

COSTA BIOENERGIE S.r.l.


via Maestri del Lavoro, 50

Chioggia (VE)

**DEPOSITO DI STOCCAGGIO GAS DI PETROLIO
LIQUEFATTI G.P.L. DELLA CAPACITA' DI 9000 m³**

PROGETTAZIONE PRELIMINARE:

***Valutazione comparativa delle fondazioni e delle opere
di sostegno delle terre***

					
	24/07/14	EMISSIONE	TOMESANI	TOMESANI	TOMESANI
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
DETTAGLIO REVISIONI					

IN.TECH. S.r.l. - Fidenza (PR) – P.zza Matteotti, 9

N.R.I. PR-2000-25949 – N° REA PR 213623

Uff.: Salsomaggiore T. (PR), v. le Matteotti n° 3/A - Tel. e FAX: 0524-581032 - C.F. e P. I.V.A.: 02136750342

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	4
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	5
3.1	INQUADRAMENTO DA CPTU	5
3.2	INQUADRAMENTO DA DMT.....	10
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	13
5	ALTERNATIVE PROGETTUALI	16
5.1	PROPOSTA N.1: FONDAZIONI DIRETTE.....	16
5.2	PROPOSTA N.2: FONDAZIONI PROFONDE	18
6	ANALISI DEI CARICHI.....	20
6.1	CARICHI DELLA SOLUZIONE N. 1, FONDAZIONI DIRETTE	20
6.2	CARICHI DELLA SOLUZIONE N. 2, FONDAZIONI PROFONDE	21
7	CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI DIRETTE.....	23
7.1	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI CON PARAMETRI GEOTECNICI DERIVATI DA CPTU	24
7.2	PROGRAMMA DI CALCOLO SETPLUS	29
7.3	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI CON PARAMETRI GEOTECNICI DERIVATI DA DMT	30
8	FONDAZIONI PROFONDE - PALIFICATA.....	33
9	STIMA COMPARATA DEI COSTI	35
9.1	PROPOSTA N.1: FONDAZIONI DIRETTE.....	35
9.2	PROPOSTA N.2: FONDAZIONI PROFONDE	36
10	CONCLUSIONI	38

APPENDICI:

Appendice A (su CD): risultati dell'elaborazione delle prove CPTU e DMT con il programma CPeT-IT.

1 PREMESSA

Nella presente relazione, redatta su incarico di COSTA BIOENERGIE S.r.l., vengono prese in esame le implicazioni progettuali connesse alla realizzazione, nel comune di Chioggia (VE), di un deposito per lo stoccaggio di gas di petrolio liquefatti della capacità di circa 9000 m³.

La problematica principale risiede dai cedimenti differiti indotti dai sovraccarichi verticali, elevati ed estesi planimetricamente, derivanti dai serbatoi e dal terreno che li ricoprirà in esercizio.

Dopo aver valutato l'entità dei cedimenti ed, approssimativamente, il loro decorso nel tempo sono state prese in esame due possibili alternative:

1. il pre-carico dell'area interessata dai serbatoi;
2. la realizzazione di fondazioni profonde (palificata) sotto l'area di impronta dei serbatoi.

Nel primo caso l'intervento consiste nel disporre un carico equivalente o leggermente superiore a quello massimo di esercizio in modo da far avvenire i cedimenti prima della realizzazione dei serbatoi e, grazie ad eventuali dreni che favoriscano la dissipazione delle pressioni interstiziali, in tempi contenuti (alcuni mesi).

Nel secondo caso è prevista la realizzazione di un solettone di fondazione in c.a. su pali in grado di sostenere interamente i carichi di progetto con cedimenti minimi.

Le soluzioni prospettate, entrambe fattibili dal punto di vista tecnico, sono state poi confrontate sotto il profilo dei costi, ottenendo utili indicazioni sulla scelta definitiva del sistema fondale.

Si sottolinea in proposito che le stime vanno intese in senso comparativo e non assoluto in quanto, allo stato attuale, sono state omessi i costi di alcune opere che sarà possibile definire solo nelle fasi di approfondimento successive.

Tra le ulteriori possibilità, che per ora non sono state valutate ma che meritano attenzione nelle fasi successive in quanto in grado di consentire una contrazione dei costi, segnaliamo:

- una diversa configurazione dei muri perimetrali di contenimento che, distanziati dai serbatoi, potrebbero consentire la realizzazione di strutture più basse ed economiche nonché una più agevole sistemazione del terreno di riempimento;
- la realizzazione del riempimento con materiali granulari leggeri (argilla espansa) che consentirebbe di ridurre i carichi permanenti e di conseguenza, i cedimenti differiti.

Si segnala, infine, l'opportunità di eseguire quanto prima indagini geotecniche integrative che possano confermare l'attendibilità dei dati assunti nei calcoli e fornire ulteriori informazioni che dalla campagna esistente non è stato possibile ricavare.

2 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per lo sviluppo dell'incarico, sono state fornite dal Committente le risultanze di due distinte campagne di indagini geologiche, effettuate in diversi periodi, nonché la scheda tipologica di riepilogo dei dati tecnici dei serbatoi di cui si prevede l'installazione, fornita dal produttore degli stessi. In dettaglio la documentazione di base è costituita da:

- Fascicolo "*Indagine geologica mediante esecuzione di una prova penetrometrica statica*" redatto nell'aprile 2009 dal dott. Paolo Zangheri.
- Rapporto di indagine n. 01112 del 16 marzo 2011 (2012) , redatto dalla Sacchetto Perforazioni Geotecnica S.r.l, strutturato su tre distinti documenti, riportanti rispettivamente:
 - Prove CPT/CPTU, grafici di prova e tabelle dati;
 - Riassunto prove di laboratorio sui campioni prelevati;
 - Prove SPLT, grafici di prova, tabelle dati ed elaborazioni.
- Tanko S.p.A., foglio dati serbatoi GPL.

Per i dimensionamenti e per le prescrizioni costruttive, si è tenuto conto delle raccomandazioni contenute nel documento "*Guide for the design, construction and use of monodirectional horizontal cylindrical steel vessels for pressurized storage of LPG at ambient temperatures*", redatto da EEMUA (*The Engineering Equipment and Material User's Association*), in edizione 2005.

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico ci si avvale dei risultati della campagna geognostica, di cui si è detto nel capitolo precedente, relativa all'area interessata dal progetto di ampliamento della banchina portuale, ubicata quindi all'estremità ovest della zona su cui è prevista la realizzazione dei serbatoi in questione. Tra le prove effettuate, quelle utili ai fini del problema in esame, sono le seguenti:

- n. 4 prove CPTU spinte ad una profondità di 30.0 m da p.c. ;
- n. 1 prova DMT spinta a 30.0 m da p.c. .

I dati delle prove CPTU e DMT, elaborati con il programma CPeT-IT, hanno fornito i risultati riportati in appendice (Appendice A).

3.1 Inquadramento da CPTU

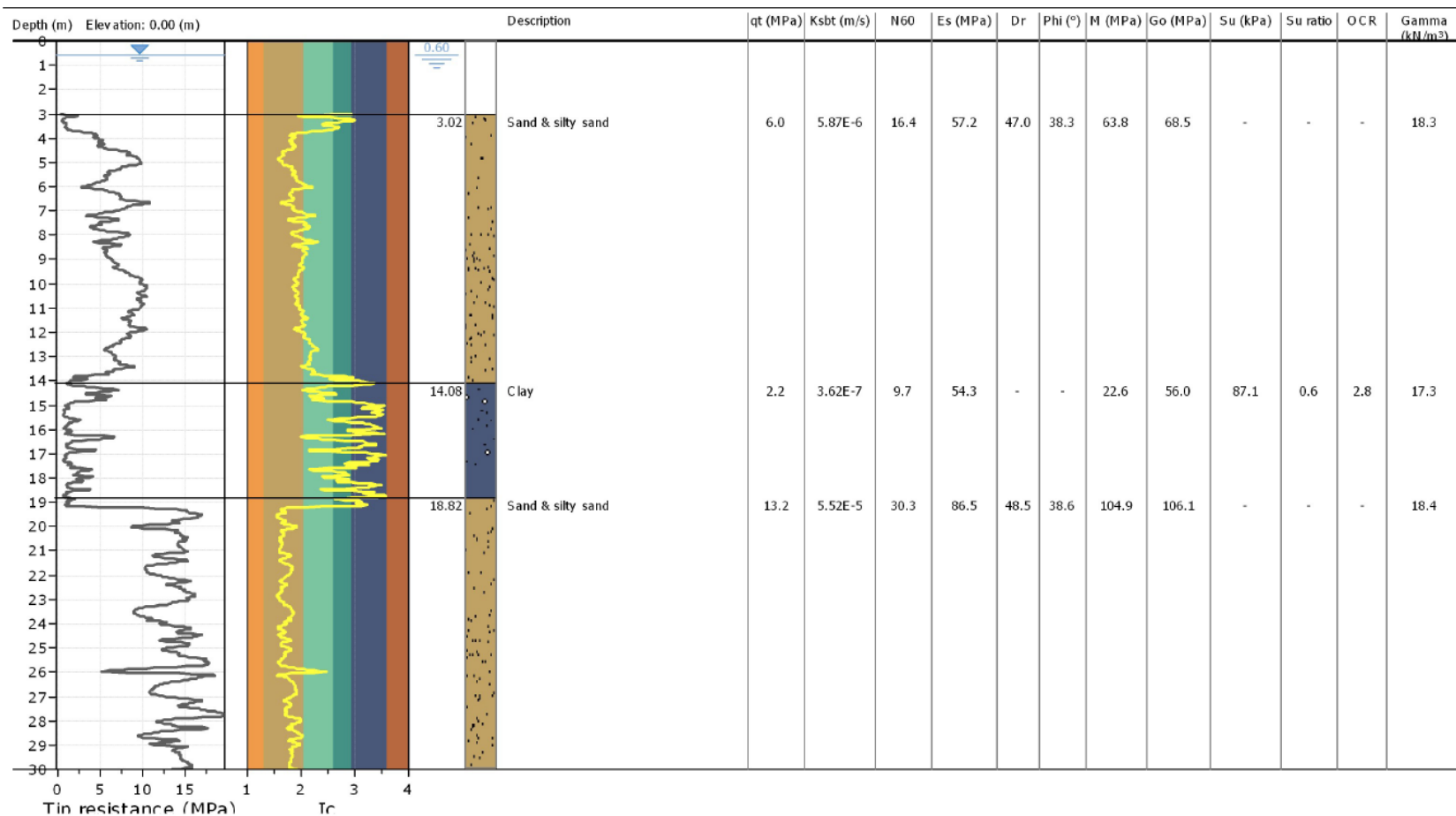
Di seguito si riportano le stratigrafie ed i parametri geotecnici medi ricavati dalle indagini:

Ing. Luca Tomesani
IN.TECH srl
via F.Orsoni, 34 - 40135 Bologna (BO)
tel 051711033 - luca.tomesani@inglt.it

Project: SOCOGAS spa - Serbatoi gpl
Location: Chioggia (VE)

CPT: CPT-01

Total depth: 30.00 m, Date: 20/06/2014
Surface Elevation: 0.00 m
Coords: X:0.00, Y:0.00
Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown



Ing. Luca Tomesani

IN.TECH srl

via F.Orsoni, 34 - 40135 Bologna (BO)

tel 051711033 - luca.tomesani@inglt.it

Project: SOCOGAS spa - Serbatoi gpl

Location: Chioggia (VE)

