



COMUNI DI S. MARIA A MONTE E CASTELFRANCO DI SOTTO

Provincia di Pisa



PROGETTO PER IL COLLEGAMENTO DEL SISTEMA FOGNARIO DI S. MARIA A MONTE CON IL DEPURATORE DI CASTELFRANCO II STRALCIO

Elaborato XIb	RELAZIONE GEOTECNICA SOLLEVAMENTO "E"	Data : Settembre 2014
-------------------------	--	--------------------------

Committente: Dott. Ing. Roberto CECCHINI	Il Direttore Tecnico : Dott.Ing. Annaclaudia BONIFAZI
Responsabile di Commessa: Geom. Claudio LASTRAIOLI	Il Geologo : Dott.Geol. Nicola CEMPINI
	Collaboratori tecnici : Dott.Geol. Carlo FERRI

Indice rev.	Data	Oggetto	Controllato	Approvato
REV. 0	18/03/2010	Approvazione progetto definitivo con Conferenza Servizi	Iacopini	Simonelli
REV. 1	Giugno 2011	Prima emissione progetto esecutivo	Iacopini	Simonelli
REV. 2	Luglio 2012	Emissione progetto esecutivo	Iacopini	Simonelli
REV. 3	02/2013	Affidamento lavori - I STRALCIO- Ponticelli	Iacopini	Simonelli
REV. 4	02/2014	Emissione progetto esecutivo - II STRALCIO	Iacopini	Simonelli
REV. 5	09/2014	Revisione progetto esecutivo - II STRALCIO	Iacopini	Simonelli

INDAGINE GEOLOGICO - TECNICA DI SUPPORTO AL PROGETTO PER IL COLLEGAMENTO DEL SISTEMA FOGNARIO DI S. MARIA A MONTE CON IL DEPURATORE DI CASTELFRANCO

- IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ZONA INDUSTRIALE DI S. MARIA A MONTE –
 - o SOLLEVAMENTO E

PREMESSA

Nella presente relazione si riferisce dei risultati di una indagine geologico - tecnica riguardante la realizzazione di un impianto di sollevamento, previsto nell'ambito del progetto per il collegamento del sistema fognario di S. Maria a Monte con il depuratore di Castelfranco.

In particolare si riferisce su:

- 1) Ubicazione dell'area e condizioni litostratigrafiche, geomorfologiche, idrogeologiche e sismiche locali;
- 2) Stratigrafia e parametrizzazione geotecnica del sottosuolo;
- 3) Caratteristiche delle opere in progetto;
- 4) Rapporti terreno - strutture di progetto;

Ai fini della caratterizzazione lito-stratigrafica e parametrizzazione geotecnica del sottosuolo si fa riferimento a specifiche indagini geognostiche eseguite nell'area di intervento in data 11/07/2003. Trattasi di n° 1 prova penetrometrica di tipo statico (*Cone Penetration Test*), ubicata all'interno dell'area impegnata dall'opera in esame e indicata con PP7 nella planimetria di Fig. 1.

Le verifiche di sicurezza relative ai complessi terreno-fondazione sono state eseguite sulla base delle indicazioni fornite dal progettista delle opere.

1 – UBICAZIONE DELL'AREA E CONDIZIONI LITO-STRATIGRAFICHE, GEOMORFOLOGICHE, IDROGEOLOGICHE E SISMICHE LOCALI

L'area d'intervento è ubicata in località Ponticelli, nella zona industriale di S. Maria. a Monte (vedi Fig. 1).

Dal punto di vista geostratigrafico, l'area in oggetto, è compresa nella vasta pianura alluvionale costituita dai depositi recenti del *Fiume Arno*; questi depositi sono costituiti, prevalentemente, da argille e limi legati alle esondazioni di questo corso d'acqua. Il tutto è riferibile all'*Olocene*, ovvero alle formazioni sommitali del "*Complesso Neoautoctono*" di cui alla letteratura geologica (vedasi *Geologia e morfologia delle Colline Pisane*, Marroni et alii).

Sotto il profilo morfologico, trattasi di un'area con topografia quasi perfettamente pianeggiante, avente quote altimetriche sul livello medio marino generalmente pari a circa 16 m.

