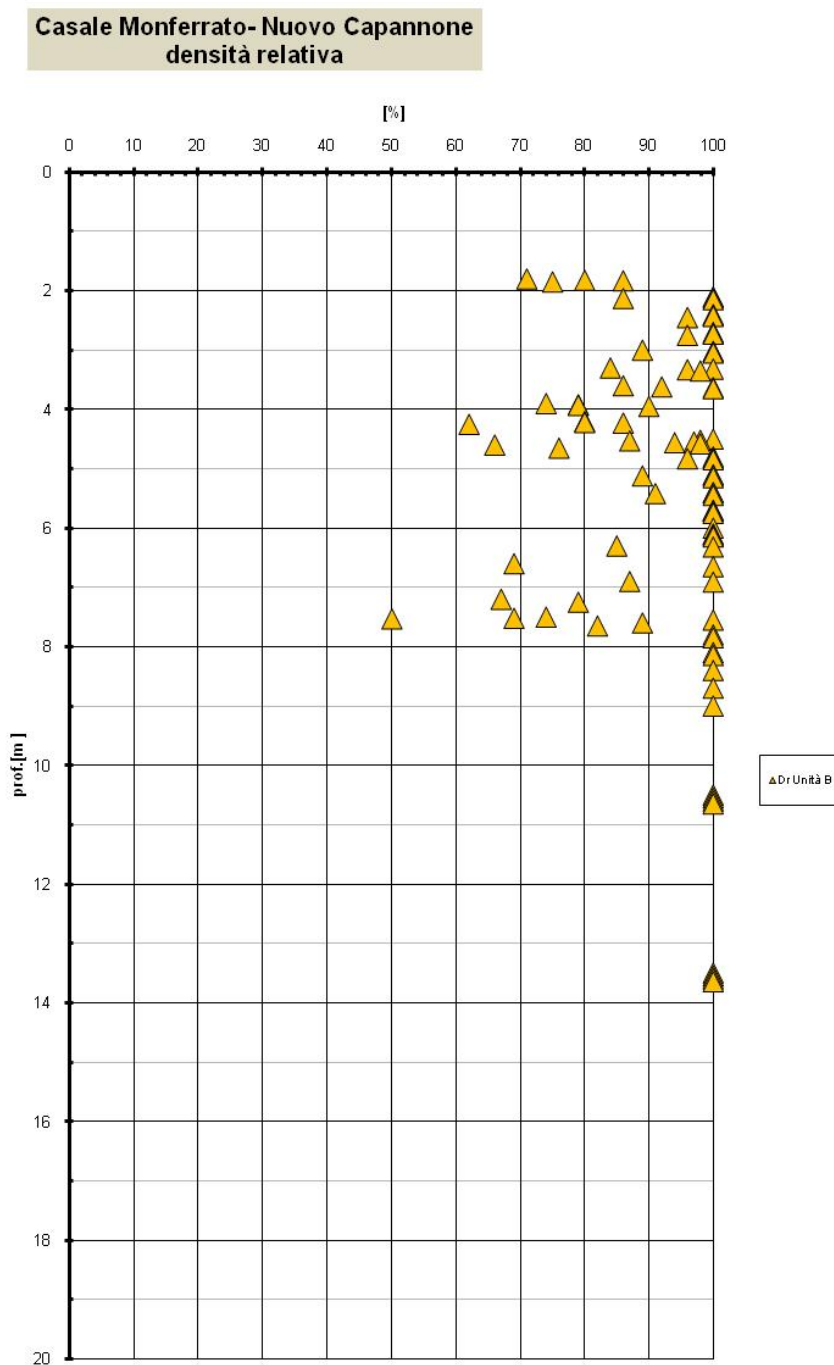


Figura 3.2: Casale Monferrato:: DR

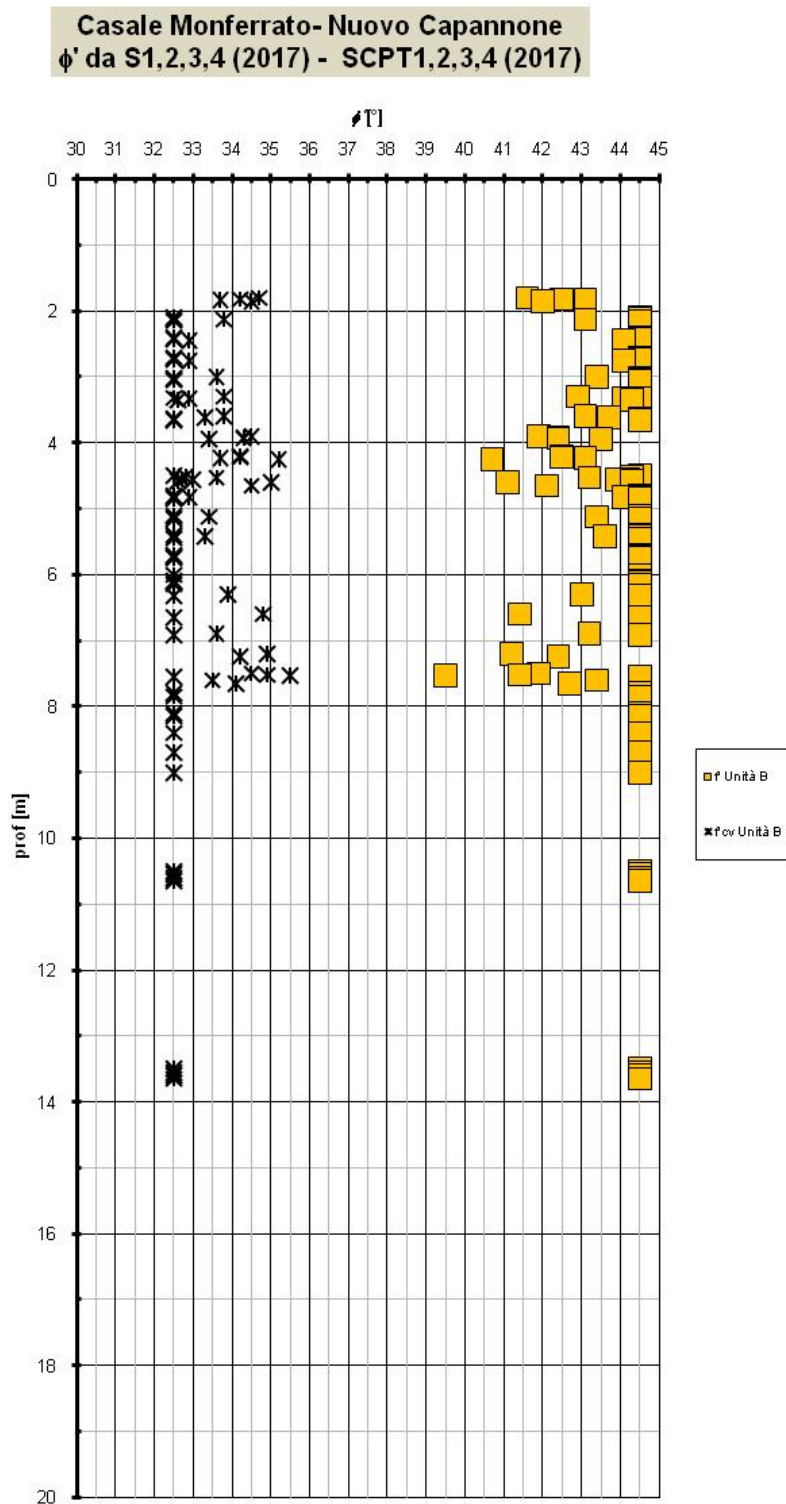


Figura 3.3: Casale Monferrato: angolo di attrito

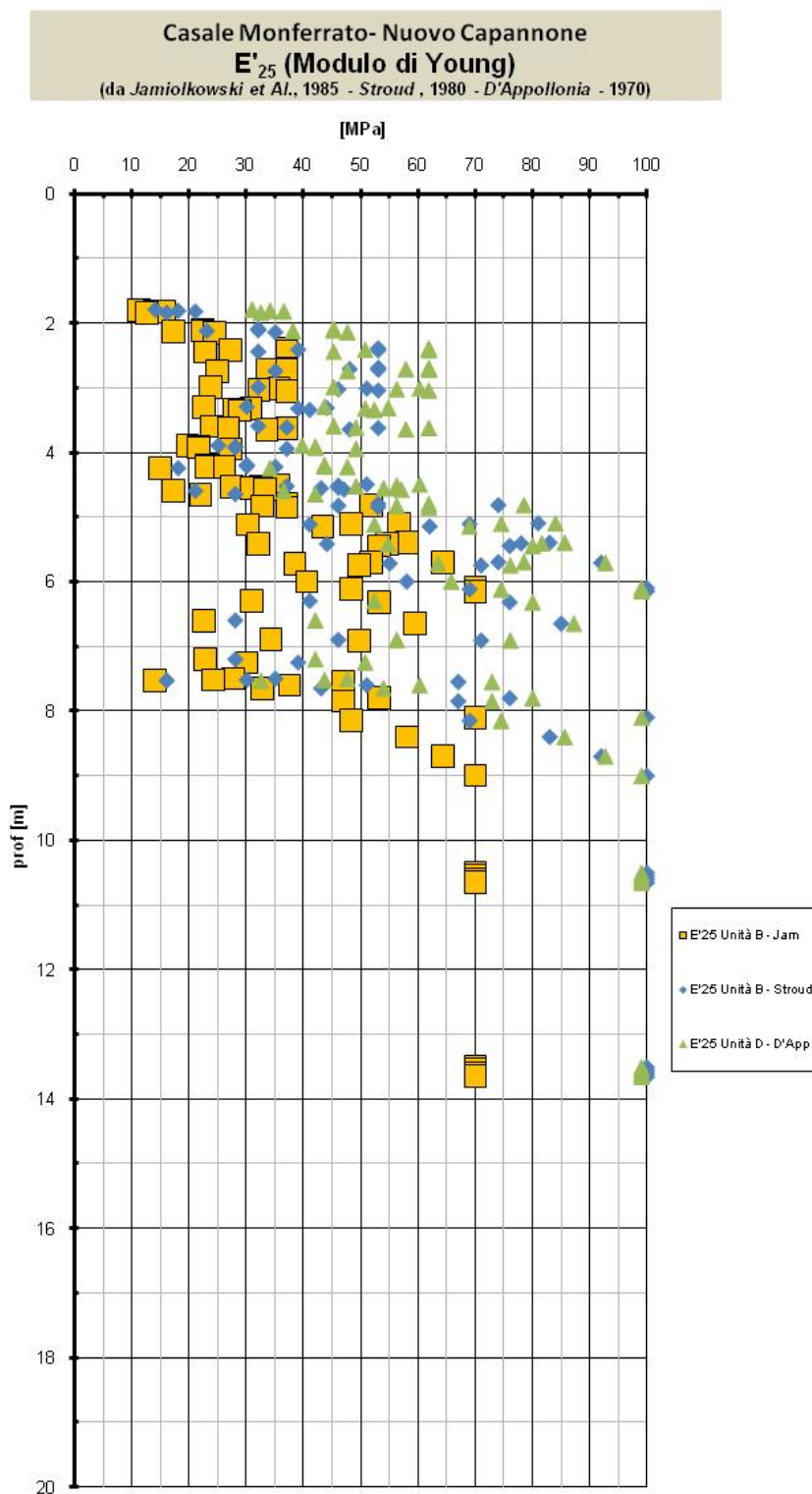


Figura 3.4: Casale Monferrato: E'25

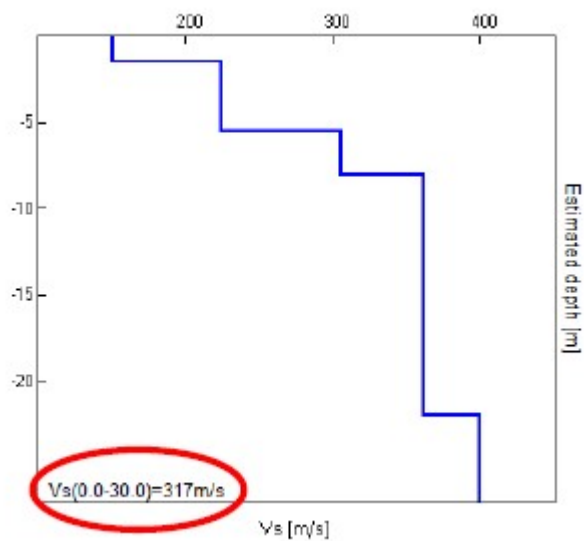


Figura 3.5: Casale Monferrato: stesa 1 - Vs30

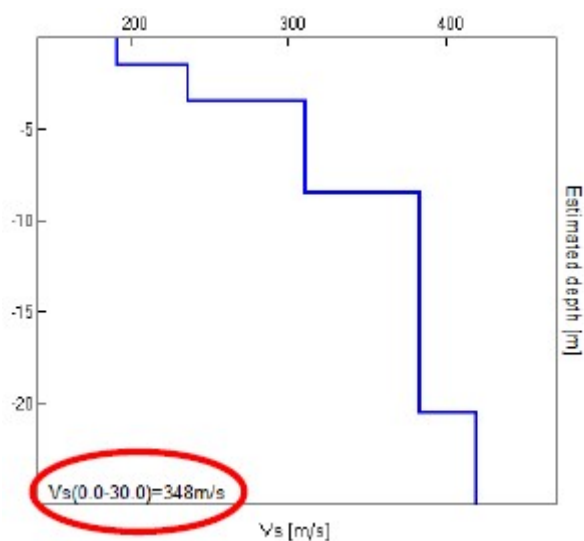


Figura 3.6: Casale Monferrato: stesa 2 - Vs30

4. CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI SUPERFICIALI

4.1 Collasso fondazione – terreno: capacità portante

Per determinare il valore della pressione limite di progetto si sono utilizzate le formulazione di *Brinch - Hansen* (si veda a tal proposito: *J. Bowles "Foundation Analysis and design"*, Ed. McGraw-Hill, 1988) relativamente alle condizioni di breve e lungo termine (in relazioni alle condizioni di permeabilità delle unità coesive):

CONDIZIONE DRENATA (LUNGO TERMINE)

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

N_{γ}, N_c, N_q = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio (ϕ');

s_{γ}, s_c, s_q = fattori di forma, funzioni del rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione,

d_{γ}, d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa, funzioni del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e la sua dimensione B,

i_{γ}, i_c, i_q = coefficienti correttivi che tengono conto della presenza di una azione orizzontale T associata alla forza verticale N, per cui la risultante è inclinata.

b_{γ}, b_c, b_q = fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata).

g_{γ}, g_c, g_q = fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio).

B = larghezza della fondazione,

B' = larghezza ridotta della fondazione,

γ' = peso di volume efficace del terreno,

q' = sovraccarico permanente di confinamento al livello del piano di posa della fondazione,

c' = coesione.