CPT: CPT-02

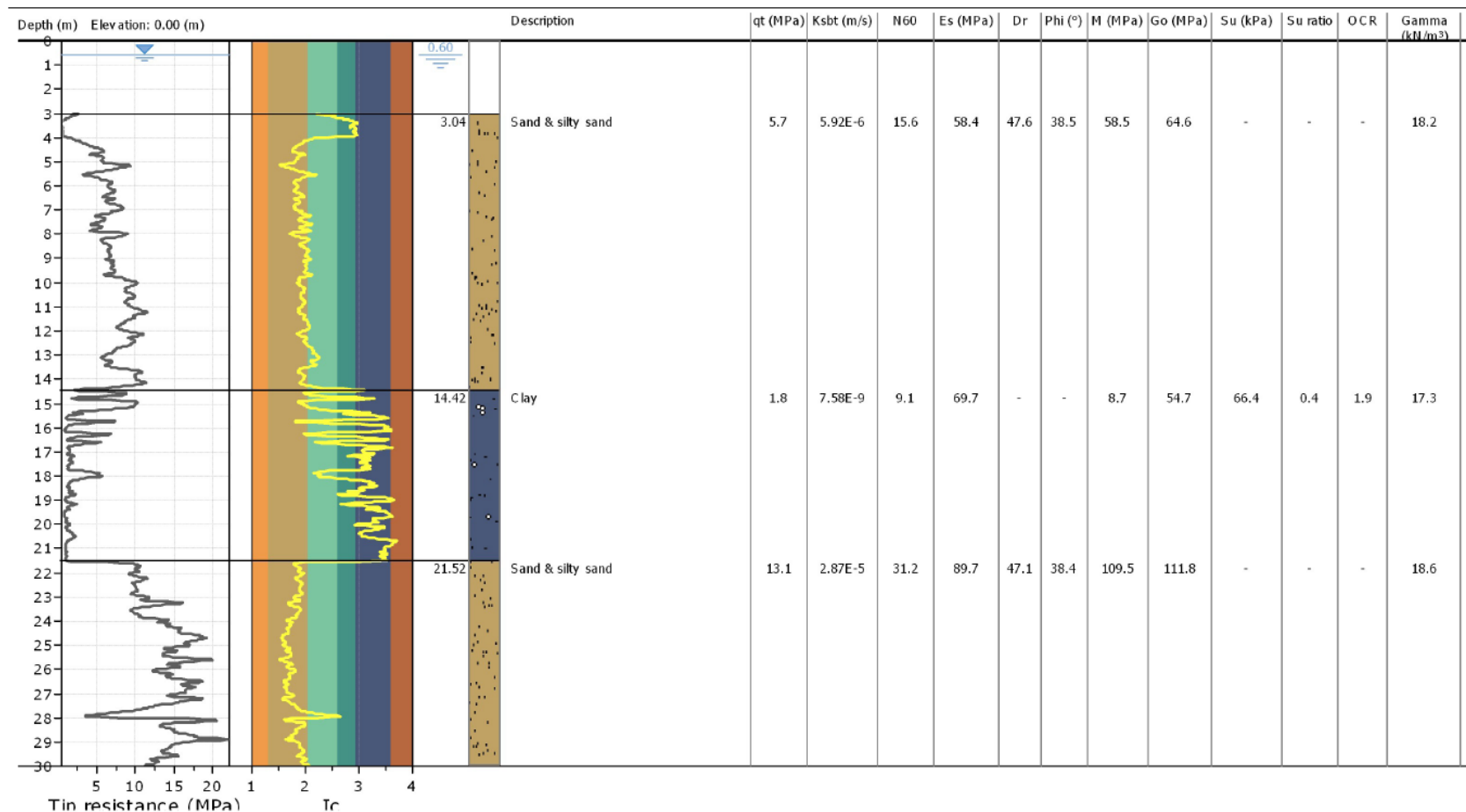
Total depth: 30.00 m, Date: 02/07/2014

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: X:0.00, Y:0.00

Cone Type: Unknown

Cone Operator: Unknown



CPeT-IT v.1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 22/07/2014, 11.24.05
Project file: C:\IN_TECH\GAS\GEOTECNICA\SOCOGAS CPTU T01.cpt

1

Ing. Luca Tomesani

IN.TECH srl

via F.Orsoni, 34 - 40135 Bologna (BO)

tel 051711033 - luca.tomesani@inglt.it

Project: SOCOGAS spa - Serbatoi gpl

Location: Chioggia (VE)

CPT: CPT-03

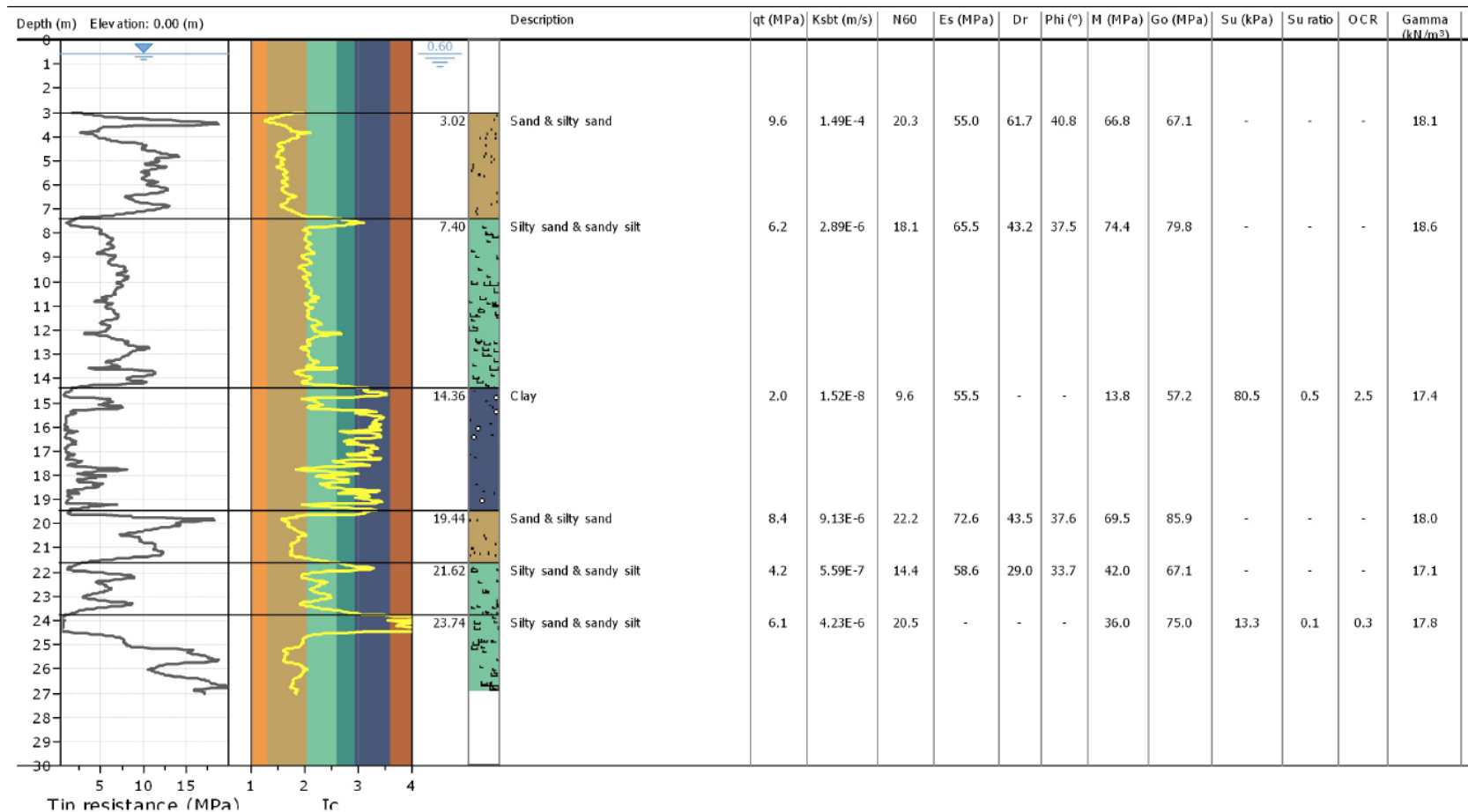
Total depth: 27.00 m, Date: 02/07/2014

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: X:0.00, Y:0.00

Cone Type: Unknown

Cone Operator: Unknown



CPeT-IT v.1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 22/07/2014, 11.28.54

Project file: C:\IN_TECH\GAS\GEOTECNICA\SOCOGAS CPTU T01.cpt

1

Ing. Luca Tomesani

IN.TECH srl

via F.Orsoni, 34 - 40135 Bologna (BO)

tel 051711033 - luca.tomesani@inglt.it

Project: SOCOGAS spa - Serbatol gpl

Location: Chioggia (VE)

CPT: CPT-04

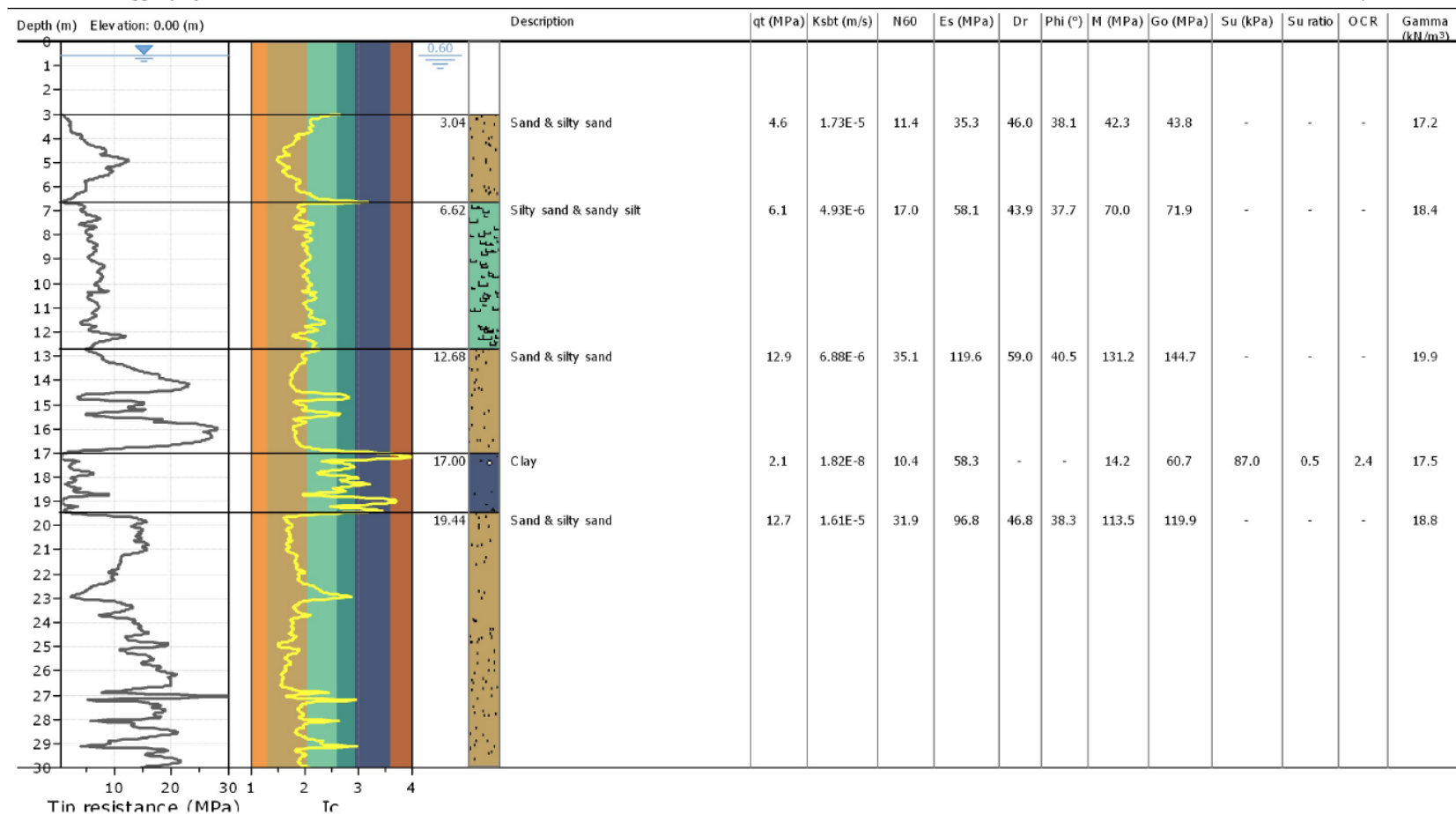
Total depth: 30.00 m, Date: 08/07/2014

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: X:0.00, Y:0.00

Cone Type: Unknown

Cone Operator: Unknown



CPeT-IT v.1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 22/07/2014, 11.30.37
Project file: C:\IN_TECH\GAS\GEOTECNICA\SOCOGAS CPTU T01.cpt

1

Dall'esame delle schematizzazioni precedenti si ricava che il sottosuolo è rappresentabile con la seguente sequenza stratigrafica:

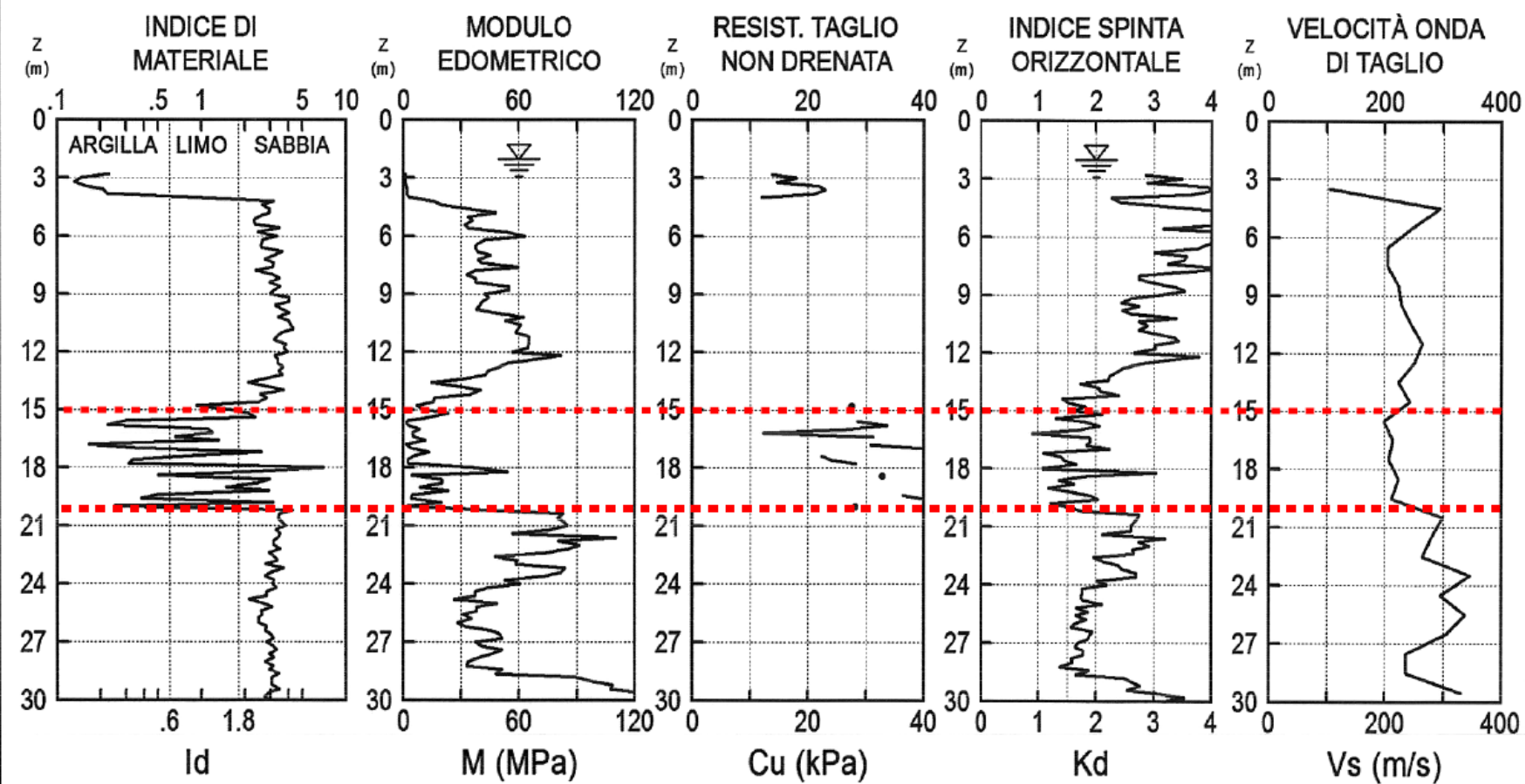
- Unità 01 : da p.c. a -14.0 m circa; costituita da sabbie limose e limi sabbiosi mediamente addensate, a media permeabilità. I parametri deformativi sono medi;
- Unità 02 : da -14.0 m a -20.0 m circa; costituita da argille e argille limose con straterelli a matrice sabbiosa, debolmente OC e talora NC. La permeabilità è bassa ed i parametri deformativi sono modesti;
- Unità 03 : da -20.0 m alla massima profondità indagata; costituita da sabbie limose e limi sabbiosi mediamente addensate, a buona permeabilità. I parametri deformativi sono elevati.

3.2 Inquadramento da DMT

Dai dati della prova DMT si può desumere la seguente stratigrafia media ed i parametri correlati:

S.P.G. Srl

NUOVA CO.ED.MAR. SRL
CHIOGGIA (VE) - VAL DA RIO

PROVA
SDMT1
28 FEB 2012


Anche da questa prova si ha la conferma dalla sequenza stratigrafica descritta in precedenza:

- Unità 01 : da p.c. a -15.0 m circa; costituita da sabbie limose e limi sabbiosi mediamente addensate, a media permeabilità. I parametri deformativi medi sono compatibili con quelli delle CPTU, anche se leggermente inferiori;
- Unità 02 : da -15.0 m a -20.0 m circa; costituita da argille e argille limose con straterelli a matrice sabbiosa, mediamente poco consolidate e talora NC. La permeabilità è bassa ed i parametri deformativi sono modesti ed inferiori a quelli ricavati da prova CPTU;
- Unità 03 : da -20.0 m alla massima profondità indagata; costituita da sabbie limose e limi sabbiosi mediamente addensate, a buona permeabilità. I parametri deformativi sono elevati anche se sempre inferiori a quelli di prova CPTU.

In sintesi, la prova DMT ha confermato la scarsa consistenza dell'Unità 02 (argillosa) con zone che, a differenza di quanto ricavato dalle CPTU, appaiono anche sottoconsolidate (vedi tabulato completo in Appendice A). Di questo aspetto si terrà conto nel calcolo per verificarne l'influenza sull'entità complessiva dei cedimenti.

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto del deposito di idrocarburi in esame, prevede la costruzione di una unità di stoccaggio per gas di petrolio liquefatti (G.P.L.) avente una capacità complessiva pari a 9.000 m^3 .

Il comparto destinato al contenimento dei gas liquefatti risulta composto da tre serbatoi cilindrici in acciaio a giacitura orizzontale, opportunamente rinterrati con idonei materiali da rilevato e aventi ciascuno le seguenti dimensioni (Fig. 4.1):

- diametro netto interno di 8.00 m;
- lunghezza totale, compresi i fondi emisferici, di 62.38 m circa;
- capacità geometrica pari a 3.000 m^3 .

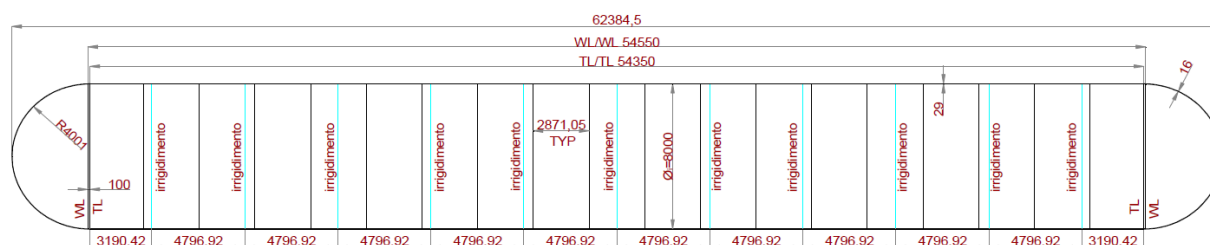


Fig. 4.1 Schema strutturale del singolo serbatoio.

I serbatoi sono posizionati parallelamente tra loro, ad interassi di 9.10 m circa, in modo da ottenere franchi minimi tali da permetterne il successivo rinterro mentre, in direzione longitudinale, presentano una minima pendenza (pari allo 0,20%) allo scopo di facilitare lo scarico dei fluidi contenuti dall'estremità depressa.

Il piano di posa dei serbatoi è realizzato in sabbia (materiale del gruppo A₃ della classifica CNR-UNI 10006/63), opportunamente sagomata e compattata per strati in modo da ottenere valori di addensamento pari ad almeno il 95% della densità secca di laboratorio ottenuta da una prova AASHTO modificata, con spessore minimo alla base di almeno 1,00 m. Le scarpate laterali del letto di posa dovranno avere una pendenza finale di 30°, mentre in sede di posa e collaudo del serbatoio è prevista la configurazione delle scarpate secondo un angolo di 45°, da completare dopo l'esecuzione dei collaudi.

Il rinterro definitivo è previsto con materiale idoneo ($I_g=0$ della classifica CNR-UNI 10006/63), compattato al 90% della densità secca AASHTO modificata, considerando ricoprimenti minimi superiori di almeno 0.50 m, e con scarpate di pendenza compresa tra 30° e 34° (2/3). L'altezza

totale del ritombamento, considerando il piano di posa dei serbatoi ad una quota prossima al piano di campagna, risulta pari a 8.90 m circa (Figg. 4.2 e 4.3).

Per ridurre l'ingombro delle scarpate del rinterro, il progetto preliminare prevede la realizzazione di muri di sostegno in cemento armato, il cui filo interno è posizionato a distanze pari ad almeno 1,00 m dalle pareti dei serbatoi.

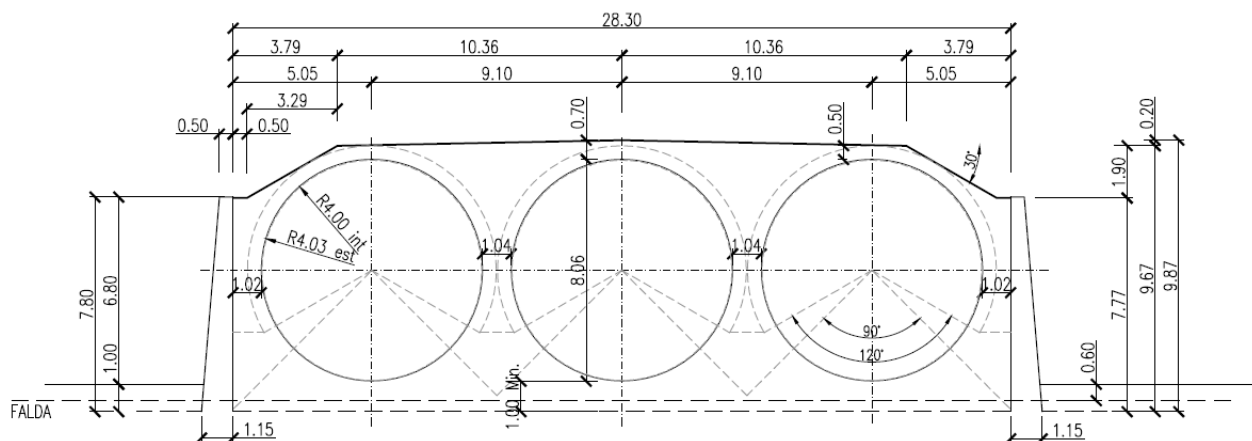


Fig. 4.2 Sezione trasversale tipo elevazioni.

Tali muri sono previsti lungo tutto il perimetro dell'unità di stoccaggio e presentano un'altezza massima pari a 7.80 m dallo spiccatto di fondazione, previsto a quota -1.00 m dal piano di campagna. In funzione delle esigenze operative e di esercizio, e dell'impiantistica accessoria ai serbatoi, i muri potranno essere allontanati dalle pareti in acciaio, aumentando le aree occupate, ma riducendo le altezze del manufatto in cemento armato.

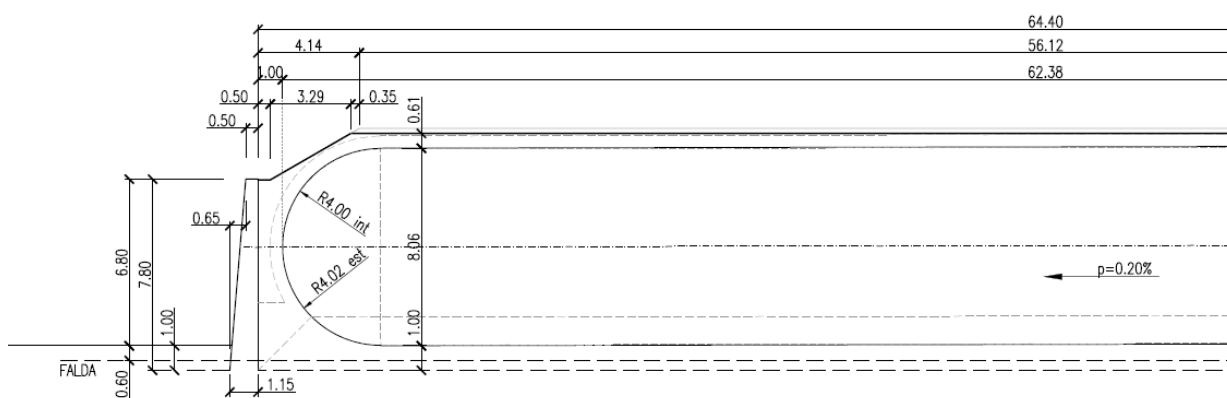


Fig. 4.3 Sezione longitudinale tipo elevazioni.