Sotto il profilo idrogeologico, è stata accertata la presenza di una falda, nel sottosuolo relativo all'area in esame, il cui tetto è stato rilevato alla quota di -3,0m dal piano di campagna (la misura è stata effettuata in data 10 Luglio 2003 all'interno di un foro eseguito allo scopo).

E' comunque prevedibile un sensibile innalzamento del tetto di falda nella stagione piovosa (autunno-inverno).

Secondo la classificazione sismica nazionale la zona è definita di 2^a categoria e quindi l'entità delle sollecitazioni attese al bedrock in zone *far-field* è rappresentata dal *Coefficiente di intensità sismica* $C = 0.07$.

Possono escludersi amplificazioni locali derivanti dal contrasto di rigidità tra lo strato di terreno più superficiale costituito prevalentemente da materiali più argillosi e limosi e gli strati sottostanti con componenti più grossolane e maggiormente addensati, trovandosi questi ultimi a notevole profondità dal piano campagna. Sarà pertanto possibile adottare un coefficiente di fondazione "ε" pari ad 1, come previsto dal Punto C.6.1.1. del D.M. 16/01/1996 (*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*).

La ricostruzione dell'assetto litologico-stratigrafico è stata effettuata sulla base dei risultati della prova penetrometrica PP7 indicata in Fig. 1 (vedi anche Allegato n° 1) effettuata in data 11/07/2003 nell'area di intervento.

Tale metodologia costituisce ormai prassi diffusa nell'ambito di interventi del tipo di quello in esame ed è supportata nella fattispecie dalle conoscenze geologiche di base. Dette prove permettono di ricavare indicazioni di massima sulle principali caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati (parametri di resistenza al taglio e di deformabilità) attraverso correlazioni con i valori della resistenza alla penetrazione.

Nella fattispecie, la stratigrafia del sottosuolo, relativamente al volume significativo pertinente l'opera in progetto, è schematizzabile come di seguito:

- Strato n° 1 TERRENO DI COLTURA da m. 0.00 a m -1.00 ca

Si tratta di uno strato di terreno limo argilloso rimaneggiato con caratteristiche meccaniche scadenti.

- Strato n° 2 ARGILLE LIMOSE da m -1,00 a m -2,50

In questo livello il valore della resistenza alla punta (R_p) assume valori mediamente pari a 23 Kg/cm². I valori del rapporto R_p/F_s (*Rapporto Begemann*), alquanto uniformi, identificano la presenza di argille e argille limose. Il valore medio della coesione non drenata (c_u) può essere ragionevolmente assunto pari a 0,9 Kg/cm², l'angolo di attrito interno (φ) uguale a 0° mentre il peso di volume (γ) del terreno si stima essere intorno a 1,88 Kg/dm³.

- Strato n° 3 ARGILLE PLASTICHE da m -2,00 a m -12,00

Dalla profondità di -2,50m, fino alla profondità massima raggiunta di -12,00m, si registra un abbassamento della resistenza alla punta (R_p) del penetrometro che assume valori mediamente pari a 10 Kg/cm². I valori del rapporto R_p/F_s (*Rapporto Begemann*), alquanto uniformi, identificano la presenza di argilla con intercalazioni limose. Il valore medio della coesione non drenata (c_u) può essere assunto pari a 0,36 Kg/cm² ma si fa presente che **intorno ai -6,00 m questa assume valori di 0,25 Kg/cm²**. L'angolo di attrito interno (φ) si

assume invece uguale a 0° ed il peso di volume (γ) del terreno si stima essere intorno a $1,80 \text{ Kg/dm}^3$.

La sezione geostratigrafica riportata nella TAV. 28b allegata (scala 1/50) mostra la stratigrafia di dettaglio.

3 – CARATTERISTICHE DELLE OPERE IN PROGETTO

Il progetto prevede la costruzione di una stazione di sollevamento a servizio della nuova condotta fognaria di progetto sopra descritta.

Tale impianto consiste in una struttura scatolare delle dimensioni in pianta di ml $4,40 \times 2,90$ e della altezza di $6,00 \text{ m}$, completamente interrata, sul fondo della quale sarà installata la pompa ad immersione per il sollevamento delle acque nere in ingresso. In aderenza ad essa sarà realizzato un ulteriore vano interrato delle dimensioni di ml $4,40 \times 1,70$ e della altezza di $1,50 \text{ m}$ destinato all'alloggiamento della valvola di apertura e chiusura del flusso.

