



COMUNE DI FIESSO UMBERTIANO
(PROVINCIA DI ROVIGO)

COMMITTENTE:

STUDIO ING. BIANCHINI LUIGINO

VIA DANIELI 70/1

44021 BADIA POLESINE (RO)

PROGETTO PRELIMINARE:

AMPLIAMENTO DELLA CASA DI RIPOSO "LA QUIETE" NEL COMUNE DI FIESSO UMBERTIANO (RO)

PROGETTISTA: ING. BIANCHINI LUIGINO - BADIA POLESINE

OGGETTO:

RELAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE



STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA ET IDROGEOLOGIA

45021 BADIA P.(RO) – PIAZZA VITTORIO E. , 142 B

35040 CASALE DI SCODOSIA (PD) – VIA CAODALBERO, 173

vox 0425 59.48.42 - fax 0425 59.58.00

web site: www.hgeo.it - email: hgeo@hgeo.it

BARATTO FILIPPO - GEOLOGO

REV.	DATA	CODICE PROGETTO	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	NOVEMBRE 2011	654-11	BF	BF	BF

INDICE

1 PREMESSA	1
2 UBICAZIONE DELL'INTERVENTO	1
3 CARATTERI GEOLOGICI DEL TERRITORIO.....	1
3.1 CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI	1
3.2 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDRAULICHE	2
3.3 CARATTERI SISMICI LOCALI	3
4 TIPOLOGIA E PROCEDURE DELLE INDAGINI GEOLOGICHE	4
4.1 PROCEDURE PER LE PROVE CPT	4
5 CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI	5
5.1 CLASSI LITOMECCANICHE.....	5
5.1 VITA, CLASSE E PERIODO NOMINALE DELLA STRUTTURA	6
5.2 CATEGORIA DEL SUOLO E RISPOSTA SISMICA LOCALE	7
5.3 COEFFICIENTI SISMICI LOCALI	7
5.4 STIMA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	8
6 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	9
6.1 CONDIZIONI ASSUNTE	9
6.2 METODO UTILIZZATO PER IL CARICO LIMITE	10
6.3 METODO UTILIZZATO PER I CEDIMENTI TEORICI	11
6.4 VERIFICHE SLU E SLE	12
6.4.1 ZONA CPT 1	12
6.4.2 CONSIDERAZIONI PER LA ZONA CPT 1	14
6.4.3 ZONA CPT 2	15
6.4.4 CONSIDERAZIONI PER LA ZONA CPT 1	16
7 CONCLUSIONI	17

SCHEDE: 1÷4

ALLEGATI: 1-2 Indagini geognostiche

1 PREMESSA

Codesta Relazione illustra i risultati emersi con le indagini geognostiche eseguite per conto dello *Studio Ing. Bianchini Luigino* con sede a Badia Polesine (RO), incaricato di redigere il progetto preliminare per l'ampliamento della Casa di riposo "La Quiete" nel Comune di Fiesso Umbertiano (RO)".

In particolare, in via preliminare ed in relazione alla attuale fase progettuale, si esamina la situazione geotecnica locale, si analizzano i dati acquisiti in situ e si illustrano:

- 1) Modello geologico idrogeologico e geotecnico locale del terreno interessato dal progetto.
- 2) Resistenza del terreno investigato in relazione alle prevedibili geometrie delle strutture.
- 3) Verifiche di stabilità e le Valutazioni del margine di sicurezza nei riguardi delle situazioni limite SLU, che si possono manifestare sia nelle fasi transitorie di costruzione sia nella fase definitiva per l'insieme manufatto-terreno.
- 4) Valutazione dei prevedibili spostamenti del complesso opera-terreno, dando un giudizio sull'ammissibilità di tali spostamenti in relazione alle condizioni di sicurezza, nonché alla funzionalità dell'edificio (SLE).

Le verifiche di stabilità si basano sulla normativa tecnica vigente e nello specifico:

Norme tecniche per le Costruzioni 2008: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Oltre alle normative regionali vigenti in materia e elencate nei relativi capitoli, che seguono.