Sulla base delle ipotesi di dimensionamento della struttura, l'area netta di ingombro delle elevazioni, misurata tra i fili interni delle opere di sostegno, risulta avere dimensioni pari a 28.30 m in larghezza e 64.40 m in lunghezza.

In considerazione degli esigui spazi a disposizione all'interno del contenitore in c.a., sarà necessario studiare con attenzione le fasi esecutive delle varie opere al fine di garantire la presenza degli spazi minimi necessari, con opportuni franchi, alle macchine operatrici.

Queste verifiche saranno effettuate nelle successive fasi di approfondimento.

5 ALTERNATIVE PROGETTUALI

Per individuare la migliore struttura fondale, tra quelle possibili, per i serbatoi di stoccaggio, sono state sviluppate due soluzioni alternative delle quali, in seguito, si è effettuato un confronto di tipo tecnico-economico:

- la prima soluzione, già utilizzata in casi analoghi, prevede la realizzazione di fondazioni dirette e quindi il semplice appoggio dei serbatoi sul terreno compattato ed adeguatamente profilato. In questo caso, al fine di prevenire i cedimenti del terreno indotti dai serbatoi, è necessario realizzare un rilevato di precarico di peso equivalente o maggiore a quello della struttura in esercizio, per accelerare la dissipazione delle pressioni interstiziali indotte dai carichi negli strati coesivi (Unità 02). Il precarico, esaurita la sua funzione, viene rimosso.
- la proposta alternativa, più tradizionale, prevede invece la realizzazione una soletta di fondazione in calcestruzzo armato, attestata su pali trivellati di grande diametro (fondazioni profonde) aventi profondità tale da raggiungere gli strati più compatti (Unità 03) su cui impostare poi la costruzione dei letti di posa dei serbatoi.

Ai fini comparativi, in entrambe le proposte, sono previsti i muri di contenimento del terrapieno, aventi la medesima altezza e conformazione, mentre si è ipotizzata la falda alla quota di -0.60 m.

5.1 *Proposta n.1: fondazioni dirette*

La prima proposta prevede la realizzazione dei piani di posa dei serbatoi metallici sul terreno in posto opportunamente pre-consolidato e bonificato. Il rilevato di preconsolidamento viene realizzato a partire dalla quota di sbancamento preliminare, ipotizzata a -0.40 m dal p.c., che rappresenta anche il piano di posa dei drenaggi a nastro.

Lo strato di base del rilevato di pre-carico è costituito da un materasso drenante di spessore pari ad 1.00 m, realizzato con materiale arido selezionato, avente funzione di facilitare il deflusso delle acque di risalita.

La seconda unità costitutiva del rilevato è rappresentata da uno strato di spessore pari a 2.00 m realizzato con i materiali che verranno in fase finale utilizzati per il rinterro del serbatoio e quindi sabbie tipo A₃ (o equivalenti con $I_g=0$).

In sommità e per uno spessore pari a 3.50 m, il rilevato viene realizzato con materiali provenienti da cave di prestito, non particolarmente pregiati (A₂₋₆ o A₂₋₇), che al termine delle operazioni verranno restituiti a discarica.

Al termine della messa in opera degli strati descritti, il rilevato di pre-carico avrà raggiunto uno spessore di 6.50 m (Fig. 5.1.1), ovvero una quota di 6.10 m rispetto al piano di campagna ed un peso globale equivalente, con una certa approssimazione, al carico permanente trasmesso dalla struttura in configurazione finale, dato dalla somma del peso dei serbatoi, peso del rinterro, peso delle opere di sostegno in cemento armato comprensive di fondazioni.

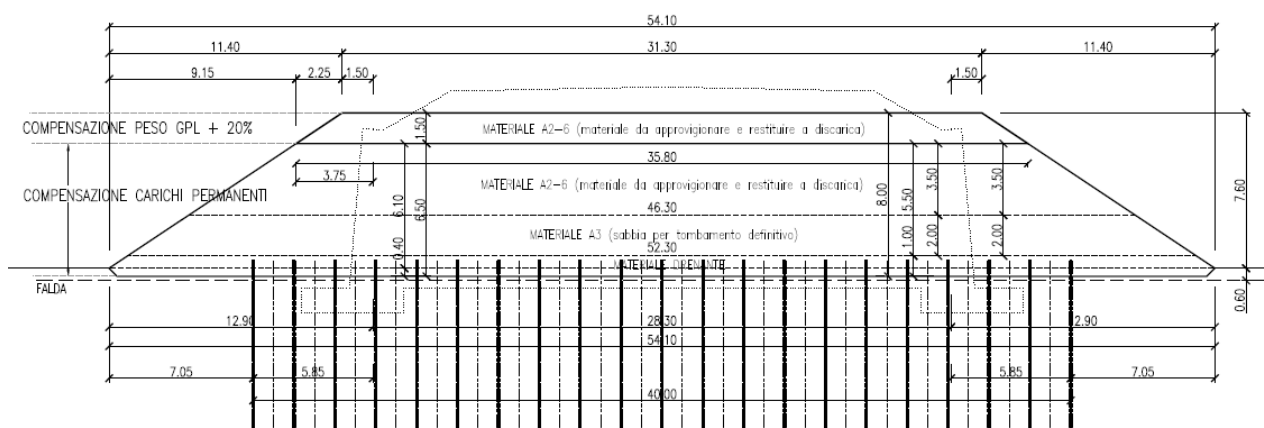


Fig. 5.1.1 Sezione trasversale rilevato di pre-carico.

A completamento, e per uno spessore pari a 1.50 m, si posa l'ultimo strato anch'esso realizzato con materiali da conferire a discarica dopo lo smantellamento, il cui carico compensa il peso previsto dei fluidi stoccati nei serbatoi, maggiorato del 20%.

La sommità del rilevato è stata stimata alla quota di +7.60 m rispetto al piano campagna, mentre l'ingombro totale si può raffigurare come un rettangolo lungo 90 m e largo 54 m circa, considerando l'inclinazione delle scarpate di 2/3 (33° circa).

I cedimenti indotti dal rilevato descritto dovranno essere monitorati sia nella fase costruttiva che, in seguito, durante la permanenza del carico (alcuni mesi) mediante assestimetri, superficiali e profondi, misure topografiche e piezometriche.

Una volta che le misurazioni dei cedimenti abbiano indicato una stabilizzazione dei medesimi, si provvederà alla rimozione integrale del rilevato di pre-carico, approfondendo lo sbancamento sino alla quota di -1.00 m, dalla quale verranno costruiti i letti di posa dei serbatoi (Fig. 5.1.2).

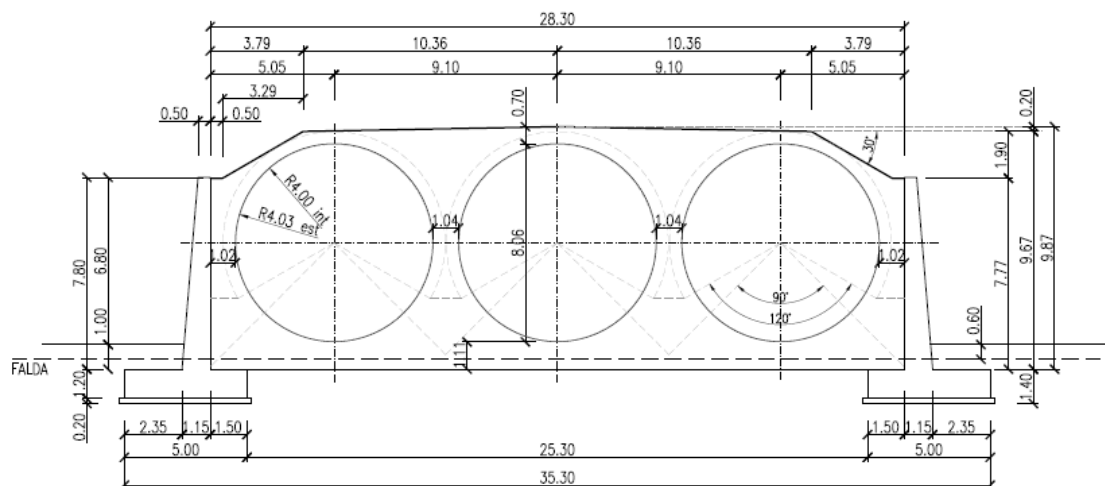


Fig. 5.1.2 Sezione trasversale opera su fondazioni dirette.

Preventivamente dovranno però essere eseguite le fondazioni dei muri perimetrali di sostegno, ipotizzate di larghezza 5.00 m e spessore 1.20 m. Data la superficialità della falda, presente alla profondità -0.60 m, durante l'esecuzione di tali lavorazioni sarà necessaria l'installazione di impianti per l'emungimento delle acque (well point o drenaggio superficiale).

La costruzione delle pareti in elevazione dovrà avvenire per fasi successive coordinate con le attività di collaudo e rinterro dei serbatoi metallici.

5.2 Proposta n.2: fondazioni profonde

La proposta alternativa per la realizzazione delle fondazioni, basata sulla riduzione dei tempi esecutivi e sulla minore incertezza sui cedimenti attesi, prevede la realizzazione di una soletta in cemento armato di ripartizione dei carichi ubicata al di sotto dei piani di posa, a sua volta fondata su di una serie di pali trivellati di grande diametro, attestati nelle sabbie più compatte presenti in profondità.

La sequenza costruttiva analizzata contempla la realizzazione dello sbancamento iniziale a profondità di -1.00 m rispetto al p.c., installando preventivamente un impianto di emungimento delle acque di falda che, come già ricordato, è presente alla quota di -0.60 m.

Dal piano di lavoro così creato, vengono eseguiti 98 pali trivellati diametro 1000 mm, aventi profondità pari a 22.00 m con 1.50 m di perforazione a vuoto, opportunamente armati ed eseguiti con l'ausilio di fanghi bentonitici. I pali sono realizzati secondo una maglia a quinconce di passo longitudinale pari a 4.85 m e interasse trasversale di 5.25 m.

La soletta di fondazione avrà uno spessore pari a 1.40 m (Fig. 5.2.1), dovrà essere dotata delle armature di ripresa per i muri di sostegno perimetrali, e sarà impostata alla profondità di -2.40 m

dal piano campagna, approfondendo ulteriormente il livello di falda durante le fasi di lavorazione.

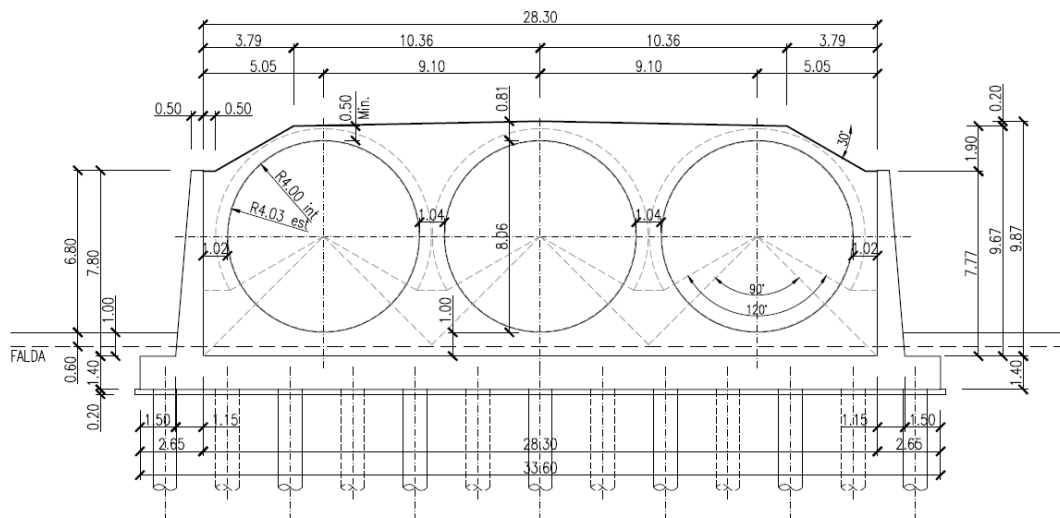


Fig. 5.2.1 Sezione trasversale opera su fondazioni profonde.