La struttura sarà fondata su una platea in cemento armato delle dimensioni di $5,00 \times 3,50 \text{ m}$ impostata sopra una gettata di magrone dello spessore di $0,20 \text{ m}$.

Lo scavo avrà una profondità massima di $-6,10 \text{ m}$ circa.

4 – RAPPORTI TERRENO - STRUTTURE DI PROGETTO

Relativamente ai rapporti terreno - strutture di progetto si è proceduto alle analisi che seguono

4.1 - Stabilità degli scavi

L'altezza critica di uno scavo a parete verticale nel caso di condizioni non drenate con $c_u \neq 0$ e $\varphi = 0$ è valutabile secondo la formulazione del Terzaghi con la relazione teorica:

$$H_{(\text{critica})} = (2 \times c_u / \gamma) \times \text{tg} (45^\circ + \varphi/2).$$

Nel caso in specie, con riferimento alla formazione argillo-limosa indagata, adottando cautelativamente per la coesione non drenata il valore $c_u = 0,3 \text{ Kg/cm}^2$, per il peso di volume $\gamma=0,00180 \text{ Kg/cm}^3$ e $\varphi=0^\circ$, risulta:

$$H_{(\text{critica})} = 333 \text{ cm} = 3,33 \text{ m}$$

La realizzazione della struttura in oggetto prevede uno scavo di altezza pari a 6,10 metri, quindi **superiore** a quella critica sopra calcolata. **Risulta pertanto necessaria l'adozione di idonee strutture di contenimento (quali palancole) che consentano di eseguire lo sbancamento in condizioni di sicurezza.**

Tale tipo di precauzione si impone sulla base oltre che di valutazioni tecniche, anche dei seguenti fattori:

- la profondità significativa dello scavo (6 metri)
- la presenza, a partire da -2,50 metri, di un terreno argilloso plastico con caratteristiche meccaniche scadenti (angolo di attrito $\varphi = 0$, coesione non drenata con valori minimi di $0,25 \text{ Kg/cm}^2$)
- la presenza di una falda acquifera il cui tetto (misurato in data 11/7/03) è stato individuato a - 3,00 metri ma che è suscettibile, nella stagione autunno/inverno, di avvicinarsi sensibilmente al p.d.c.
- il rischio accertato (sulla base di osservazioni eseguite durante la trivellazione dei pozzetti realizzati per la localizzazione della falda) del crollo dei tratti di parete immersi nella falda stessa
- il rischio probabile di rifluimento del fondo dello scavo a motivo del suo sensibile alleggerimento dovuto all'asportazione dei 6 metri di terreno.

Per i motivi sopra elencati, le palancole dovranno essere spinte anche al di sotto delle quote di fine scavo per una profondità di almeno tre metri.

4.2 - Capacità portante e cedimenti sistema fondazione-terreno

In merito alla pressione limite ed ammissibile che la fondazione della nuova struttura può trasmettere al terreno, si possono anzitutto formulare le seguenti considerazioni qualitative:

- risultando l'opera completamente interrata è opportuno analizzare il bilancio tra masse di scavo e masse di progetto da realizzarsi;

- trovandosi il piano d'imposta della fondazione al di sotto del tetto della falda occorre tener conto della spinta idrostatica agente sulla fondazione stessa;
- un'indicazione sulla capacità portante dei complessi terreno-fondazione può essere ricavata con i metodi convenzionali sui meccanismi di rottura (*Terzaghi e successive revisioni*).

Pressioni di scarico

Le dimensioni in pianta della stazione di sollevamento sono di m 4,40 x 2,90 e rimarrà interrata per un'altezza di 6,10 metri: il volume di terra asportato sarà quindi di 77,84 mc che determina uno scarico unitario di **1,1 Kg/cmq**.

Spinta idrostatica

Il piano d'imposta della platea di fondazione si localizza a -6,10m dal p.d.c.

Nel corso dell'indagine (Luglio 2003) il tetto della falda è stato individuato a -3,00 mt; in tali condizioni la spinta idrostatica agente sulla platea sarebbe pertanto pari a 0,31 Kg/cmq. Tale valore **è di poco inferiore** al carico di esercizio il quale, in assenza di acqua nera all'interno della stazione di sollevamento, sarà pari a circa 0,37 Kg/cmq.