CONDIZIONE NON DRENATA (BREVE TERMINE)

La formula precedente si riduce a:

$$q_{lim} = C_u N_c s_c d_c + q$$

dove:

N_c = $(2 + \pi)$ fattore di capacità portante;

s_c = fattore di forma, funzione del rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione,

d_c = fattore dipendente dalla profondità del piano di posa, funzione del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e la sua dimensione B,

q = pressione totale permanente di confinamento al livello del piano di posa della fondazione,

C_u = coesione non drenata.

In questo caso specifico la condizione maggiormente gravosa risulta essere quella che in riferimento alle condizioni di permeabilità delle unità litostratigrafiche è definita come condizione di lungo termine.

5. CRITERI DI CALCOLO CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI

La stima dei cedimenti è stata calcolata con riferimento alla seguente formulazione teorica:

- stima del cedimento per terreni incoerenti;
- stima del cedimento per terreni coesivi o comunque stratificati.

In questo caso **particolare** data la stratigrafia presente sono interessati **esclusivamente** terreni di natura incoerente.

Il cedimento su terreni incoerenti può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

s_t = cedimento immediato e di consolidazione primaria (L)

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte dal carico (FL⁻²)

h_i = altezza dello strato i-esimo (L)

n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (H_c)
(-)

E'_i = modulo di Young drenato dello strato i-esimo (FL⁻²)

ν' = rapporto di Poisson = 0.3 (-)

Lo spessore della zona compressibile (H_c) viene stabilito considerando il fatto che a profondità tali per cui l'incremento delle tensioni verticali ($\Delta\sigma_z$) o di quelle medie

$(\frac{\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y}{3})$ risulti inferiore rispettivamente a $(0.1-0.15) \cdot \sigma_{v0}'$ o a $(0.05-0.15) \cdot$

$(\frac{\sigma_{v0}' + 2 \cdot \sigma_{h0}'}{3})$ il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

La definizione del modulo di Young drenato (E') è possibile condurla sulla base dell'interpretazione di indagini in sito (prove penetrometriche statiche, prove SPT).

Il decorso del cedimento nel tempo può essere considerato rapido, praticamente contemporaneo alla costruzione dell'opera. I cedimenti di natura secondaria sono da ritenersi trascurabili.

6. CASALE MONFERRATO: ELABORAZIONI

6.1 Descrizione

L'edificio è costituito da una struttura prefabbricata i cui plinti poggiano su solette (piastre) di calcestruzzo armato da gettarsi in opera.

Nella figure seguenti si riportano:

- la pianta e le sezioni del nuovo edificio

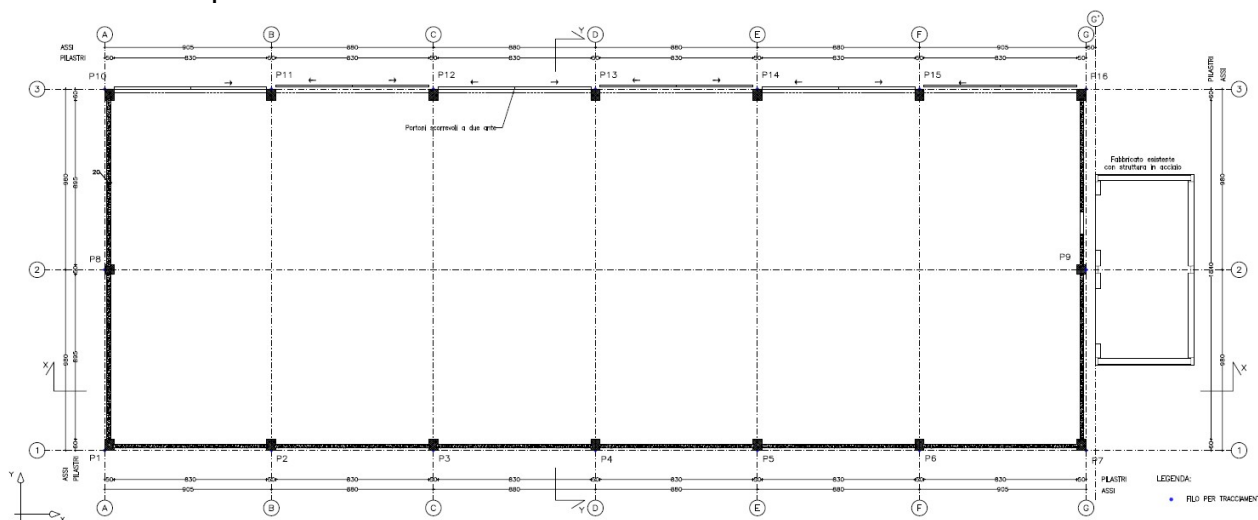


Figura 6.1: Casale Monferrato: pianta fabbricato

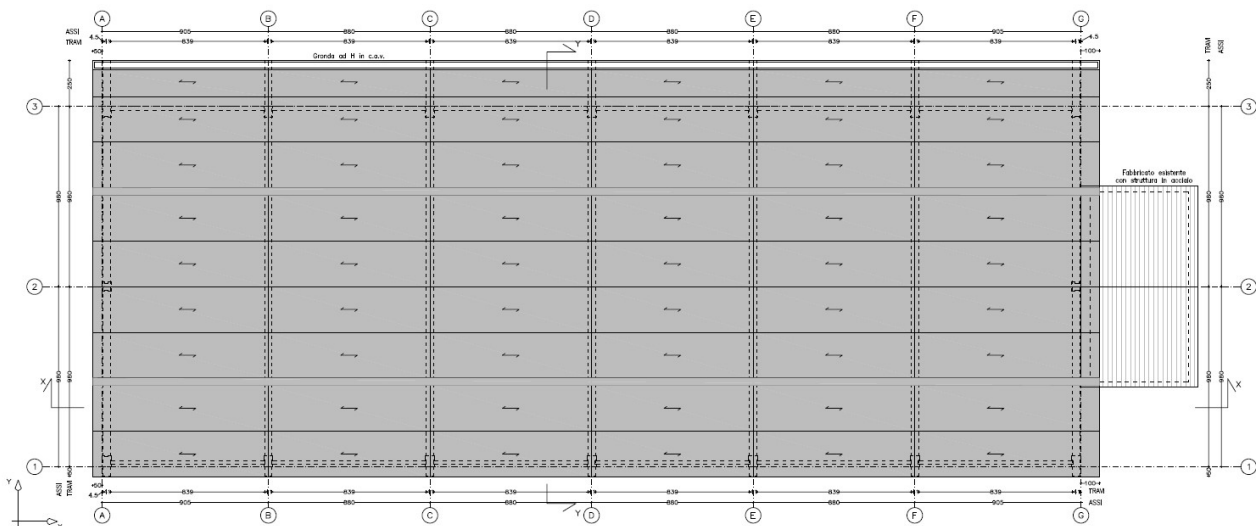


Figura 6.2: Casale Monferrato: pianta copertura

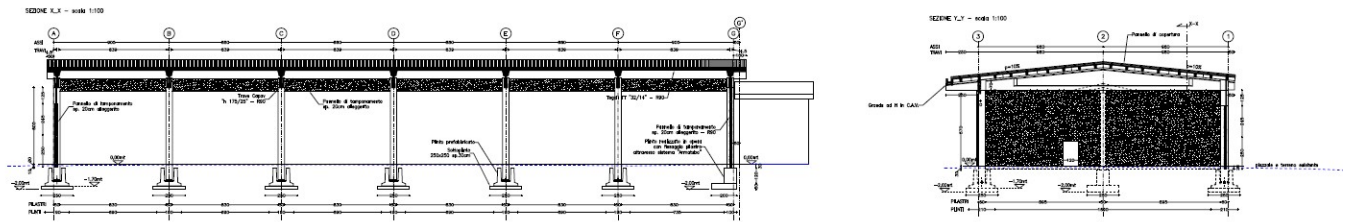


Figura 6.3: Casale Monferrato: sezioni

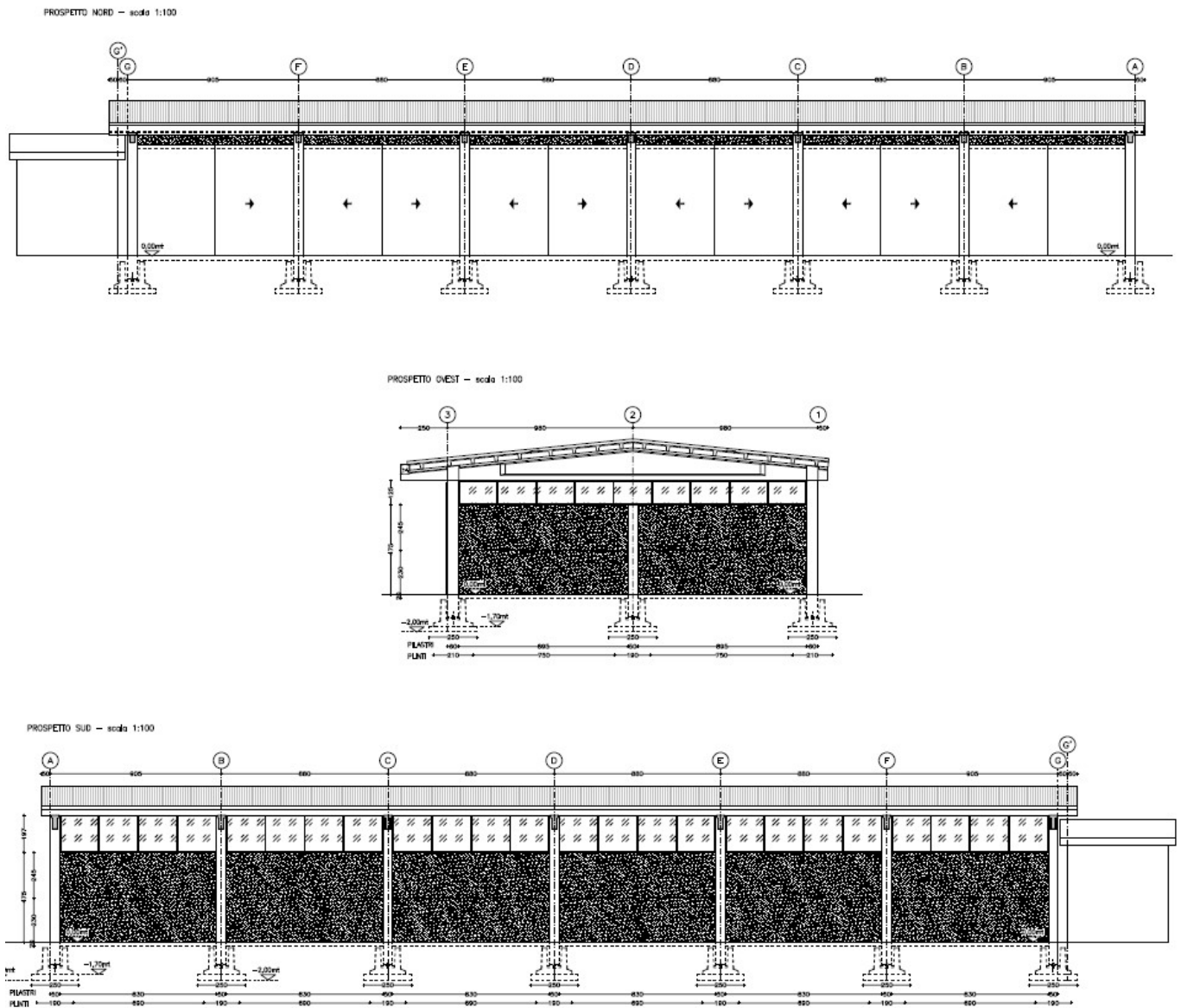


Figura 6.4: Casale Monferrato: prospetti

In forza anche delle buone caratteristiche di portanza dei terreni interessati, si è scelto di realizzare delle **fondazioni dirette** per le nuove strutture in c.a., formate da platee disposte sotto ogni plinto prefabbricato come indicato in Figura 6.5 di lato 2.5m.

PIANTA FONDAZIONI/PLASTRI - scala 1:100

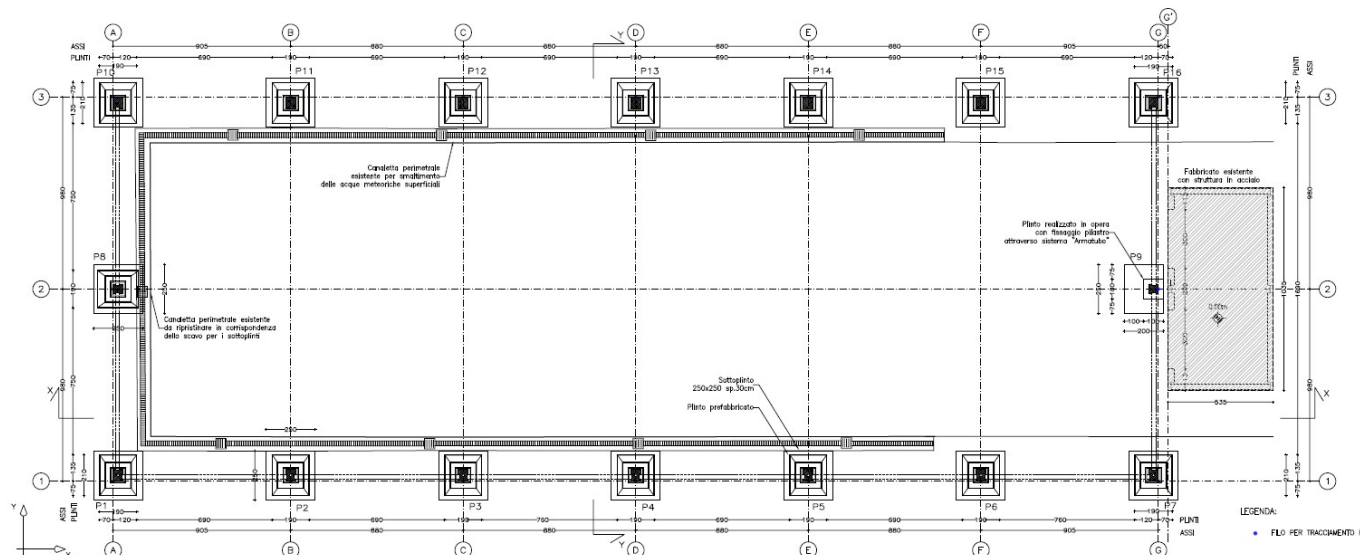


Figura 6.5: Casale Monferrato: planimetria fondazioni

Nella figura seguente si riporta la disposizione altimetrica della fondazioni dei plinti prefabbricati:

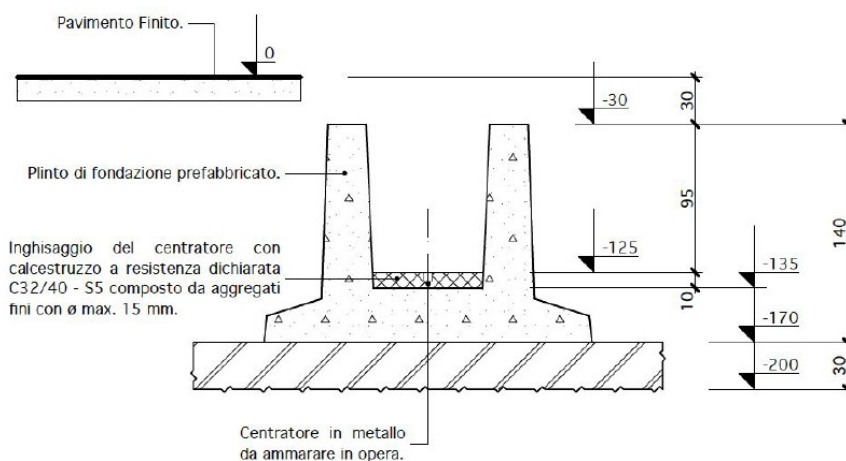


Figura 6.6: Casale Monferrato: disposizione altimetrica dei plinti di fondazione



Si vuole evidenziare in aggiunta a quanto sopra che il terreno naturale in situ presenta caratteristiche geomeccaniche da discrete a buone.

6.2 **Capacità portante**

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” al Par. 6.4.2.1 le fondazioni superficiali sono calcolate agli SLU secondo i seguenti approcci:

APPROCCIO 1

- Combinazione 1: $(A1 + M1 + R1)$;
- Combinazione 2: $(A2 + M2 + R2)$.

APPROCCIO 2

- Combinazione: $(A1 + M1 + R3)$.

I coefficienti parziali sono riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I ($R_i=1, 2, 3$) della stessa Norma.

Per le verifiche agli SLE si fa riferimento al Par. 6.4.2.2 della Norma.

Per quanto riguarda l'**APPROCCIO 1** nelle verifiche agli stati limite per il dimensionamento delle fondazioni (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_r del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Nelle verifiche agli stati limite finalizzate al dimensionamento strutturale (STR) invece si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno e sulla resistenza globale del sistema sono unitari mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate. Nell'uso di questa combinazione le azioni di progetto in

fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Per quanto riguarda l'**APPROCCIO 2** invece si utilizza un'unica combinazione di carico (più penalizzante) sia per il calcolo strutturale di resistenza dell'elemento di fondazione sia per il calcolo geotecnico.

In questo caso particolare il calcolo è stato impostato in Approccio 2.

Nella tabella seguente è riportata la stratigrafia di calcolo ed i parametri geotecnici adottati.

Unità	Prof. [m]	Parametri geotecnici					
		γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	E [MPa]	DESCRIZIONE
A	da 0.00 a 2.00	19	24 ÷ 26	15	100	15	Materiale coesivo
B	Oltre 2.00	20	41 ÷ 45	---	---	40	Ghiaia in matrice sabbiosa

Nelle elaborazioni la falda viene considerata presente a 3.00m di profondità.

Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti parziali previsti dalla Norma.

	$\tan(\phi')$ [$\gamma_{\phi'}$]	c' [γ_c]	C_u [γ_{cu}]	γ [γ_r]
M1	1.00	1.00	1.00	1.00
M2	1.25	1.25	1.40	1.00

Per completezza nelle tabelle seguenti si riportano le stratigrafie di calcolo consideranti rispettivamente i coefficienti parziali M1 ed M2.

stratigrafia M1		Parametri geotecnici					
Unità	Prof. [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	E [MPa]	DESCRIZIONE
A	da 0.00 a 2.00	19	24 ÷ 26	15	100	15	Materiale coesivo



B	Oltre 2.00	20	41 ÷ 45	---	---	40	Ghiaia in matrice sabbiosa
---	------------	----	---------	-----	-----	----	----------------------------

stratigrafia M2		Parametri geotecnici					
Unità	Prof. [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	E [MPa]	DESCRIZIONE
A	da 0.00 a 2.00	19	19 ÷ 21	12	71	15	Materiale coesivo
B	Oltre 2.00	20	35 ÷ 38	---	---	40	Ghiaia in matrice sabbiosa

Data la natura dei terreni il calcolo interessato è stato eseguito in **condizioni drenate** utilizzando la formula trinomia di Terzaghi modificata poi da Brinch-Hansen:

NUOVO EDIFICIO PREFABBRICATO

SLU, SLV

I plinti pesano 57kN ed i sottoplinti 54kN mentre i pannelli sui due plinti centrali pesano 149.5kN

Nella immagine seguente (Figura 6.8) si riportano le reazioni vincolari per la condizione SLU derivanti dalla modellazione strutturale (Figura 6.7) che in questo caso coincidono con quelle SLV.

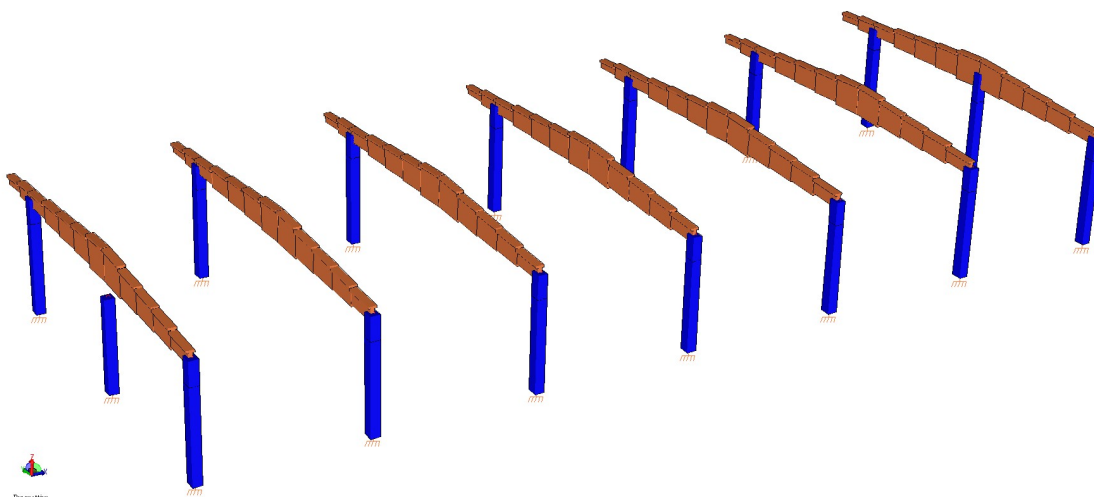
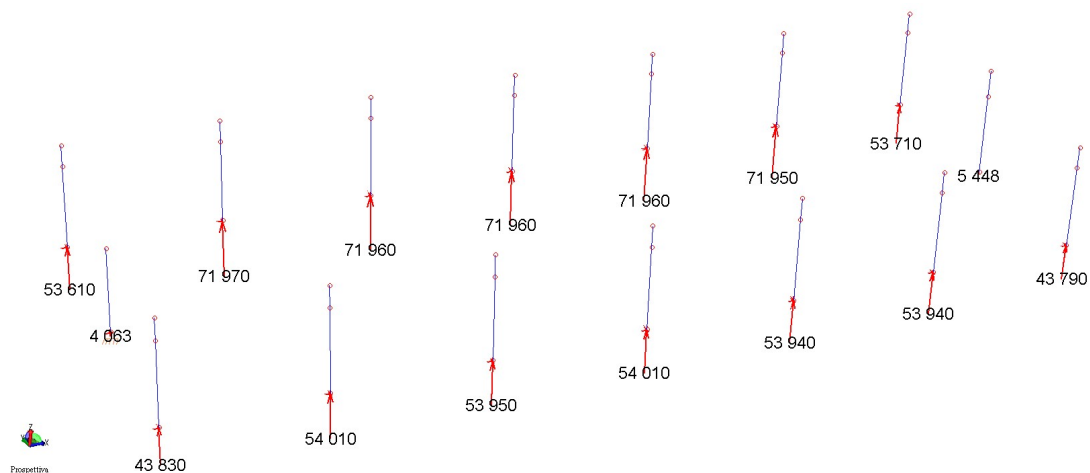
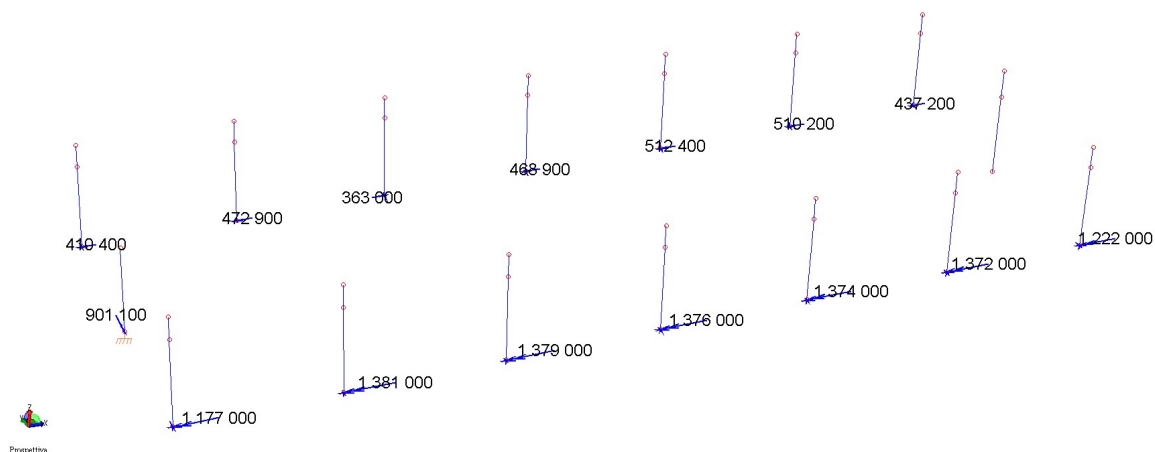