L'estradosso della fondazione in cemento armato, avente dimensioni in pianta di 33.60 x 69.70 m, a questo punto rappresenterà il piano su cui costruire i letti di posa dei serbatoi, seguendo la stessa metodologia operativa descritta in precedenza.

6 ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti sulla superficie sono stati valutati con riferimento alle soluzioni progettuali descritte in precedenza, calcolando i pesi delle varie componenti, rapportandoli poi all'area di impronta effettiva di installazione dei serbatoi, costituita dal rettangolo contenuto dai fili interni delle opere di sostegno e avente dimensioni 64.40 x 28.30 m.

Per convenzione sono stati adottati per le varie componenti i pesi specifici di seguito elencati, mentre il peso globale della struttura dei serbatoi in acciaio è stato ricavato dalla scheda tecnica fornita dal produttore:

- inerti per rinterri e letti di posa, 2.1 t/m³;
- cementi armati, 2.5 t/m³;
- GPL stoccato, 0.51 t/m³;
- acqua per test di collaudo, 1.0 t/m³;
- struttura singolo serbatoio in acciaio completo di accessori, 385.506 t.

Nei paragrafi seguenti si riportano i carichi ottenuti.

6.1 Carichi della soluzione n. 1, fondazioni dirette

Le entità dei carichi permanenti ed accidentali considerati per la struttura in esercizio sono riassunti nelle tabelle seguenti:

Carichi permanenti:			
Descrizione	Volume	P. S. / Q.ta	Carico totale
Fondazioni in c.a. delle opere di sostegno perimetrali, di dimensioni 5.00 x 1.20 m	1160.40 m ³	2.50 t/m ³	2901.00 t
Elevazioni muri di sostegno, di altezza 7.80 m e spessore variabile da 0.50 a 1.50 m	1217.58 m ³	2.50 t/m ³	3043.95 t
Struttura dei serbatoi in acciaio	385.51 t	3	1156.52 t
Inerti per letti di posa e rinterro dei serbatoi, H.max. 9.90 m da estradosso fondazione	7939.51 m ³	2.10 t/m ³	16672.97 t
Totale permanenti			23774.44 t

Carichi accidentali:			
Descrizione	Volume	P. S. / Q.ta	Carico totale
GPL stoccato nei 3 serbatoi	9000.00 m ³	0.51 t/m ³	4590.00 t
Totale accidentali			4590.00 t

Carico totale globale in esercizio	28364.44 t
Area impronta struttura	1822.52 m ²
Stima carico unitario in esercizio	1.55 kg/cm ²

Sulla base dei carichi totali, sono state ricavate le altezze da prevedere per il rilevato di precarico, amplificando del 20 % il valore del peso del fluido stoccato, a favore di sicurezza, e ottenendo un valore pari a 7.65 m, arrotondato per eccesso a 8.00 m.

6.2 Carichi della soluzione n. 2, fondazioni profonde

I carichi da considerare nella soluzione alternativa differiscono ovviamente solo per quanto riguarda la configurazione delle fondazioni, con la presenza del solettone, avente dimensioni di 69.70 x 35.60 m e spessore pari a 1.40 m.

Carichi permanenti:			
Descrizione	Volume	P. S. / Q.ta	Carico totale
Solettone di fondazione	3278.69 m ³	2.50 t/m ³	8196.72 t
Elevazioni muri di sostegno, di altezza 7.80 m e spessore variabile da 0.50 a 1.50 m	1217.58 m ³	2.50 t/m ³	3043.95 t
Struttura dei serbatoi in acciaio	385.51 t	3	1156.52 t
Inerti per letti di posa e rinterro dei serbatoi, H.max. 9.90 m da estradosso fondazione	7939.51 m ³	2.10 t/m ³	16672.97 t
Totale permanenti			29070.16 t

Carichi accidentali:			
Descrizione	Volume	P. S. / Q.ta	Carico totale
GPL stoccato nei 3 serbatoi	9000.00 m ³	0.51 t/m ³	4590.00 t
Totale accidentali			4590.00 t

Carico totale globale in esercizio	33660.16 t
------------------------------------	------------

Ipotizzando di ripartire il carico complessivo su un gruppo di pali trivellati di grande diametro ($D_p = 1000$ mm), per i quali si ipotizza una portata unitaria di circa 350 t, si ottiene un numero minimo di pali pari a 96.

7 CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI DIRETTE

Il calcolo è stato effettuato utilizzando per il terreno i parametri deformativi derivati dalle indagini geognostiche CPTU e DMT disponibili (vedi capitolo 2).

Il metodo di calcolo della distribuzione delle sovrappressioni indotte dai carichi è quello di Boussinesq, considerata l'assenza di fondazioni rigide.

Il punto di indagine primario per la valutazione dei cedimenti massimi è quello baricentrico della superficie di carico; valutazioni alle mezzerie dei lati della superficie di impronta sono state fatte per controllare l'entità dei cedimenti differenziali. Lo schema dei punti di calcolo è indicato nella seguente figura 7.1:

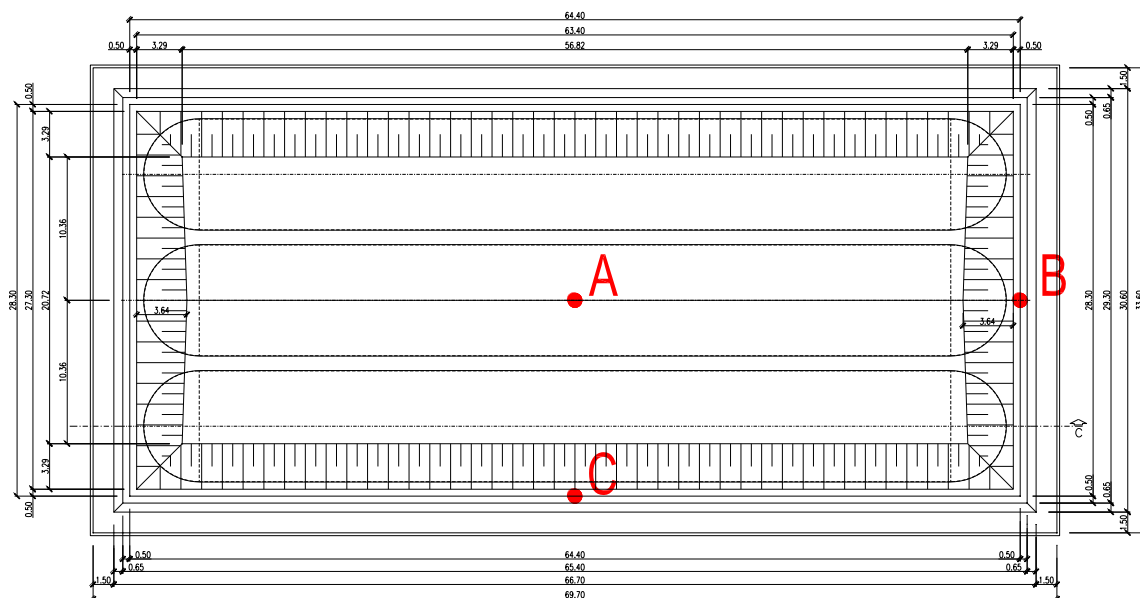


Fig. 7.1 Schema punti di calcolo dei cedimenti.

Il valore del cedimento in superficie è definito dalla somma dei contributi di ogni singolo strato secondo la relazione

$$S = \sum \frac{\Delta \sigma_v}{M_{CPT}} \Delta z$$

dove il parametro M_{CPT} può essere sostituito da valori di M derivanti da altre indagini (per esempio nel nostro caso dalla DMT).

7.1 Valutazione dei cedimenti con parametri geotecnici derivati da CPTU

Il programma di calcolo CPeT-IT, già utilizzato per la definizione dei parametri geotecnici, consente la valutazione dei cedimenti nella stratigrafia indagata. Il calcolo delle sovrappressioni indotte con il metodo di Boussinesq è, per ora, limitato al solo punto A.

Nel caso in esame i parametri di ingresso sono:

- piano di posa a -1.0 m da p.c.;
- falda a -0.60 m p.c. ;
- sovrappressione indotta dai carichi 180.0 kPa;
- dimensione minima del piano di carico 25.0 m , rapporto L/B = 2.5.

Le ipotesi di calcolo sono:

- il carico del terreno rimosso per il raggiungimento della quota del piano di posa è in compensazione parziale del carico di progetto;
- il calcolo dei cedimenti è limitato ai soli strati in cui la sovrappressione corrisponda a più del 20% della litostatica efficace.

Con questo modulo è possibile anche una valutazione automatica dei cedimenti dovuti a fenomeni di creep. Il calcolo è condotto secondo la seguente relazione:

$$S = C_a \cdot \Delta z \cdot \log(t)$$

dove il parametro C_a è stimato secondo Messi (1994) :

$$C_a = 0.04 \times \left(\frac{C_c}{1 + e_o} \right) \approx 0.1 \times \frac{\sigma_v'}{M}$$

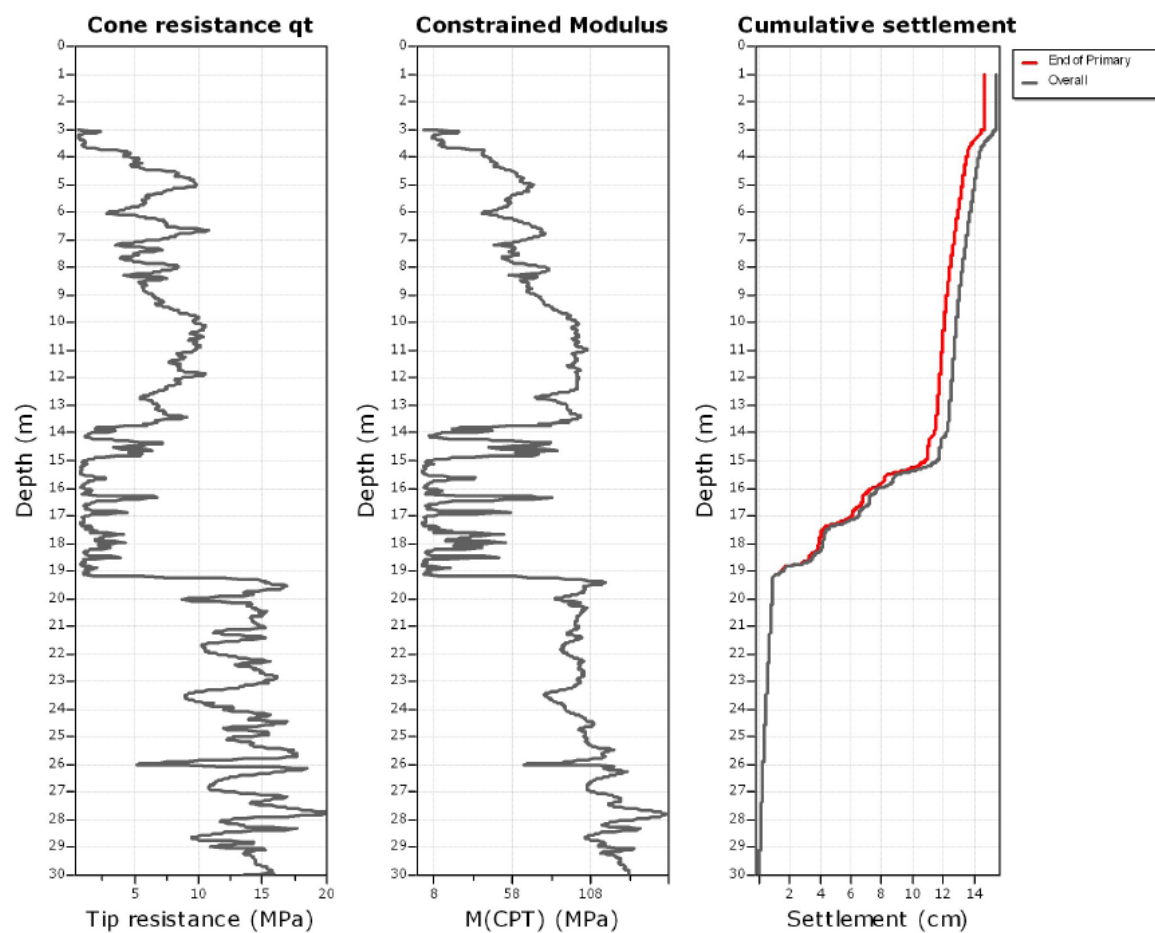
Nel caso in esame è stato valutato un cedimento differito a 24 mesi dal carico.