Comunque, in ottemperanza allo stesso D.M. 14.01.2008, il progettista, può richiedere le indagini geotecniche che ritiene più opportune alla realizzazione dell'intervento (par. 6.2.2), anche durante la fase costruttiva.

Anzi, si consiglia, in fase di progettazione definitiva ed esecutiva, come peraltro prescritto dalla normativa, di investigare ulteriormente il sottosuolo interessato dall'opera al fine di caratterizzare in maniera più dettagliata le qualità meccaniche dello stesso. Si consiglia anche, vista l'importanza dell'opera, che è pubblica, di investigare il sottosuolo dal punto di vista sismico così da poter ricavare i parametri sismici da applicare, poi, alla progettazione strutturale.

Per una più esaustiva descrizione di quanto dispone il D.M. citato, sia per le metodiche d'analisi da seguire, sia per le responsabilità, sia per i risultati attesi dal confronto tra progetto e verifiche in itinere, nello spirito osservazionale, si rimanda alla lettura del Decreto stesso.

Per la visione degli elaborati progettuali si rimanda al Progettista.

2 UBICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'area d'intervento progettuale si trova in via Trieste nel Comune di Fiesso Umbertiano (RO). Essa ricade nel Foglio 76 quadrante IV NE, denominazione "Occhiobello" della Carta I.G.M. a scala 1:25.000. Nella cartografia regionale CTR appartiene all'Elemento n°185043. La quota media altimetrica è ~6,50 m slm e digrada leggermente verso Nord, fuori del capoluogo. – **Scheda 1.**

3 CARATTERI GEOLOGICI DEL TERRITORIO

3.1 CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI

La configurazione del territorio attualmente osservabile fu assunta alla fine della glaciazione rissiana, ma soprattutto dopo l'ultima glaciazione (Würm), quando la linea di costa arrivava alle latitudini della città di Ancona, a partire da 11500 anni BP, il livello marino si innalzò portandosi agli attuali livelli, facendo

retrogradare l'intero sistema costiero ed inducendo un'aggradazione dei vari sistemi fluviali, almeno sino a 5÷6000 anni BP.

Il territorio di Fiesso Umbertiano è strettamente legato all'evoluzione idrografica locale che si è sviluppata a partire dal tardo Medioevo.

In particolare, quello studiato, risulta un territorio modellato dai sistemi fluviali succedutesi e, soprattutto, da quello del Po.

Nello specifico, furono i rami "nuovi" del Po staccatisi nelle Località Salara e Stienta che determinarono la morfologia locale. Il primo è successivo al paleoPo di Adria¹, in quanto databile alla tarda età del ferro; fu attivo sino all'epoca romana e partendo dall'attuale alveo nei pressi di Salara, si sviluppava toccando gli attuali centri di Veratica, Curà, Runzi, Pellizzare, Precona, S. Donato e Capitello di Fiesso Umbertiano. Qui, si immetteva in un secondo paleoalveo pensile di epoca tardo antica/altomedievale, che dall'attuale alveo padano, nei pressi di Stienta, transitava per Ospitaletto e Fiesso Umbertiano andando ad immettersi nell'alveo attuale del Po a Raccano nei pressi di Polesella, dopo aver toccato Cascina Morosina, La Crosara e Viezze.

In tempi più recenti, significativa per l'evoluzione morfologica locale risulta la cosiddetta "rotta di Ficarolo" datata dagli studiosi nel XII sec d.C., che modificò sostanzialmente il corso padano, già oggetto di deviazioni e ramificazione nel VII sec a causa di una rotta di Ferrara che diede luogo a due nuovi rami: il Po di Primaro e il Po di Volano

Nello specifico, l'area sede dell'intervento si trova su un paleoalveo padano che staccatosi dal percorso attuale interessa con direzione Ovest-Est l'abitato di Ospitaletto ed attraversa interamente Fiesso Umbertiano proseguendo verso la Loc. La Passioncella e Viezze (Comune di Canaro).