Come già detto in precedenza è da prevedere un sensibile innalzamento della falda nel periodo invernale. Assumendo quindi, a titolo cautelativo, un livello massimo della falda stessa di -0,5 mt dal p.d.c., la spinta idrostatica sarà dell'ordine di 0,55 Kg/cmq, valore superiore di circa 0,2 Kg/cmq rispetto al carico di esercizio.

Si presenta quindi la necessità di ancorare la platea al terreno di fondazione.

Ciò potrà essere realizzato mediante la posa in opera di un numero opportuno di micropali.

A tale proposito si possono dare le seguenti indicazioni.

La contropinta idrostatica di 0,2 Kg/cmq, applicata **all'intera superficie** di appoggio della struttura, avente dimensioni di 23,7 mq, si traduce in:

$$23,7 \times 0,2 = 47,4 \text{ tonn.}$$

Adottando un micropalo TUBFIX tipo B, con diametro di perforazione di 104 - 115 mm, con anima tubolare in acciaio del diametro di 60,3mm, esso assicura una portata ammissibile alla trazione di -28 tonn.

Nel nostro caso con n° 2 micropali di tali caratteristiche (totale 56 tonn.) l'ancoraggio della struttura al terreno è ampiamente assicurata; in tal modo vengono ad essere scongiurate alterazioni delle strutture che potrebbero compromettere la funzionalità dell'opera.

Nella TAV. 1 sono riportate l'ubicazione e lo schema di esecuzione dei micropali suddetti.

Pressione limite ed ammissibile

Facendo riferimento alla procedura di calcolo di *Brinch-Hansen* (1970) riportata nell'Allegato n°2, nell'ipotesi di una platea delle dimensioni di 5,00 x 3,50 m impostata ad una profondità $D = 6,10\text{m}$, e adottando per il terreno di fondazione $\varphi=0^\circ$ e $c_u=0,25\text{ Kg/cm}^2$, si ottiene, per la struttura in progetto, il seguente carico limite ed ammissibile.

$$q_{lim} = 3,02\text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{amm} = 3,02 / 3 = 1,01\text{ Kg/cm}^2$$

Il carico di esercizio massimo (con l'acqua nera dentro l'impianto) risulta pari a **0,47 Kg/cm²**, quindi **inferiore** al carico ammissibile sopra calcolato.

Cedimenti assoluti e differenziali

Tenuto conto della consistenza dell'opera è ragionevole presumere la non sussistenza di cedimenti assoluti o differenziali del sottosuolo di fondazione, conseguenti a fenomeni di deformazione di natura elasto-plastica o viscosa degli aggregati, incompatibili con la sicurezza e/o funzionalità delle strutture medesime.

La realizzazione della struttura prevede infatti uno scavo profondo 6,10m con conseguente scarico del terreno pari a circa 1,1 Kg/cmq.

Le pressioni di esercizio, trasmesse al terreno attraverso una platea sufficientemente rigida, saranno, come già detto, dell'ordine di **0,47 Kg/cm²** quindi inferiori a quelle derivanti dallo scarico di terreno. Pertanto non sussisteranno, in teoria, incrementi di sollecitazione nel sottosuolo.

CONCLUSIONI

Nel corso della presente indagine sono stati analizzati e valutati gli aspetti geologico tecnici riguardanti la realizzazione di un impianto di sollevamento, previsto nell'ambito del progetto per il collegamento del sistema fognario di S. Maria a Monte con il depuratore di Castelfranco di Sotto.

La stratigrafia ricostruita (vedi sezione geostratigrafica di TAV. 28b) ha messo in evidenza la presenza di terreni prevalentemente argillosi e argillo - limosi. Al momento dell'indagine (Luglio 2003) il tetto della falda è risultato a -3,00 metri ma è suscettibile di oscillazioni significative nella stagione invernale.

Riguardo alla fase di scavo per la realizzazione dell'opera, si rende necessario adottare idonee strutture di contenimento delle pareti (vedi palancole). Infatti, la massima altezza prevista per lo sbancamento (6,10 m dal p.d.c.) risulta superiore all'altezza critica relativa al tipo prevalente di terreno riscontrato (pari a **3,33 metri** circa), oltre la quale le pareti, senza strutture di contenimento, risultano instabili.