I risultati delle elaborazioni, differenziati per prova, sono evidenziati nelle successive figure 7.1.1, 7.1.2, 7.1.3 e 7.1.4:

Project: SOCOGAS spa - Serbatoi gpl
Location: Chioggia (VE)

Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown

Settlements calculation according to theory of elasticity*



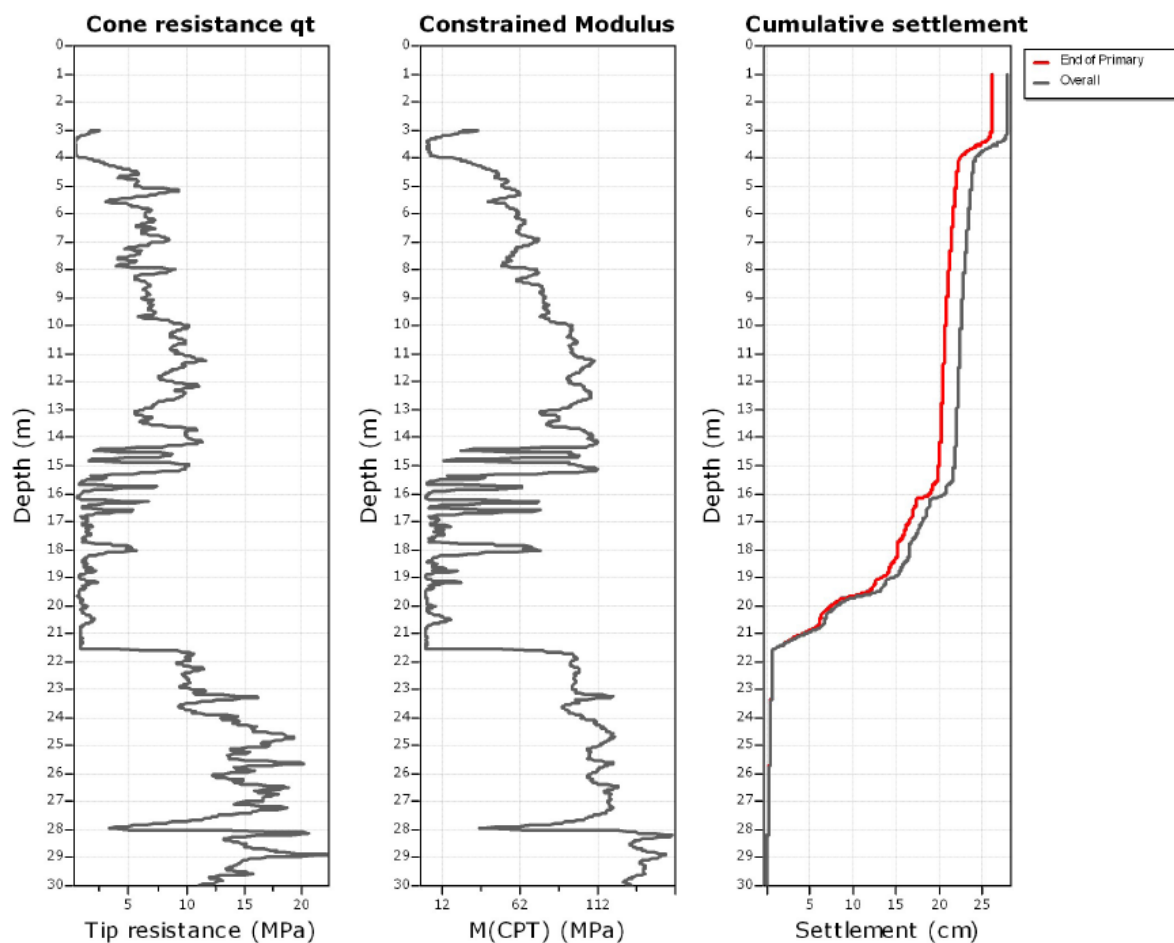
Total primary settlement: 14.66
Total secondary settlement: 0.81
Total calculated settlement: 15.46

Fig. 7.1.1 Calcolo cedimenti secondo stratigrafia prova CPTU1.

Project: SOCOGAS spa - Serbatoi gpl
Location: Chioggia (VE)

Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown

Settlements calculation according to theory of elasticity*



Total primary settlement: 26.07

Total secondary settlement: 1.84

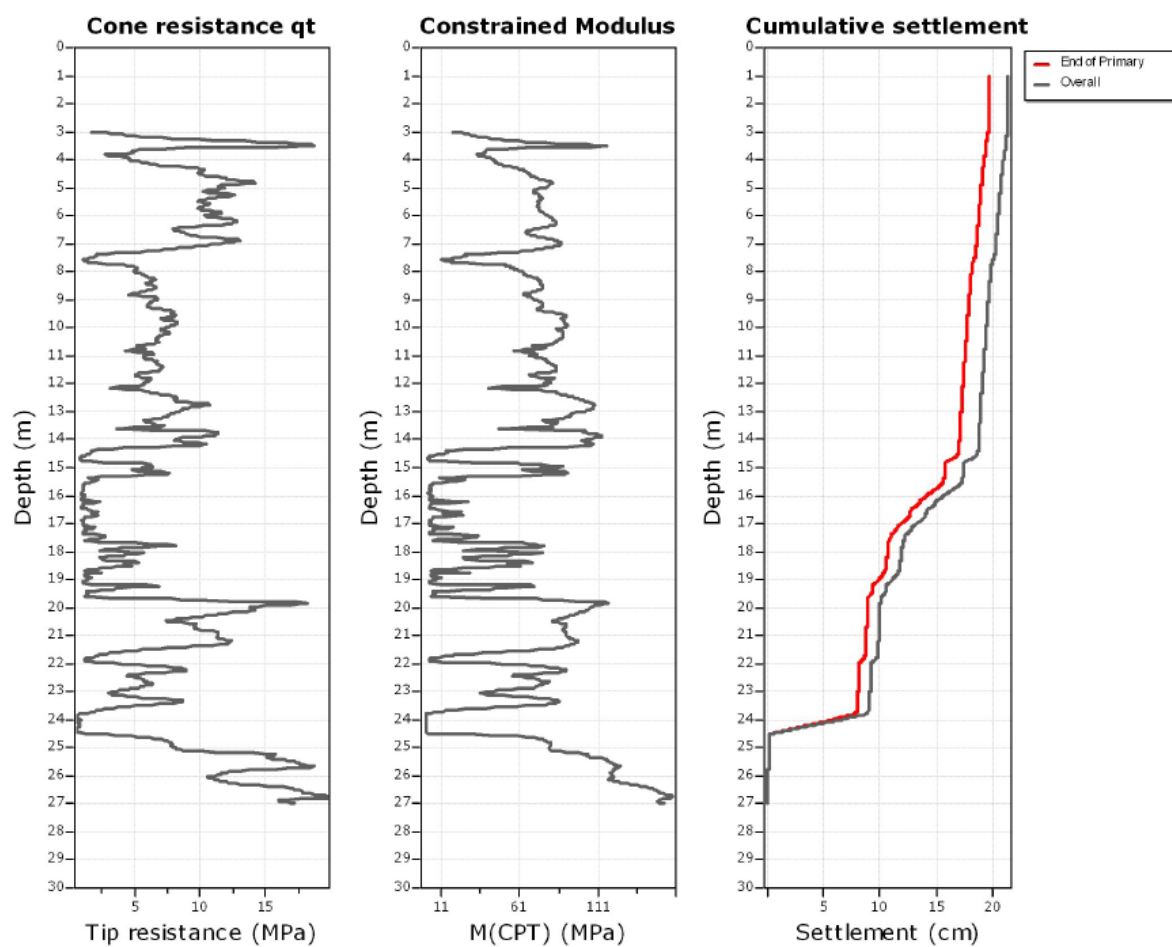
Total calculated settlement: 27.91

Fig. 7.1.2 Calcolo cedimenti secondo stratigrafia prova CPTU2.

Project: SOCOGAS spa - Serbatoi gpl
Location: Chioggia (VE)

Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown

Settlements calculation according to theory of elasticity*



Total primary settlement: 19.63
Total secondary settlement: 1.72

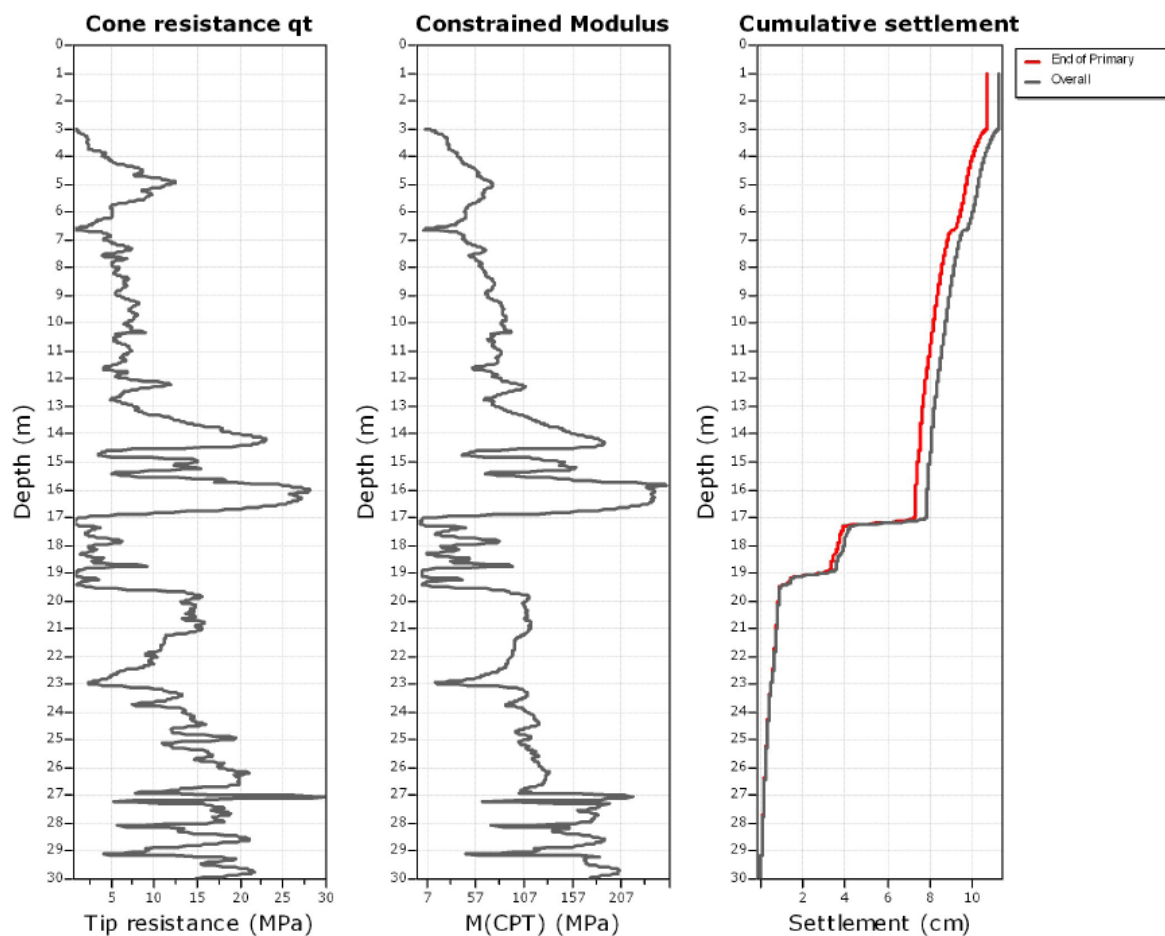
Total calculated settlement: 21.35

Fig. 7.1.3 Calcolo cedimenti secondo stratigrafia prova CPTU3.

Project: SOCOGAS spa - Serbatoi gpl
Location: Chioggia (VE)

Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown

Settlements calculation according to theory of elasticity*



Total primary settlement: 10.71
Total secondary settlement: 0.58

Total calculated settlement: 11.28

Fig. 7.1.4 Calcolo cedimenti secondo stratigrafia prova CPTU4.

7.2 Programma di calcolo SETPLUS

Il programma di calcolo SETPLUS è un modulo realizzato dallo scrivente per la determinazione dei cedimenti di un carico sul terreno basandosi sui risultati di una prova CPT. I parametri deformativi sono ottenuti secondo il “*metodo alfa*” per cui il modulo deformativo è derivato dal valore della q_c .