La zona di intervento progettuale si trova al margine settentrionale del dosso padano citato pertanto, quindi, oltre ai terreni medio-fini prevalentemente limosi sabbiosi, tipici degli "alti morfologici" ma qui presenti soprattutto in profondità; in superficie iniziano a comparire terreni prevalentemente limoso-argillosi che diventano prevalenti andando verso Nord, trattandosi di zona distale e fuori dal dosso del ramo padano. Le indagini geognostiche confermano questo modello stratigrafico.

I terreni più sabbiosi e all'interno del volume di sottosuolo interessato dagli apparati fondazionali dell'opera in progetto, compaiono, qui, al di sotto dei 12 m di profondità. Tale caratteristica litologica influisce anche sulle qualità meccaniche, come si vedrà più avanti.

La zona è inserita nella classe "idonea", seppure al margine con l'area "idonea a condizione" posta a Nord, in riferimento alla urbanizzazione, come è visibile negli elaborati del PAT comunale adottato.

I dati qui sinteticamente illustrati sono dedotti dalla bibliografia esistente, da studi pregressi in zona.

3.2 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDRAULICHE

Dal punto di vista *idrogeologico* l'area appartiene al sistema acquifero differenziato della bassa pianura veneta, cioè un sistema multifalde in cui quella più superficiale è libera (freatica), mentre le sottostanti sono in pressione (artesiane). Tale sistema è dovuto all'alternanza tra terreni sabbiosi, che fungono da livelli acquiferi, e terreni argillosi che rappresentano i livelli impermeabili. Questa alternanza permette l'esistenza di un complesso sistema di falde acquifere sovrapposte (acquiferi confinati).

La falda superficiale è in genere libera (falda freatica) e poco profonda. La soggiacenza, in ambito comunale, oscilla tra 0.5 ÷ 3.0 m. I valori sono legati a più cause. Tra le principali si possono mettere la morfologia superficiale del terreno, l'azione di bonifica e le direttrici di alimentazione che provengono dal Fiume Po.

La soggiacenza, misurata durante le indagini geognostiche è di 3,2 m da piano campagna. I gradienti idraulici della tavola d'acqua sono sempre modesti con valori locali attorno tra 0,1 ‰.

La falda freatica è in diretta comunicazione con la superficie attraverso la porzione non satura del terreno e trae alimentazione sia dal deflusso sotterraneo che proviene dalle zone a monte, sia dall'infiltrazione diretta

¹ Definizione del Veggiani (1974) riferita al ramo staccatosi dal corso principale nel X sec a.C. fu attiva da circa 3000 BP sino a circa il VIII sec a.C., sempre secondo Veggiani. Il suo dosso si stacca dall'attuale corso fluviale nei pressi di Castelmassa e prosegue sin dopo Adria, quando viene occupato dal corso attuale del Canalbianco.

delle acque superficiali (precipitazioni, dispersione di subalveo, immissione artificiale d'acqua nel sottosuolo con l'irrigazione) attraverso la soprastante superficie topografica.

Per quanto riguarda il deflusso idrico in ambito comunale, la falda libera mostra direzioni che sono legate ai carichi idraulici provenienti soprattutto dal Fiume Po, alla capacità intrinseca dei terreni a farsi attraversare (permeabilità), alla loro dislocazione altimetrica (zone depresse e zone sopraelevate).

La zona di progetto si trova su un alto idrogeologico proveniente da SW ed alimentato dal Fiume Po che indirizza, qui, il deflusso sia verso SE che verso NW. Molto, comunque, gioca nella morfologia freatica, anche il drenaggio forzato legato alla bonifica fondiaria.

I terreni sciolti, qui presenti, sono dotati di permeabilità primaria per porosità. Il loro grado di permeabilità (K) può essere interpretato come medio ($K = 10^{-3} \div 10^{-5}$ m/s) nei termini sabbiosi, mentre diventa basso ($K = 10^{-6} \div 10^{-9}$ m/s) nei termini coesivi presenti in superficie nella zona stessa o come lenti nel sottosuolo.