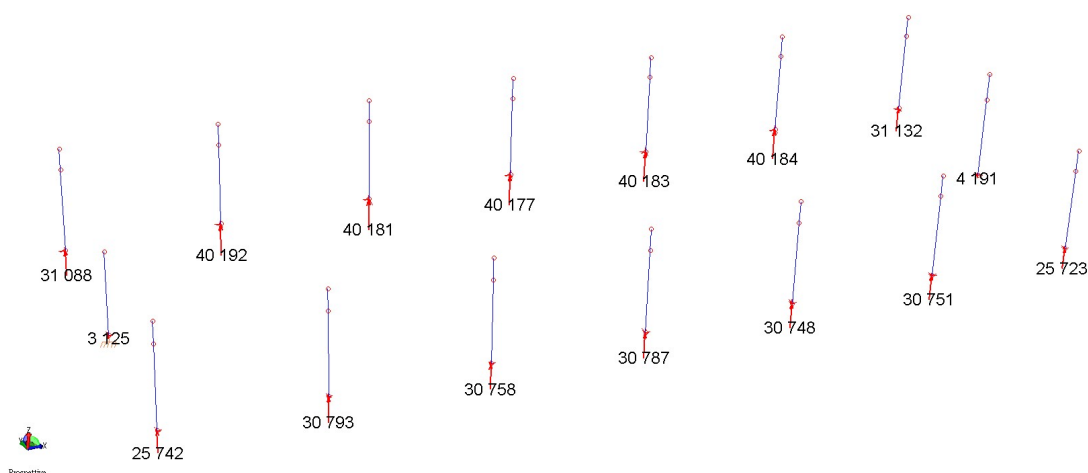
Figura 6.7: Casale Monferrato: modellazione strutturale



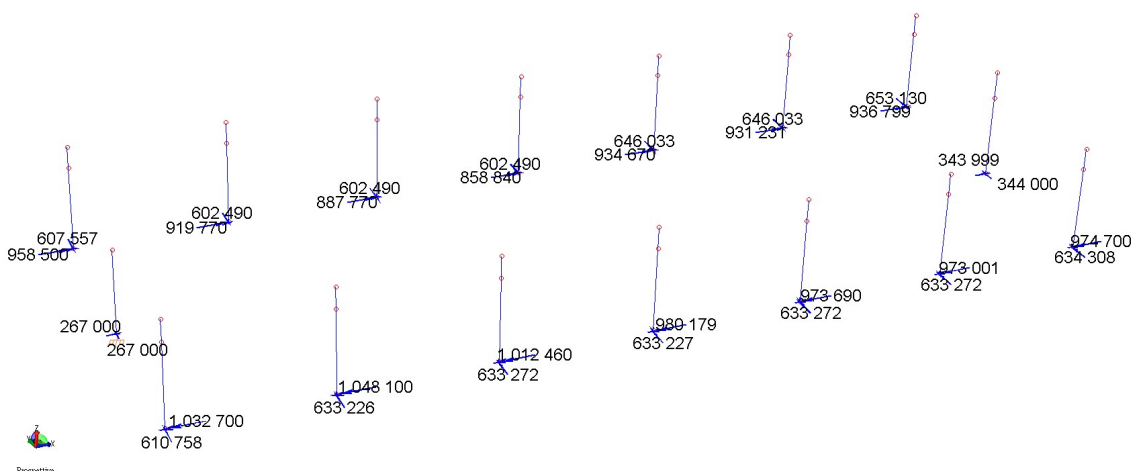
Reazioni sul terreno SLU – involucro statico – forze



Reazioni sul terreno SLU – involucro statico – momenti



Reazioni sul terreno SLV sismico – forze



Reazioni sul terreno SLV sismico – momenti

Figura 6.8: Casale Monferrato: condizione SLU-SLV - reazioni vincolari [daN - daNcm]

Considerando i pesi del plinto, della soletta, dei pannelli agenti sui pilastri centrali e dello stato limite di riferimento (SLU) nella tabella sono riportate le pressioni massime sul terreno calcolate nella relazione di calcolo qui riassunte:

Pilastro P4 – vento +Y

$\sigma_{t \max} = Nt B / (A^*B) \cdot (1+6e / B) =$	0,19 N / mm ²
$\sigma_{t \min} = Nt B / (A^*B) \cdot (1-6e / B) =$	0,02 N / mm ²
$\sigma_{\text{medio}} = (Nt / (A^*B)) =$	0,11 N / mm ²

Pilastro P8 – vento +X

$\sigma_t \max = Nt B / (A^*B) \cdot (1+6e/B) =$	0,11 N/ mm2
$\sigma_t \min = Nt B / (A^*B) \cdot (1-6e/B) =$	0,00 N/ mm2
$\sigma_{\text{medio}} = (Nt / (A^*B)) =$	0,07 N/ mm2

Considerando le medesime, l'affondamento della fondazione, le dimensioni trasversali e longitudinali della fondazione (in questo caso uguali essendo la fondazione quadrata di lato 2.5m) si ottengono i seguenti fattori di capacità portante rispettivamente il primo afferente al primo termine della formula trinomia e il secondo al terzo - relativo all'affondamento:

- forma: 0.60, 1.78;
- approfondimento. 1.00, 1.18;
- incl.carico: 1.00, 1.00;
- incl.base: 1.00, 1.00;

- capac.portante. 56.17, 48.93.

si ottiene un valore di q_{lim} pari a.

$$q_{lim} = 4552 \text{ kPa}$$

e di conseguenza una:

$$q_{lim,d} = 1979 \text{ kPa.}$$

$$N_{Rd} = 1979 > 190$$

$$F.S. = 10.00 > 1$$

6.3 Calcolo dei cedimenti

Di seguito si riportano i valori delle reazioni vincolari derivanti dalla modellazione strutturale:

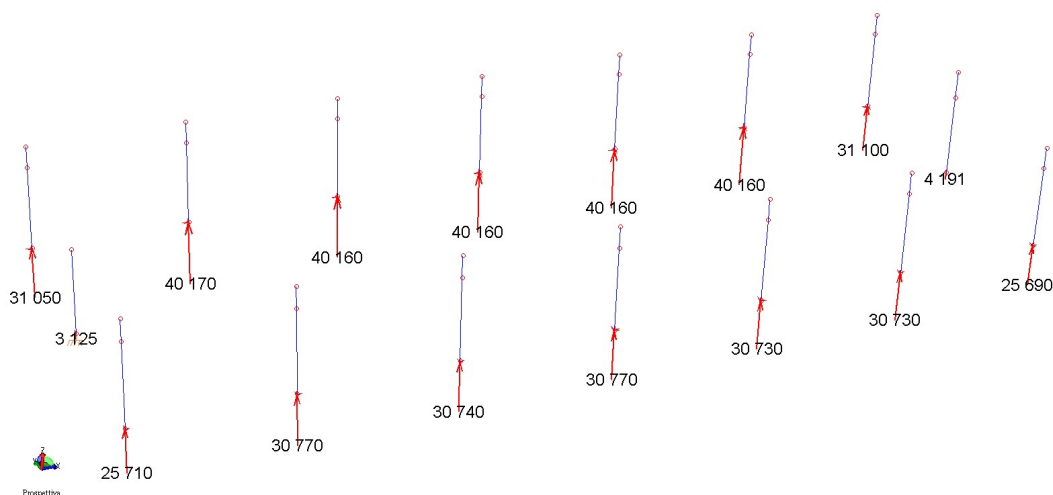


Figura 6.9: Casale Monferrato: Quasi permanenti - reazioni vincolari [daN]

Considerando i pesi del plinto, della soletta, dei pannelli agenti sui pilastri centrali e dello stato limite di riferimento (SLE) nella tabella sono riportate le sollecitazioni di verifica per la condizione considerata per il calcolo dei cedimenti (Quasi Permanenti):

N_{tot}	T_{long}	T_{trasv}	M_{trasv}	M_{long}
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
626	0	0	4	0

da cui con gli usuali metodi della tecnica delle costruzioni si ottengono i seguenti valori di tensioni di contatto:



σ_{max}	σ_{min}
(kPa)	(kPa)
100	100

Ora, considerando che il calcolo dei cedimenti deve essere eseguito sempre nei confronti della pressione netta definita come:

$$q_{netta} = q_{carichi} - \gamma * D$$

dove:

- D: affondamento fondazione

Il valore afferente all'affondamento in questo caso cautelativamente vale 20.0kPa, per i sottopinti di conseguenza si hanno i seguenti valori di pressione netta:

- $q_{netta, sottopinti} = 60kPa$.

In questo caso particolare considerando le caratteristiche geomeccaniche del terreno presente i carichi, si ritiene significativo ai fini ingegneristici la considerazione del cedimento totale quello al termine della consolidazione primaria.

Ricordando che di fatto il controllo dei cedimenti è uno stato limite di esercizio che si riferisce al raggiungimento di valori critici di spostamento e rotazioni assoluti e/o relativi e distorsioni che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

Tale controllo è effettuato utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali.

Si è operato in questo caso specifico e in maniera cautelativa con la metodologia seguente:

1. si sono determinati i cedimenti considerando un valore di pressione pari a quella massima per la condizione di carico SLE;
2. si è considerato l'effettivo affondamento della fondazione;
3. si è considerato nell'elaborazione l'intero sedime occupato dalla fondazione delle unità strutturali;
4. la platea è stata modellata tramite un'unica area di carico;
5. per essa si è calcolato il cedimento in opportuni punti definiti direttrici di calcolo come rappresentato in Figura 6.10.

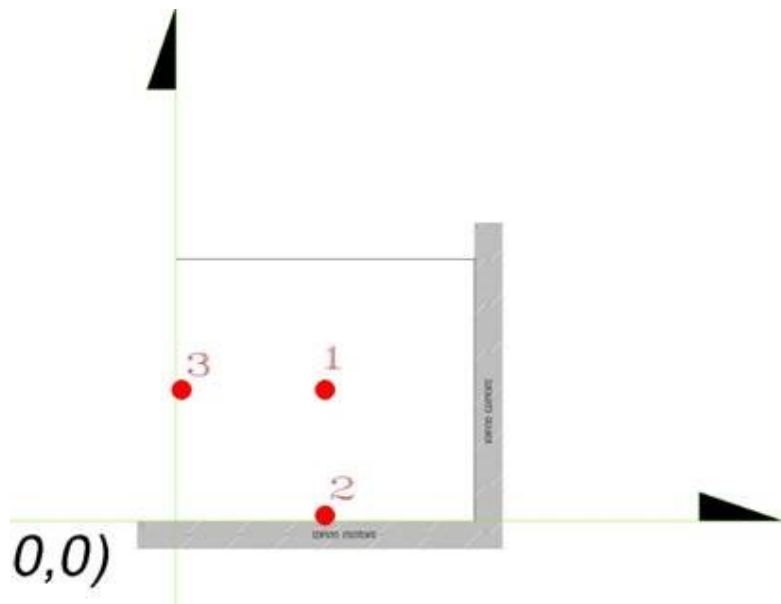


Figura 6.10: Casale Monferrato: discretizzazione plinti di fondazione - indicazione direttrici di calcolo [nota: le direttrici n.2 e 3 si trovano a 10cm dal bordo]

Di seguito si riportano per le direttrici di calcolo considerate i cedimenti totali teorici massimi:

- η_1 = 0.269cm;
- η_2 = 0.161cm;
- η_3 = 0.161cm.

6.3.1 *commento ai risultati ottenuti*

L'obiettivo di definire i valori soglia dei cedimenti, al di sotto dei quali non si hanno danni strutturali, costituisce uno studio particolarmente ambizioso se si pretende di perseguirlo con rigore scientifico, in quanto l'operazione di mettere in relazione i movimenti della fondazione con i danni della struttura passa attraverso la disamina di molteplici e complessi fattori.

Premessa indispensabile ad ogni esame di questo genere risulterebbe pertanto la corretta individuazione dell'organismo strutturale dell'influenza dei tamponamenti interni ed esterni sulla risposta d'insieme, delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, unitamente alla conoscenza delle modalità e dei tempi di esecuzione.

Sembra pertanto quasi obbligato il ricorso a un processo empirico, basato sull'osservazione del comportamento di strutture già realizzate.

In tale ottica si osserva preliminarmente come, nella descrizione della distribuzione dei cedimenti nello spazio, la terminologia impiegata sia alquanto ampia per cui dovendosi operare una scelta si aderisce a quella introdotta da *Burland e Wroth* (1975).