Tali opere di contenimento dovranno essere spinte a profondità maggiori (minimo 3 metri) di quella massima raggiunta dallo scavo, al fine di evitare distacchi dalle pareti e rifluimenti di terreno per sollevamento del fondo dello scavo stesso. Infatti, come rilevato dalle indagini eseguite, il terreno, alla quota massima raggiunta dallo scavo stesso.

La variabilità stratigrafica verticale emersa non pone problemi particolari in termini di capacità portante e di cedimenti; il solo scarico del terreno, conseguente allo scavo per l'imposta della fondazione, è pari a **1,1 Kg/cmq**, quindi superiore ai carichi di esercizio previsti nell'ordine di 0,47 Kg/cmq. Il carico ammissibile calcolato risulta comunque pari a **1,01 Kg/cmq**.

Trovandosi il fondo dello scavo comunque al di sotto del tetto della falda, si sottolinea la necessità, durante l'esecuzione dei lavori, di espellere dallo scavo notevoli quantitativi d'acqua; ciò dovrà essere fatto mediante un sistema di pompaggio opportunamente dimensionato.

Si consiglia, in via precauzionale, di ancorare l'intera struttura in progetto al terreno di fondazione, al fine di contrastare gli effetti di un eventuale aumento della spinta idrostatica. Ciò potrà essere fatto mediante l'utilizzo di un numero opportuno di micropali (2 sono già essere sufficienti), della lunghezza di almeno 4 metri ciascuno, agganciati alla platea di fondazione.

Si dovrà infine provvedere ad un accurata impermeabilizzazione e sigillatura (quest'ultima soprattutto in corrispondenza dei fori di entrata ed uscita delle tubazioni) al fine di evitare qualsiasi interscambio tra le acque esterne di falda ed i liquami presenti all'interno della struttura.

Nei limiti dei programmi previsti, è consigliabile eseguire i lavori di scavo durante il periodo estivo.

Stante quanto esposto ed alle condizioni sopra riportate, l'intervento di progetto risulta, dal punto di vista geologico - tecnico, fattibile.

GROSERVIZI
VIA U. FOSCOLO, 14
GHEZZANO (PI)

Prova penetrometrica numero: 7
Committente: DOTT. DELLA VISTA
Localita': CASTELFRANCO-MONTECALVOLI
Cantiere:
Data: 11/07/03

Quota falda: -3.00 m dal p.c.