La zona non risulta interessata da allagamenti periodici secondo la competente Autorità di Bacino ed il Consorzio di Bonifica locale. Rientra, invece, nella Classe di Pericolosità P1, come buona parte del Polesine, in quanto soggetta a scolo meccanico.

I dati illustrati qui nei paragrafi precedenti sono dedotti sia dalla bibliografia esistente.

3.3 CARATTERI SISMICI LOCALI

La presenza strutturale dell'arco delle pieghe ferraresi, assieme a quelle romagnole, rappresenta il più evidente e complesso elemento strutturale della Pianura Padana. Esso si accavalla con vistosi sovrascorrimenti sulle monoclinali pedepolina ed adriatica.

Le pieghe ferraresi costituiscono il settore più esterno dell' arco, e sono caratterizzate da una tettonizzazione molto intensa, che ha portato il substrato Mesozoico in posizione elevata sovrascorrendo il Terziario. Le serie terziarie hanno, comunque, spessore ridotto.

Le superfici di sovrascorrimento immergono qui con angoli elevati, dell' ordine dei 40°. L'età delle fasi compressive più evidenti è ascrivibile al Pliocene inferiore e poi al Pliocene superiore-Pleistocene.

Il complicato assetto tettonico fa sì che la zona di Fiesso Umbertiano sia caratterizzata da sismicità maggiore del restante territorio polesano.

Il Comune di Fiesso Umbertiano, infatti, rientra nella *classe 3* della nuova zonizzazione sismica con grado di accelerazione orizzontale al suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni tra 0,05 e 0,15g e con accelerazione orizzontale di ancoraggio allo spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) pari a 0,15 g.

La Regione Veneto con Deliberazione del Consiglio regionale n.67/2003 ha recepito la classificazione sismica del territorio comunale stabilita con la citata ordinanza n. 3274/2003.

Nella D.C.R. n° 67 del 3 dicembre 2003 si prescrive che “i comuni che ricadono nella zona 3 non sono necessari né il deposito dei progetti, ai sensi della citata legge n. 64/1974, né gli adempimenti successivi, fermo restando l'obbligo di progettazione antisismica. A tal fine il progettista è tenuto ad allegare al progetto l'attestazione di aver tenuto conto che le calcolazioni sono conformi alle normative sismiche vigenti”.

Con successiva D.G.R. n. 71/2008, la Regione Veneto ha preso atto, tra l'altro, di quanto disposto dalla successiva ordinanza n.3519/2006.

Con D.G.R. n. 3308 del 4.11.2008 sono state approvate, in applicazione delle nuove norme tecniche sulle costruzioni in zona sismica, le indicazioni per la redazione e la verifica della pianificazione urbanistica

Parimenti sono da seguire le disposizioni emanate con il D.M. 14.01.2008 e la successiva Circ. Min. 617/2009 per zone con tale grado di sismicità.

4 TIPOLOGIA E PROCEDURE DELLE INDAGINI GEOLOGICHE

Le proprietà meccaniche dei terreni interessati dal progetto preliminare ed adottate, qui, per le verifiche sono dedotte da indagini eseguite nell'area destinata ad ospitare la struttura in progetto. Per l'ubicazione delle indagini geognostiche si veda la **Scheda 2**.

Il programma delle indagini effettuate è stato formulato sulla base della possibile costituzione del sottosuolo e sulle conoscenze geologiche in possesso per la zona in oggetto, derivanti da studi pregressi. Le modalità delle indagini condotte tengono conto del volume significativo del terreno relativo ai sistemi fondali superficiali, generalmente adottati per la tipologia della struttura in progetto.

Le indagini geognostiche hanno consentito di investigare il volume di terreno attinente alle condizioni di stabilità del sistema geotecnico, che sarà interessato dal cambiamento degli stati tensionali indotti dalla realizzazione dell'opera in progetto.