Il calcolo delle sovrappressioni indotte, mediante il metodo di Boussinesq, è eseguito nei punti A , B e C (Fig. 7.1). Nel caso in esame i parametri di ingresso sono:

- piano di posa a -1.0 m da p.c.;
- falda a -0.60 m p.c. ;
- sovrappressione indotta dai carichi 180.0 kPa;
- dimensione minima del piano di carico 25.0 m , rapporto $L/B = 2.5$;
- terreno discretizzato da valori medi di q_c e f_s delle tre unità stratigrafiche caratterizzanti il sito.

Le ipotesi di calcolo sono:

- il carico del terreno rimosso per il raggiungimento della quota del piano di posa è in compensazione parziale del carico di progetto;
- il calcolo dei cedimenti è limitato ai soli strati in cui la sovrappressione corrisponda a più del 20% della litostatica efficace.

I risultati delle elaborazioni, differenziati per punto indagato, sono i seguenti:

- PUNTO A : cedimento max 22.97 cm;
- PUNTO B : cedimento max 10.99 cm;
- PUNTO C : cedimento max 13.51 cm;

La rappresentazione complessiva dei cedimenti, in funzione della profondità, è riportata nella successiva figura 7.2.1:

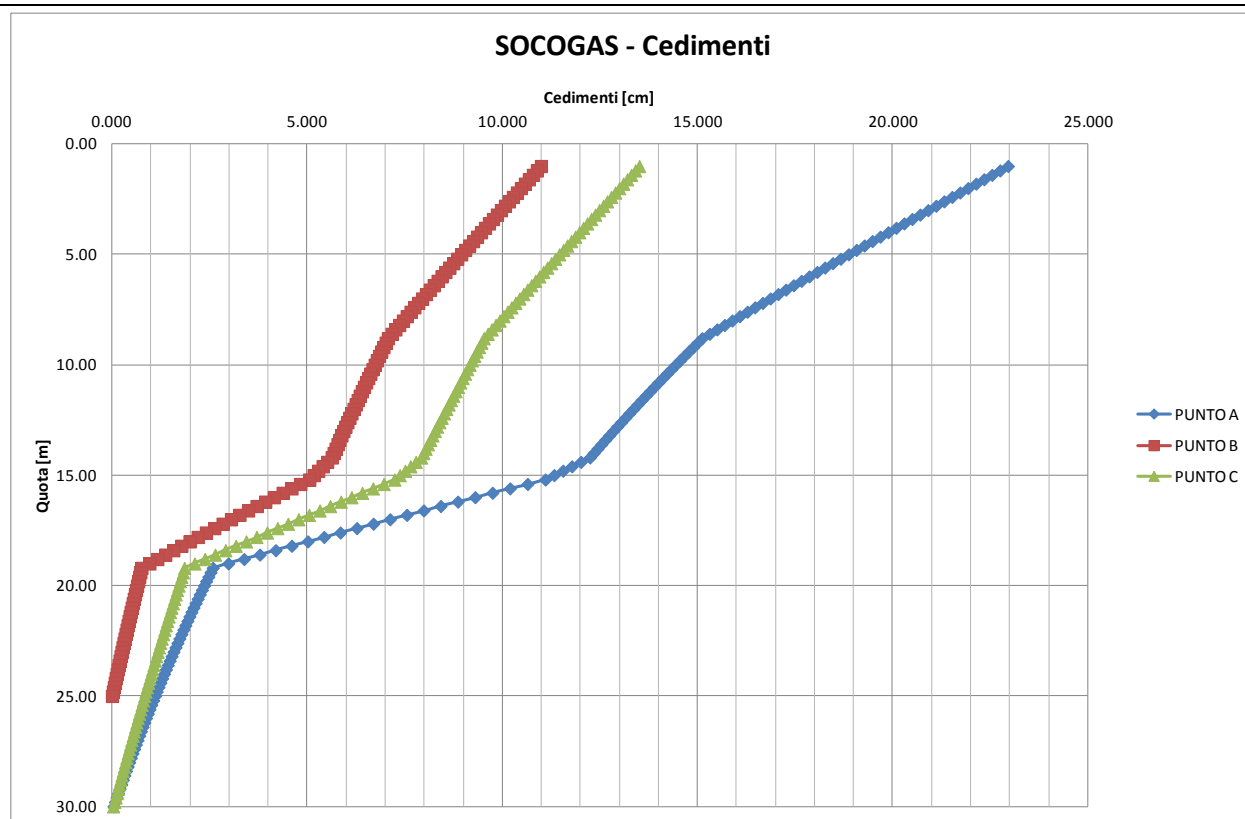


Fig. 7.2.1 Grafico riepilogativo dei cedimenti nei punti di calcolo.

7.3 Valutazione dei cedimenti con parametri geotecnici derivati da DMT

Tra le indagini geognostiche disponibili è presente anche una prova dilatometrica (DMT) i cui risultati, confrontati con quelli della prova CPTU01, mostrano una deformabilità degli strati argillosi (Unità 02) più elevata di quella ricavabile dalla CPTU.

Si è quindi proceduto a condurre una stima dei cedimenti con i parametri DMT.

Le ipotesi di calcolo sono le seguenti:

- carico a -1.0 m di 180.0 kPa , tenendo conto della parziale compensazione;
- distribuzione delle tensioni secondo Boussinesq, nel punto A (Fig. 7.1);
- i cedimenti valutati, dalla prova CPTU01, per gli strati a principale matrice sabbiosa compresi negli intervalli -1.0 ÷ -14.8 m dal p.c. (Unità 01) e -20.0 ÷ -30.0 m p.c. (Unità 03), si considerano validi anche in questo caso.

In questo caso il calcolo, eseguito mediante un foglio elettronico, ha fornito i risultati riportati nella successiva figura 7.3.1:

CEDIMENTO SERBATOI DA DATI DMT						
Carico 180 kPa a P.C.						
					Cedimento	
QUOTA	σ'_{z}	$\Delta \sigma'_{z}$	M		strato	totale
	[kPa]	[kPa]	[Mpa]		[cm]	[cm]
14.80	151.20	135.81	7.00		0.39	13.53
15.00	153.00	134.88	10.70		0.25	13.14
15.20	154.80	133.96	23.30		0.11	12.89
15.40	156.60	133.04	13.20		0.20	12.77
15.60	158.40	132.13	2.30		1.15	12.57
15.80	160.20	131.22	2.10		1.25	11.42
16.00	162.00	130.31	8.20		0.32	10.17
16.20	163.80	129.41	4.80		0.54	9.85
16.40	165.60	128.51	5.60		0.46	9.31
16.60	167.40	127.62	11.60		0.22	8.86
16.80	169.20	126.73	1.40		1.81	8.64
17.00	171.00	125.85	4.10		0.61	6.83
17.20	172.80	124.97	13.20		0.19	6.21
17.40	174.60	124.10	5.70		0.44	6.02
17.60	176.40	123.24	2.30		1.07	5.59
17.80	178.20	122.38	2.50		0.98	4.52
18.00	180.00	121.52	36.40		0.07	3.54
18.20	181.80	120.67	54.00		0.04	3.47
18.40	183.60	119.83	4.50		0.53	3.42
18.60	185.40	118.99	20.00		0.12	2.89
18.80	187.20	118.16	20.10		0.12	2.77
19.00	189.00	117.34	8.80		0.27	2.66
19.20	190.80	116.52	23.50		0.10	2.39
19.40	192.60	115.70	4.80		0.48	2.29
19.60	194.40	114.90	4.10		0.56	1.81
19.80	196.20	114.09	20.00		0.11	1.25
20.00	198.00	113.30	2.00		1.13	1.13

Fig. 7.3.1 Tabella cedimenti (solo Unità 02) con parametri geotecnici da prova DMT.

Il cedimento derivante dalla compressibilità degli strati a matrice argillosa, in base ai parametri DMT, risulta essere pari a 13.53 cm. Sostituendo tale valore a quello ottenuto per la medesima unità stratigrafica dalla CPTU01, otterremo la seguente stima dei cedimenti:

CPTU	Cedimenti totale [cm]	Cedimento strati argillosi [cm]	Cedimento da parametri DMT [cm]
1	14.660	10.145	18.045

I risultati mostrano un incremento percentuale dei cedimenti totali pari al 23% che, in base ai criteri esposti, può essere esteso anche alle altre prove CPTU.

In sintesi il cedimento massimo atteso può essere stimato in 32.09 cm (CPTU02).

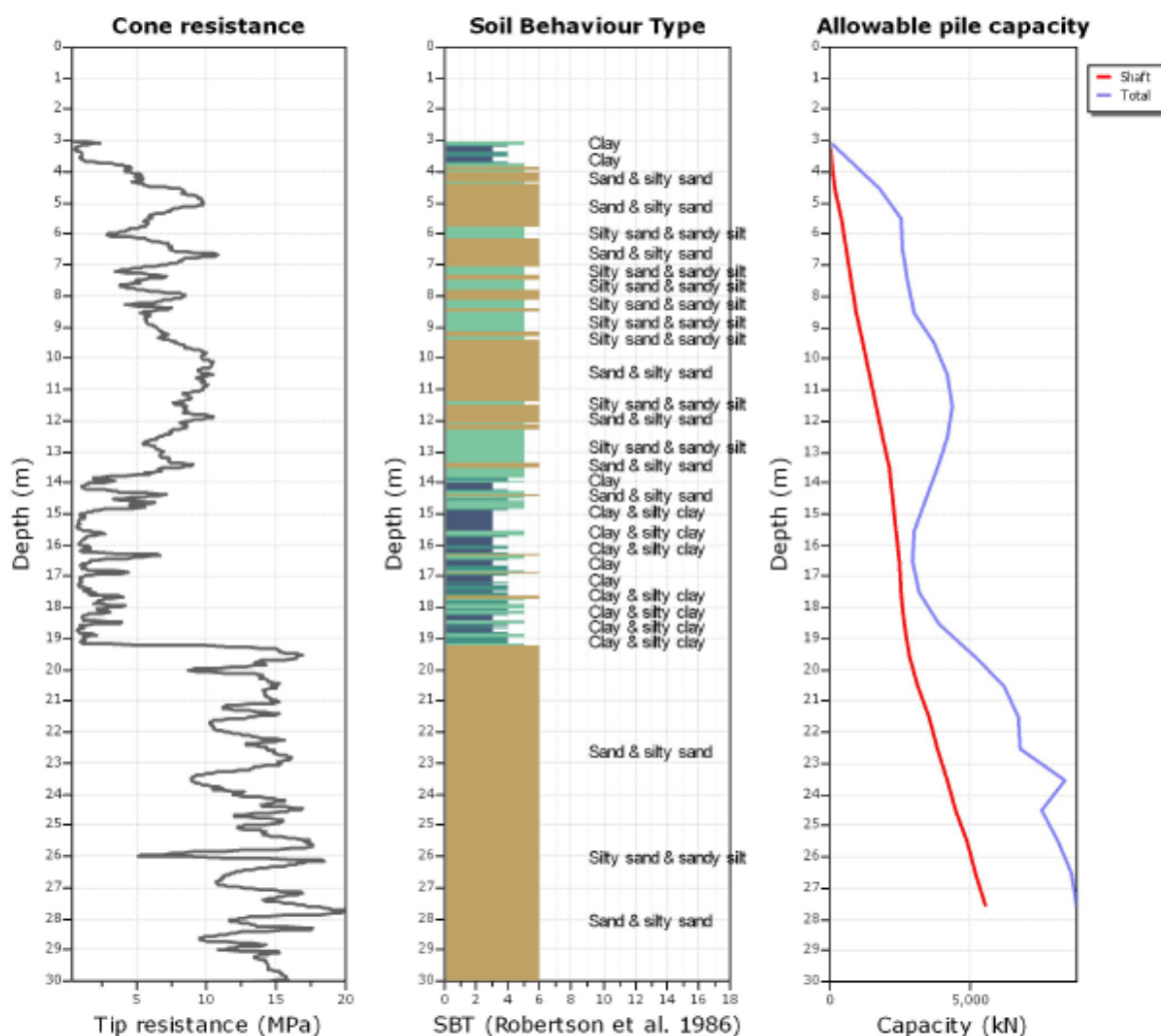
8 FONDAZIONI PROFONDE - PALIFICATA

La valutazione del numero di pali ($D_p=1000$ mm) necessari, nel caso di fondazioni profonde, è eseguita sulla base dei grafici seguenti (Fig. 8.1) che forniscono la capacità portante in funzione della lunghezza del palo.