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kg]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma IVO [Kg/cmq]	Fi [gradi]	Dp [%]	Cu [Kg/cmq]	mv [cmq/t]	Colonna Stratig.
0.2					1,80	,04	-	-	-	-	
0.4					1,80	,07	-	-	-	-	
0.6	42,1	1,3	32	870	1,81	,11	30				SL
0.8	28,3	1,5	18	640	1,94	,15			1,13	1	A
1.0	27,3	1,9	15	500	1,94	,19			1,08	7	A
1.2	23,3	1,2	19	630	1,93	,22			,92	2	A
1.4	25,3	1,3	19	710	1,93	,26			1,00	8	A
1.6	27,3	1,6	17	830	1,94	,30			1,08	7	A
1.8	25,4	1,6	16	930	1,93	,34			1,00	7	A
2.0	27,4	1,6	17	1000	1,94	,38			1,08	6	A
2.2	19,4	1,2	16	820	1,92	,42			,76	8	A
2.4	14,4	1,1	13	580	1,57	,45			,56	7	T
2.6	11,4	,7	17	350	1,90	,49			,44	8	A
2.8	10,5	,5	23	240	1,90	,53			,40	7	A
3.0	8,5	,3	26	220	1,83	,56			,32	9	A
3.2	7,5	,3	23	250	1,78	,58			,28	2	A
3.4	8,5	,3	32	270	1,83	,59			,32	9	AL
3.6	10,5	,3	39	300	1,65	,61	-		,40	5	L
3.8	13,6	,3	51	350	1,67	,62	28	11		7	SS
4.0	13,6	,5	29	360	1,91	,64	-	-	,52	2	AL
4.2	9,6	,7	14	370	1,53	,65		-	,36	9	T
4.4	8,6	,4	22	380	1,83	,67		-	,32	7	A
4.6	8,6	,5	18	410	1,83	,68		-	,32	7	A
4.8	10,7	,3	32	460	1,90	,70		-	,40	5	AL
5.0	12,7	,3	38	490	1,66	,71		-	,48	2	L
5.2	10,7	,6	18	510	1,90	,73		-	,40	5	A
5.4	11,7	,5	22	540	1,90	,75		-	,44	5	A
5.6	11,7	,5	25	580	1,90	,77		-	,44	5	A
5.8	10,9	,5	20	580	1,90	,79		-	,40	3	A
6.0	7,9	,4	20	580	1,80	,80		-	,28	2	A
6.2	6,9	,5	15	600	1,50	,81		-	,24	7	T
6.4	7,9	,3	24	590	1,80	,83		-	,28	2	A
6.6	7,9	,3	24	620	1,80	,84		-	,28	2	A
6.8	6	,5	11	620	1,49	,85		-	,21	8	T
7.0	9	,3	34	630	1,85	,87		-	,33	9	AL
7.2	8	,3	30	620	1,80	,89		-	,28	0	AL
7.4	9	,5	19	710	1,85	,90		-	,32	9	A
7.6	8	,2	40	700	1,64	,92		-	,28	0	L
7.8	7,2	,3	22	670	1,76	,93		-	,25	1	A
8.0	7,2	,3	22	680	1,76	,95		-	,25	1	A
8.2	7,2	,3	22	700	1,76	,96		-	,25	1	A
8.4	7,2	,3	27	690	1,76	,98		-	,25	1	A
8.6	8,2	,3	25	770	1,81	,99		-	,29	5	A
8.8	13,3	,4	33	810	1,91	1,01		-	,49	4	AL
9.0	12,3	,7	18	880	1,91	1,03		-	,45	0	A
9.2	10,3	,6	17	910	1,90	1,05		-	,37	0	A
9.4	10,3	,5	19	970	1,90	1,07		-	,37	0	A
9.6	10,3	,4	26	990	1,90	1,08		-	,37	0	A
9.8	6,4	,5	12	1010	1,49	1,09		-	,21	3	T
10.0	8,4	,3	25	1050	1,82	1,11		-	,29	1	A

ALLEGATO n°1

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kgf]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma Ivo [Kg/cmq]	Fi [gradi]	Dp [%]	Cu [Kg/cmq]	mv [cmq/t]	Colonna Stratig.
10.2	8,4	,5	18	1080	1,82	1,13	-	-	,29	26,1	A
10.4	6,4	,3	19	1120	1,72	1,14	-	-	,21	31,8	A
10.6	11,4	,5	21	1200	1,90	1,16	-	-	,41	21,8	A
10.8	12,6	,5	24	1260	1,91	1,18	-	-	,46	20,8	A
11.0	13,6	,7	20	1300	1,91	1,20	-	-	,50	20,2	A
11.2	13,6	,7	20	1410	1,91	1,21	-	-	,50	20,2	A
11.4	19,6	,7	29	1410	1,92	1,23	-	-	,73	19,8	AL
11.6	11,6	,9	12	1430	1,55	1,24	-	-	,41	31,9	T
11.8	16,7	,6	28	1430	1,91	1,26	-	-	,62	19,4	AL
12.0	13,7	,6	23	1450	1,91	1,28	-	-	,50	20,2	A