Con riferimento alla figura seguente la rotazione relativa β indica la rotazione subita dalla retta congiungente due punti di riferimento, una volta scorporata la rotazione rigida ω della struttura.

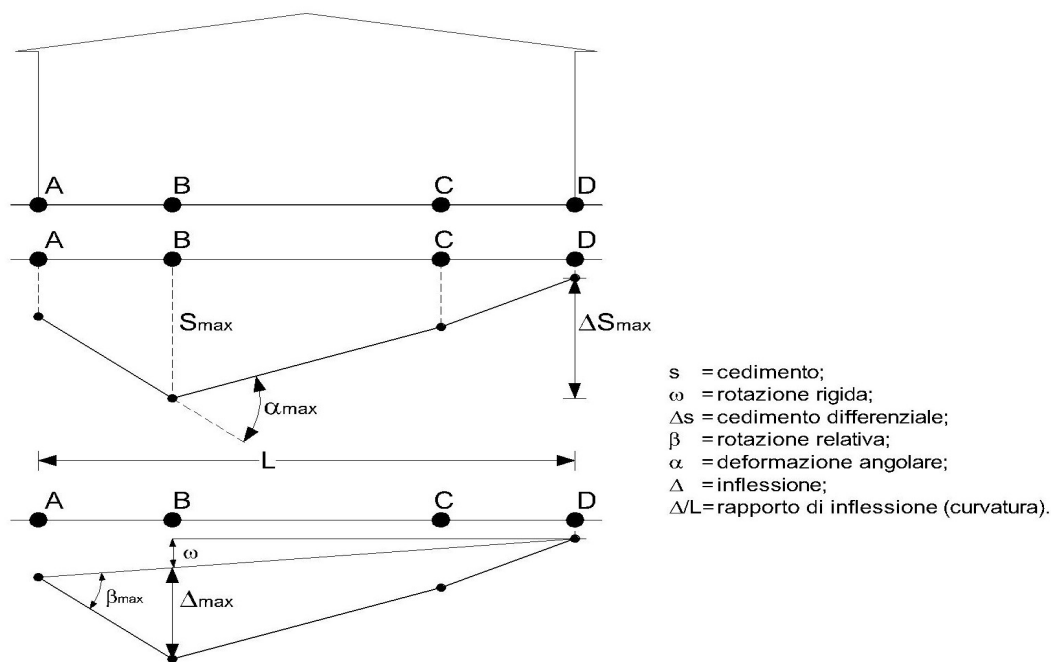


Figura 6.11: Casale Monferrato: schema di definizione distribuzione cedimenti nello spazio

La distorsione angolare è definita dalla seguente espressione:

$$\alpha \equiv \frac{s_B - s_A}{L_{AB}} + \frac{s_B - s_C}{L_{BC}}$$

L'inflessione relativa Δ indica il massimo cedimento riferito alla congiungente due punti di riferimento a distanza L e il rapporto Δ/L è indicato come rapporto di inflessione o curvatura.

Le suddette definizioni si applicano con riferimento a due punti qualsiasi della struttura di fondazione che non necessariamente coincidono con le sue estremità.

Nel tentativo di stabilire dei criteri di accettabilità dei cedimenti differenziali giova ricordare quanto soggettivo sia il concetto di funzionalità di una struttura, essendo



tale concetto legato contestualmente alla funzione dell'opera e alle reazioni dell'utilizzatore.

Inoltre occorre tenere presente che le strutture per quanto all'apparenza simili hanno in realtà una loro storia diversa condizionata da fattori quali la successione dei carichi, le deformazioni viscosi, le fessurazioni e altri ancora che possono minare alle fondamenta ogni tentativo di eccessiva generalizzazione.

I criteri che seguono vanno pertanto accettati come elementi di indirizzo che non costituiscono all'occorrenza analisi di aspetti specifici, potendo questi ultimi condizionare in modo sostanziale il comportamento della struttura in esame.

Facendo riferimento al lavoro di *Skempton e MacDonald* (1956) basato sull'osservazione di 98 edifici, i valori limite della rotazione relativa β dovrebbero essere dell'ordine di 1/500 (1/500 è il valore raccomandato dagli Autori anche se il valore osservato è pari a 1/300) per evitare la fessurazione delle strutture di tamponamento e dell'ordine di 1/150 per evitare danno alle strutture portanti in calcestruzzo armato.

Polsi e Tokar (1957) riportando dati che si riferiscono a esperienze nell'Europa orientale attribuiscono alle suddette soglie i valori di 1/500 e 1/200 e conclusioni simili sono state raggiunte da *Meyerhof* (1956).

Nel caso di muri portanti non armati il parametro più significativo è rappresentato dal rapporto di inflessione e sulla scorta dei dati raccolti da *Burland e Wroth* (1975) i valori limiti risultano pari a:

$$\frac{\Delta}{L} = 2 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 1.$$
$$\frac{\Delta}{L} = 4 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 5.$$

Avendo indicato con H l'altezza della parete.

Definiti i valori di soglia, si pone il problema della previsione dei cedimenti differenziali. Benchè sia relativamente attendibile la previsione del cedimento totale di una struttura, altrettanto non può dirsi dei cedimenti differenziali, giacchè questi ultimi dipendono a parità di altri fattori quali l'effettiva rigidità della struttura dalla intrinseca variabilità spaziale delle caratteristiche del terreno. Alla luce di tali con-

siderazioni, la strada più efficace per pervenire a previsioni attendibili è quella di correlare i cedimenti differenziali al cedimento massimo osservato.

In particolare si riportano le seguenti correlazioni empiriche (*Grant et al.* 1974):

fondazione su sabbie

$$s_{\max} = 15000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 18000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

fondazione su argille

$$s_{\max} = 30000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 35000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

In aggiunta a tali indicazioni si ricorda che *Terzaghi e Peck* (1948) osservano che nel caso di fondazioni su sabbie il cedimento differenziale può stimarsi pari al 75% del cedimento massimo e raccomandano per quest'ultimo un valore limite pari a 25 mm.

Skempton e MacDonald (1956) giungono alla conclusione che, nel caso di strutture ordinarie il cedimento differenziale limite per fondazioni su sabbie è di 25 mm e il massimo cedimento tollerabile è dell'ordine di 40 mm per fondazioni isolate e di 40 - 65 mm per platee.

Nel caso di fondazioni su argille il valore del cedimento differenziale sale a 40 mm e i valori del cedimento massimo diventano pari a 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di 65 – 100 mm nel caso di platee.

I dati raccolti da *Bjerrum* (1963) testimoniano infine che non sono stati osservati danni su edifici fondati su platee che interagendo con terreni argillosi hanno subito cedimenti totali inferiori a 250 mm e cedimenti differenziali inferiori a 125 mm. Sono stati invece registrati danni nel caso di fondazioni isolate su argille per cedimenti differenziali in eccesso a 50 mm e cedimenti totali superiori a 150 mm.



Nel caso specifico del progetto in esame con le dimensioni considerate e i carichi agenti il valore dei cedimenti teorici massimi rientrano perfettamente nel range di accettabilità per la tipologia di fondazione utilizzata.

Infatti i cedimenti teorici calcolati sono tutti compresi entro il centimetro quindi ampiamente sopportabili in fase di esercizio da parte della struttura.

Considerando il valore massimo della rotazione relativa β tra le direttrici n.1 e n.3 (considerando che sia la direttrice n.2 che quella n.3 sono poste a 10cm dal bordo del sottopinto) si ha:

$$(\beta_{\max})_{1-3} = 0.0009.$$

Tale valore è inferiore al valore (1/500) quindi perfettamente nel range di accettabilità delle strutture.