Pile properties

Shaft diameter: 1.00 m
Tip diameter: 1.00 m
Unit friction area: 3.142 m²
Tip area: 0.785 m²

Pile shaft Group: Group IA
Pile tip Group: Group I
Pile shaft FOS: 1.00
Pile tip FOS: 1.00



Pile group for bearing capacity factor k_c

- Group I: plain bored piles; mud bored piles; micro piles (grouted under low pressure); cased bored piles; hollow bored piles; piers; barrettes
- Group II: cast screwed piles; driven precast piles; prestressed tubular piles; driven cast piles; jacked metal piles; micropiles (small diameter piles grouted under high pressure with diameter < 250 mm); driven grouted piles (low pressure grouting); driven metal piles; driven rammed piles; jacket concrete piles; high pressure grouted piles of large diameter

Pile group for friction coefficient alpha

- Group IA: plain bored piles; mud bored piles; hollow auger bored piles; micro piles (grouted under low pressure); cast screwed piles; piers; barrettes
- Group IB: cased bored piles; driven cast piles
- Group IIA: driven precast piles; prestresses tubular piles; jacket concrete piles
- Group IIB: driven metal piles; jacked metal piles

Fig. 8.1 Grafico portanza del palo – lunghezza palo.

Ipotizzando di utilizzare pali trivellati ($D_p=1000$ mm) lunghi 22.00 m per i quali, sulla base dei grafici di Fig. 8.1, si possono considerare portate unitarie di circa 350 t, il carico complessivo può essere ripartito su 98 pali, distribuiti sull'intera superficie del solettone in c.a., secondo uno schema a quinconce.

9 STIMA COMPARATA DEI COSTI

A completamento delle varie ipotesi e verifiche illustrate nei capitoli precedenti, le soluzioni proposte sono state esaminate anche dal punto di vista dei costi, redigendo una stima preliminare di massima per ognuna di esse al fine di compararne i costi totali, limitatamente alle opere di fondazione, elevazione e rinterro.

Sono esclusi gli oneri relativi alla fornitura, assemblaggio, collaudo dei serbatoi, presenti in egual misura in ogni soluzione, così come non sono stati considerati gli impianti accessori specifici e necessari alla funzionalità dell'opera in esercizio.

Il confronto economico quindi, essendo limitato alle categorie di opere che variano in funzione della soluzione adottata, ha un valore comparativo e non assoluto.

Il computo delle quantità è stato ricavato da schemi progettuali redatti per ogni soluzione, alcuni estratti dei quali sono inseriti nei capitoli precedenti, applicando ad ogni lavorazione i prezzi lordi desunti dell'Elenco dei Prezzi Unitari dell'Anas, Compartimento di Bologna, per l'anno 2012. Per i prezzi non presenti in tale edizione del prezziario, si sono applicati gli omologhi ricavati dalla revisione dell'anno precedente, ritenuti accettabili trattandosi di una valutazione comparativa.

9.1 *Proposta n.1: fondazioni dirette*

La stima dei costi della soluzione con fondazioni dirette, è stata suddivisa nei seguenti capitoli globali di spesa:

1. sbancamento, dreni e rilevato precarico: sono computate le voci relative alla costruzione del rilevato di precarico, compresa la posa dei drenaggi; in questa voce sono stati calcolati i costi per l'approvvigionamento del materiale da riutilizzare nel rinterro definitivo, mentre per gli inerti residui necessari al completamento del rilevato stesso, sono stati computati solo per il loro trasporto da cava e la loro sistemazione, senza valutarne i costi di acquisto/noleggior;
2. demolizione del rilevato di precarico: comprende le voci relative alla demolizione del rilevato di precarico e gli oneri per il trasporto a discarica del materiale eccedente;
3. realizzazione fondazioni del muro in opera: sono comprese le lavorazioni inerenti la costruzione delle fondazioni in c.a. dei muri perimetrali, quindi scavo, calcestruzzo, casseri, acciaio, considerando classi di calcestruzzo idonee per manufatti perennemente immersi in acque marine (classe C35/45, esposizione XS2);

4. realizzazione elevazioni del muro in opera: comprende le elevazioni dei muri di sostegno perimetrali, quindi calcestruzzo, casseri, acciaio, adottando classi di conglomerato compatibili con la perenne esposizione a salsedine marina (classe C32/40, esposizione XS1);
5. rinterro del serbatoio: comprende solo le voci relative alla sistemazione del materiale per il rinterro definitivo, già utilizzato per il rilevato di precarico e quindi fornito e computato nel capitolo di spesa 1.

La tabella seguente riepiloga i totali arrotondati alle migliaia di Euro per ogni capitolo spesa globale:

Proposta n.1: fondazioni dirette. Stima importo opere civili			
	Capitolo di spesa	Importo	% sul totale
1	Sbancamento, dreni e rilevato precarico	€ 488.000,00	36%
2	Demolizione del rilevato di precarico	€ 116.000,00	8%
3	Realizzazione fondazioni del muro in opera	€ 355.000,00	26%
4	Realizzazione elevazioni del muro in opera	€ 395.000,00	29%
5	Rinterro del serbatoio	€ 14.000,00	1%
	TOTALE STIMATO OPERE CIVILI	€ 1.368.000,00	100%

9.2 Proposta n.2: fondazioni profonde

Anche la stima dei costi della soluzione con fondazioni profonde è stata suddivisa in capitoli globali di spesa:

1. scavi di sbancamento ed in sezione: sono compresi gli oneri per l'esecuzione dello sbancamento iniziale e degli scavi in sezione per la realizzazione della soletta di fondazione, considerando la presenza della falda superficiale;
2. esecuzione dei pali di fondazione: comprende le voci relative alla perforazione, inserimento armature e getto dei pali di fondazione, considerando la presenza della falda superficiale;
3. realizzazione soletta di fondazione: comprende le lavorazioni necessarie alla costruzione della soletta di fondazione, quindi calcestruzzo, cassetture, acciaio di armatura, considerando classi di calcestruzzo idonee per manufatti perennemente immersi in acque marine (classe C35/45, esposizione XS2);

4. realizzazione elevazioni del muro in opera: comprende le elevazioni dei muri di sostegno perimetrali, quindi calcestruzzo, casseri, acciaio, adottando classi di conglomerato compatibili con la perenne esposizione a salsedine marina (classe C32/40, esposizione XS1); le opere sono identiche in entrambe le soluzioni;
5. rinterro del serbatoio: comprende le voci relative alla forniture e sistemazione del materiale per il rinterro.

La tabella seguente riepiloga i totali arrotondati alle migliaia di Euro per ogni capitolo spesa globale:

Proposta n.2: fondazioni profonde. Stima importo opere civili			
	Capitolo di spesa	Importo	% sul totale
1	Scavi di sbancamento ed in sezione	€ 40.000,00	2%
2	Esecuzione dei pali di fondazione	€ 641.000,00	30%
3	Realizzazione soletta di fondazione	€ 920.000,00	43%
4	Realizzazione elevazioni del muro in opera	€ 395.000,00	29%
5	Rinterro del serbatoio	€ 136.000,00	6%
	TOTALE STIMATO OPERE CIVILI	€ 2.132.000,00	100%

Appare evidente come la soluzione con fondazioni profonde su pali comporti incrementi di costo dell'ordine del 55% rispetto alla proposta con fondazioni superficiali.

10 CONCLUSIONI

Le problematiche progettuali connesse alla realizzazione del deposito per lo stoccaggio di G.P.L. esaminato, risiedono principalmente nella neutralizzazione dei cedimenti differiti indotti dai sovraccarichi verticali costituiti dai serbatoi pieni e dal terreno di ricoprimento.

Sono state prese in esame due possibili alternative che, dal punto di vista tecnico, risultano entrambe fattibili:

1. il pre-carico dell'area interessata dai serbatoi con un carico equivalente o leggermente superiore a quello massimo di esercizio, con drenaggi che favoriscano la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali;
2. la realizzazione di fondazioni profonde (solettone di fondazione in c.a. su pali) sotto l'area di impronta dei serbatoi in grado di sostenere interamente i carichi di progetto con cedimenti minimi.

La soluzione 1, che richiede tempi costruttivi più lunghi, è anche più laboriosa da progettare e prevede un prolungato monitoraggio strumentale dei cedimenti nel tempo. La soluzione 2 d'altra parte, progettualmente più semplice, ha però un impatto ambientale più gravoso a causa delle strutture necessarie.

Dal punto di vista dei costi, infine, il confronto delle due soluzioni consente di affermare che la soluzione 1 appare notevolmente più vantaggiosa della soluzione 2.

Si sottolinea in proposito che le stime vanno intese in senso comparativo e non assoluto in quanto, allo stato attuale, sono state omessi i costi di alcune opere che sarà possibile definire solo nelle fasi di approfondimento successive.

In sintesi, tenuto conto di tutti i fattori analizzati, lo scrivente consiglia l'adozione della soluzione 1.

Tra le ulteriori possibilità, che per ora non sono state valutate ma che meritano attenzione nelle fasi successive in quanto in grado di consentire una contrazione dei costi, segnaliamo:

- una diversa configurazione dei muri perimetrali di contenimento che, aumentando la distanza dai serbatoi (Fig. 10.1), garantirebbe la realizzazione di strutture più basse nonché una più agevole sistemazione del terreno di riempimento;
- la modifica dell'interasse dei serbatoi (attualmente pari 9.10 m circa) in modo da facilitarne il successivo rinterro;
- la realizzazione del riempimento con materiali granulari leggeri (argilla espansa) che consentirebbe di ridurre i carichi permanenti e di conseguenza, i cedimenti differiti.

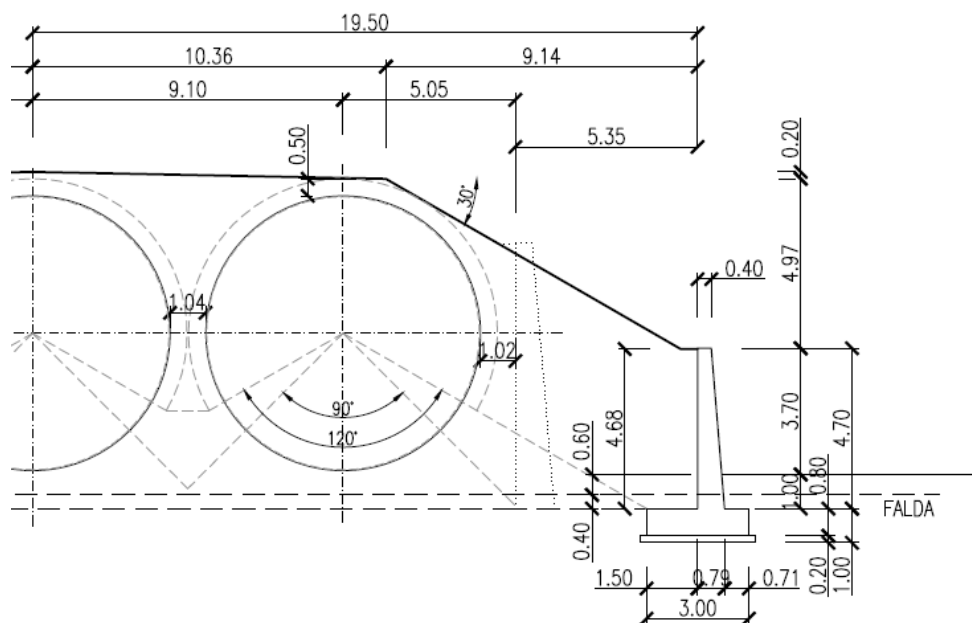


Fig. 10.1 Variante sistemazione scarpate con muro di sostegno di minore altezza.

Si segnala, infine, l'opportunità di eseguire una campagna integrativa di indagini geotecniche che possano confermare l'attendibilità dei dati assunti nei calcoli e fornire ulteriori informazioni che dalla campagna esistente non è stato possibile ricavare.

In linea generale le nuove indagini dovrebbero comprendere:

1. 4 prove CPTU, spinte a -40 m dal p.c.;
2. 1–2 sondaggi a carotaggio continuo, con prelievo di campioni indisturbati per le prove di laboratorio, spinti a -40 m dal p.c.;
3. installazione di piezometri a tubo aperto nelle perforazioni dei sondaggi;
4. prove edometriche sui campioni prelevati negli strati argillosi, nel corso dei sondaggi;
5. prove triassiali sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

Fidenza, 24/7/2014

In.Tech. Ingegneria
(Dott. Ing. L. Tomesani)