In funzione della struttura in progetto, si sono fatte eseguire, da ditta specializzata:

- **n°2 prove penetrometriche statiche (CPT)** spinte a profondità variabile e massima di *15 m* dal piano campagna attuale. La profondità massima investigata delle singole CPT è legata non tanto ad una scelta progettuale bensì alle elevate resistenze alla penetrazione - "rifiuto" - che la strumentazione ha incontrato attraversando i terreni di tipo incoerente denso – **Allegati 1÷2**.

4.1 PROCEDURE PER LE PROVE CPT

Per la prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test) è stato impiegato un penetrometro meccanico con punta standard tipo Begemann in accordo con la procedura di riferimento ISSMFE (codice RM) con attrezzatura di spinta ancorata da 10 ton.

I vari parametri di prova sono ottenuti mediante le seguenti relazioni energetiche:

- 1) Resistenza alla punta $q_c = R_p = \frac{Q_c}{A_c}$
- 2) Resistenza unitaria di attrito laterale locale $f_s = R_l = \frac{Q_s}{A_s}$
- 3) Rapporto della resistenza (Friction Ratio) $R_f (\%) = 100 \times \frac{f_s}{q_c}$
- 4) Indice delle resistenze (Friction Index) $\frac{q_c}{f_s}$

dove

Q_c = forza assiale agente sul cono

A_c = area di base del cono

f_s e q_c sono misurate alla stessa profondità

Q_s = forza di attrito per infiggere il manicotto

A_s = superficie laterale del manicotto

La prova CPT in generale trova applicazione per: 1) rilevare l'andamento stratigrafico lungo la verticale; 2) individuare i tipi di terreno attraversati; 3) interpolare l'andamento degli strati fra verticali di sondaggio.

I parametri CPT possono essere utilizzati con affidabilità per valutare: 1) l'angolo di attrito e la compressibilità drenata dei terreni granulari; 2) la resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi. Meno attendibile risulta la valutazione dei parametri di compressibilità drenata e non dei terreni coesivi. I parametri ottenuti per i terreni investigati e adottati poi nelle verifiche, sono ricavati mediante correlazioni empiriche con le resistenze penetrometriche q_c delle indagini condotte². Si veda la tabella sottostante.

² Software utilizzato: CPT3 della Programgeo

Metodi assunti per il calcolo dei parametri geotecnici

Terreni incoerenti	Formula	Autore	Note
Resistenza al taglio (φ)	$\varphi = 17.4 + 4.49 R_p$	Meyerhof	R_p (kg/cm ²) è la resistenza di punta media misurata nello strato
Densità relativa (D_r %)	$D_r = 34.36 \ln \left(\frac{R_p}{12.3 \sigma^{0.7}} \right)$	Harman	σ è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm ² e R_p (kg/cm ²) la resistenza di punta media misurata nello strato
Modulo Deformazione (E_s) in Kg/cm ²	$E = 2.5 R_p$	Schmertmann	R_p (kg/cm ²) è la resistenza di punta media misurata nello strato
Modulo Edometrico (E_d) in Kg/cm ²	$M = 0.03 R_p + 11.7 \sigma + 0.79 D_r \%$	Robertson - Campanella	σ è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm ² , R_p (kg/cm ²) la resistenza di punta media misurata nello strato e D_r la densità relativa in percentuale
Modulo Deformazione di Taglio (G_0) in Kg/cm ²	$G_0 = 28 R_p^{0.611}$	Imai - Tomauchi	R_p è la resistenza di punta media nello strato.
Velocità onde V_s (m/s)	$V_s = \alpha + \beta R_p$	Barrow e Stockoe	$\alpha = 50,6$ e $\beta = 2.1$, valida per ogni terreno
Terreni coesivi	Formula	Autore	Note
Coesione non drenata (c_u) in Kg/cm ²	$c_u = \frac{R_p - \sigma}{20.7 - 0.18 IP}$	Lunne e Eide	R_p (kg/cm ²) è la Resistenza alla punta media dello strato; IP è l'Indice di plasticità medio dello strato; σ (kg/cm ²) è la Pressione litostatica efficace a metà strato.
Modulo edometrico (E_d) in Kg/cm ²	$E_d = \alpha R_p$	Mitchell e Gardner	R_p è la resistenza alla punta media dello strato e α è un coefficiente variabile in funzione del tipo di terreno
Modulo Deformazione di Taglio (G_0) in Kg/cm ²	$G_0 = 28 R_p^{0.611}$	Imai - Tomauchi	R_p è la resistenza di punta media nello strato.
Indice di Compressione C_c	$C_c = 0.09 - 0.055 \log \left(\frac{2c_u}{\sigma} \right)$	Schmertmann	c_u è la coesione non drenata media dello strato e σ la pressione litostatica efficace media a metà strato