CPT Cone Penetration Test

Picchetto n. 7 /

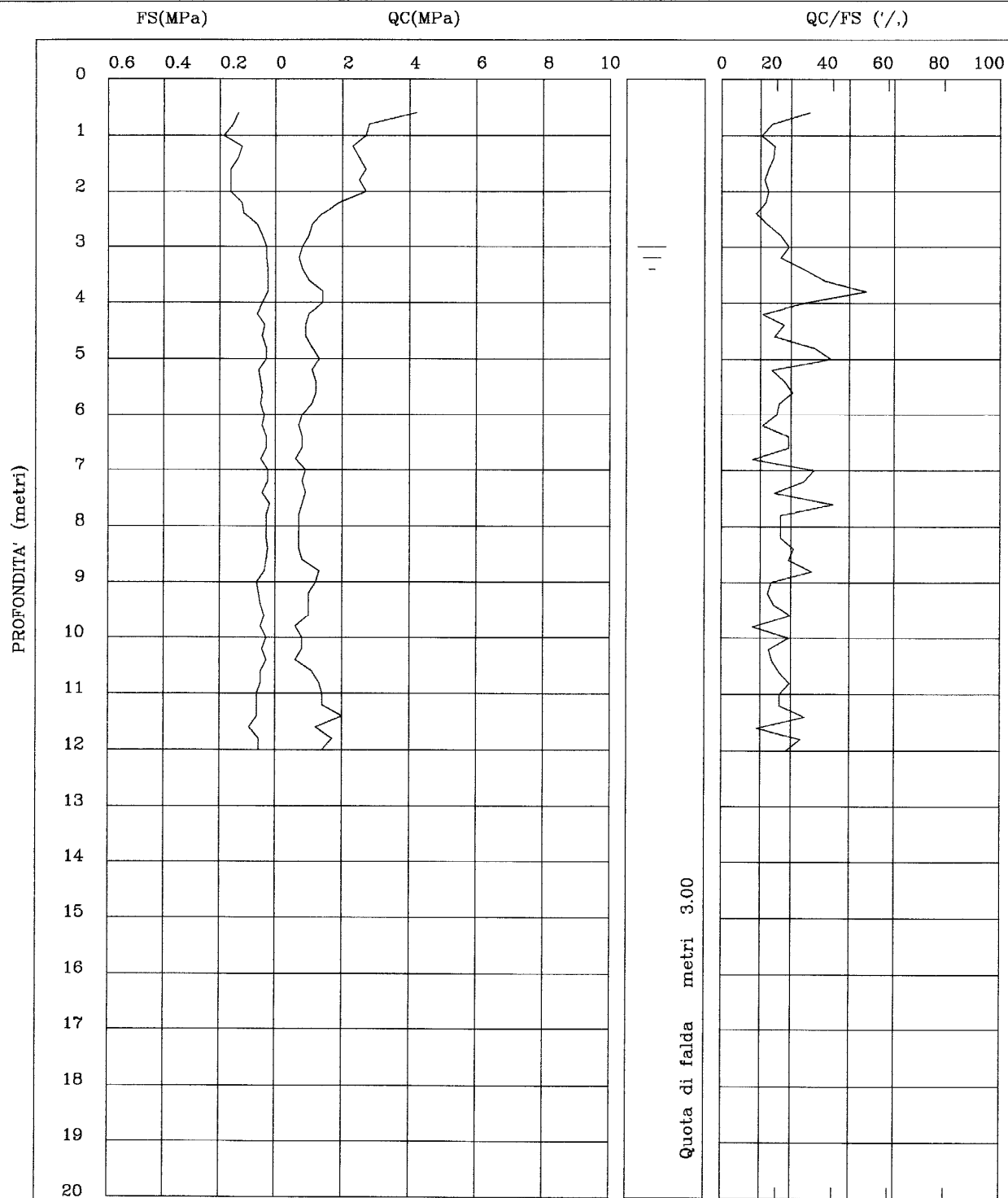
Cantiere

CASTELFRANCO-MONTECALVOLI

Committente DOTT. DELLA VISTA

Certif.n. 291-03

del 13/07/2003



BRINCH HANSEN (1970)

Dati sulla fondazione									
Angolo d'inclinazione del piano di campagna					β	0	°		
Angolo d'inclinazione del piano fondazione					α	0	°		
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi					H/N	0,00			
Coefficiente di sicurezza					Fs	3,00			
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale					δ	4	°		

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione									
Coesione					c	2,50	t/m ²		
Angolo di attrito interno					φ	0,01	°		
Peso di volume del terreno sottostante					γ	0,80	t/m ³		
Peso di volume del terreno laterale					γ_{sup}	1,50	t/m ³		

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico

Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - $Q_{amm} = Q_{lim} / F_s$

$$Q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (B - 2e_t) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma_{sup} \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi =$$

0,00000

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2) =$$

1,00090

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi =$$

5,14390

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di			Fattori di			Fattori di			Fattori di			Fattori di			Capacità portante della fondazione		
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.	Forma della fondazione			Profondità del p.f.			Inclinazione del carico			Inclinazione del p.f.			Inclinazione del p.c.					
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c			
m	m	m	m	m	m																		
3,50	5,00	6,10	2,33	0,583	0,833	0,813333	1,0001	1,0908	1,000	1,0006	1,697	159201	0,9130864	0,9131	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	30,159	10,05	98,59

ALLEGATO n°2