5 CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI

Avvalendosi dei risultati ottenuti con le prove in situ si è ricostruito l'assetto litomeccanico del sottosuolo interessato dal progetto.

Emerge dalle CPT eseguite una certa disomogeneità verticale e laterale nei primi 5,0 metri. Infatti, rispetto ad un modello semplificato caratterizzato da 3 strati coesivi a differente qualità meccanica con uno strato di base di tipo incoerente, modello che qualifica la zona "in grande"; nello specifico si hanno variazioni di spessore e di litologie lenticolari nella parte interessata dalla CPT 2.

Nella parte della CPT 01 si hanno terreni coesivi (prevalentemente limi argillosi) di media e bassa qualità meccanica almeno sino a circa -13 metri da p.c. che poggiano su uno strato sabbioso limoso. In quella della CPT 2 la stratigrafia è più complessa, proprio perché si è vicini al passaggio tra morfologie deposizionali diverse come detto prima.

Si vedano le **Schede 3a e 3b** dove sono riportate i Modelli geotecnici assunti per le due zone d'indagine.

5.1 CLASSI LITOMECCANICHE

Il terreno di fondazione indagato è caratterizzato dalla presenza di terreni con un comportamento geomeccanico prevalentemente coesivo.

In sintesi ed analizzando il Modello che emerge dalle CPT si ha:

1. Da quota campagna sino a -1,5 metri dal p.c. attuale si hanno terreni limoso argillosi mediamente compatti con $q_{ck} = 25 \text{ Kg/cm}^2$.
2. Al di sotto e fino a circa -5,2 metri nella CPT 1 e a -2,6 m nella CPT 2, c'è uno strato di argille a compattezza medio-bassa con $q_{ck} = 15 \text{ Kg/cm}^2$.

3. Nella CPT 2 tra -2,6 e 4,2 m si trova uno strato di limi argillosi consistenti con $q_{ck} = 40 \text{ Kg/cm}^2$.
4. e al di sotto, sempre nella CPT 2, una lente sabbioso-limosa compatta fino a -5,6 m con $q_{ck} = 100 \text{ Kg/cm}^2$.
5. Seguono fino a -12 metri argille molli con $q_{ck} = 3$
6. All'interno dello strato 5 e nella sola CPT 1 si ha una lente di limi sabbioso-argillosi consistenti con $q_{ck} = 30 \text{ Kg/cm}^2$.
7. Infine, al di sotto degli strati citati e sino a fine indagine si hanno terreni classificabili come sabbie limose addensate ($q_{ck} = 85 \text{ Kg/cm}^2$).

Da notare che, come indica la Circ. Min. nr.617 del 02.02.2009 per le opere che coinvolgono un limitato volume di terreno, i valori di q_{ck} riportati sopra sono caratteristici del campione, quindi viene calcolato il valore caratteristico dell'insieme dei valori di q_c misurati con probabilità di superamento del 5%.

I parametri geotecnici riportati a fianco di ciascuno strato nelle tabelle sottostanti, adottati poi nelle verifiche, sono ricavati da correlazioni empiriche con le resistenze penetrometriche delle indagini condotte.

Gli stessi parametri sono stati, poi, utilizzati, adottando software dedicato³, per i successivi calcoli di capacità portante e cedimenti del terreno di fondazione.

Da notare, comunque, che lo stato d'addensamento dei singoli depositi può variare da punto a punto all'interno della superficie coperta dalla struttura in progetto. Le Tabelle seguenti mostrano i valori caratteristici dedotti dalle indagini per le zone investigate.

Parametri meccanici caratteristici degli strati considerati - zona CPT 1

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni
1,5	19,0	19,61			117,7		3923,0	0,45
3,7	18,0	18,6			63,7		4413,0	0,42
3,8	16,0	16,67			29,4		2451,0	0,45
1,4	18,1	19,12	31,0	31		4903,0	2941,0	0,35
1,6	16,0	16,67			29,4		2451,0	0,45
1,0	18,8	19,12			78,5		4903,0	0,42
2,0	18,2	19,6	35,0	35		19613,0	5884,0	0,35

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

Parametri meccanici caratteristici degli strati considerati - zona CPT 2

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni
1,5	19,0	19,61			117,7		3923,0	0,45
1,1	18,0	18,6			63,7		4413,0	0,42
1,6	16,0	20,6			29,4		6864,0	0,45
1,4	18,1	20,6	31,0	31		23536,0	6864,0	0,35
5,9	16,0	16,67			29,4		2451,0	0,45
1,5	18,8	19,12			78,5		4903,0	0,42
2,0	18,2	19,6	35,0	35		19613,0	5884,0	0,35

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

5.1 VITA, CLASSE E PERIODO NOMINALE DELLA STRUTTURA

Il progetto prevede l'ampliamento della casa di riposo, una struttura di tre piani fuori terra e senza vani interrati (vedasi tavole di progetto).

La vita nominale dell'opera strutturale V_N , intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, è stata assunta pari a ≥ 50 anni (tab.2.4.1 NTC).

L'opera è stata considerata appartenente alla **Classe d'uso III** (par. 2.4.1 NTC).

³ Loadcap 2012.9.1.527 della Geostru srl

Pertanto, sulla base dei parametri sopra fissati, le azioni sismiche sulla costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che è ricavato moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U : $V_R = V_N \times C_U$ (parag. 2.4.1). In questo caso risulta $V_R = 50 \times 1,5 = 75$.

5.2 CATEGORIA DEL SUOLO E RISPOSTA SISMICA LOCALE

Poiché il Comune di Fiesso Umbertiano ha un certo grado di sismicità, come anticipato nel paragrafo 3.3, al fine di definire l'azione sismica di progetto si è valutata la risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel par. 7.11.3 delle NTC. Per la definizione dei parametri sismici si è usato il software della Ditta Geostru versione 2011-12-25, i cui risultati sono riportati nella **Scheda 4** per i vari stati limite. In essa sono anche riportati i parametri α_g , F_0 e T_c^* associati ai tempi di ritorno (T_r) ed ai citati SL.

Per la definizione dell'azione sismica si è fatto riferimento anche ad un approccio semplificato, basato sulle Categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle NTC) con la definizione delle V_{s30} . In realtà, la classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s ovvero sul numero medio di colpi N_{SPT} ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media c_u , entro i primi 30 m di profondità.

In base ai risultati emersi con le CPT, confermati anche dalla indagine sismica V_{s30} , si prevede ragionevolmente che i terreni della zona abbiano valori crescenti con la profondità. Pertanto, si classifica il sottosuolo appartenente alla *Classe D*: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $c_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)".

5.3 COEFFICIENTI SISMICI LOCALI

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{max}/g) \qquad K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

con a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito e g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \times S_T \times a_g$$

con: S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0,90 \leq S_S \leq 1,80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1,00) \qquad T2 (S_T = 1,20) \qquad T3 (S_T = 1,20) \qquad T4 (S_T = 1,40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Sulla base dei dati esposti e partendo da un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al par. § 3.2.2 delle NTC), la risposta sismica locale è definita mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie:

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,196
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,509
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0471
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,1501

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,37	2,58	0,26
S.L.D.	75,0	0,44	2,55	0,29
S.L.V.	712,0	1,07	2,58	0,31
S.L.C.	1462,0	1,35	2,59	0,32

Il valore di a_{max} ricavato dall'espressione citata $a_{max} = S_s \cdot a_g \cdot S_T$ in riferimento alla probabilità di superamento PVR; dove a_g è l'accelerazione massima sul sito di riferimento rigido ed S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.5.1 NTC) e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.5.2 NTC).

Pertanto i Coefficienti sismici orizzontali e verticali per il sito in oggetto, risultano:

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,666	0,2	0,0136	0,0068
S.L.D.	0,792	0,2	0,0162	0,0081
S.L.V.	1,926	0,24	0,0471	0,0236
S.L.C.	2,43	0,24	0,0595	0,0297

Nei calcoli successivi si è considerato lo stato limite ultimo **SLV** e di esercizio **SLD**.

5.4 STIMA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Le indagini geognostiche mostrano che i terreni incontrati sono prevalentemente coesivi. La falda è stata riscontrata a -3,2 m da piano campagna attuale.

Il paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC afferma che "la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$."

La stima della magnitudo del sisma di progetto è stata fatta mediante l'espressione del GNDT:

$$M = \frac{\log_{10} a_{g_{bedrock}} + 2,544}{0,363}$$

e risulta, con $a_{g_{bedrock}} = 0,109$ per SLV, **M = 4,35**.

Quindi non sarebbe necessaria la stima dei rischi di liquefazione. Per completezza, però, la si è eseguita lo stesso.

La verifica di liquefazione è stata fatta, seguendo le analisi prodotte per la portanza illustrato oltre. Il programma Loadcap citato utilizza il Metodo del C.N.R. - GNDT (da Seed e Idriss).

Per le condizioni di calcolo assunte i risultati sono riportati nelle sottostanti Tabelle, con le condizioni di terreno e fondazionali. Per ricavare il valore di N_{SPT} da prove CPT si è utilizzata la espressione di Jefferies & Davies (1993):

$$\frac{q_c}{N_{60}} = 0,85 \times \left(1 - \frac{I_c}{4,75}\right)$$

dove:

$I_c < 1,31$ sabbie ghiaiose	$2,60 < I_c < 2,95$ da limi argillosi ad argille limose (limi in genere)
$1,31 < I_c < 2,05$ da sabbie pulite a sabbie limose	$2,95 < I_c < 3,60$ argille
$2,05 < I_c < 2,60$ da sabbie limose a limi sabbiosi (sabbie in genere)	$I_c > 3,60$ terreni organici, torbe

Si è ottenuto per entrambe le posizioni investigate la non liquefacibilità dei terreni.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.1 CONDIZIONI ASSUNTE

Per le valutazioni di capacità portante del sottosuolo e non conoscendo le scelte progettuali si sono considerate **fondazioni a platea** con le seguenti dimensioni:

Larghezza fondazione	12,70 m;	Lunghezza fondazione	46,24 m
Profondità piano di posa	0,70 m;	Altezza di incastro	0,70 m
Profondità falda	3,2 m;		

Le verifiche si sono fatte assumendo tali configurazioni per valutare il grado di stabilità globale. Non conoscendo i carichi di progetto né d'esercizio, né gli eventuali momenti o sforzi laterali cui può essere soggetta la struttura e le fondazioni, si dà solo la pressione di progetto calcolata per i vari SL.

Le verifiche si sono fatte assumendo tale configurazione per valutare il grado di stabilità globale.

Si sono eseguite le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e alle condizioni di esercizio (SLE) nel rispetto dei principi e delle procedure citate nel paragrafo 6.2.3 delle NTC.

Per le Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) si è utilizzato il metodo dei coefficienti parziali che le NTC indicano, per ogni stato limite ultimo, nella condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione normale alla base della fondazione e dove R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nel calcolo di E_d e R_d è necessario moltiplicare le *azioni di progetto* per il coefficiente parziale γ_F e dividere i parametri di progetto per il coefficiente parziale γ_M , secondo le combinazioni fornite dalla normativa in relazione a ciascuna opera geotecnica.

Al paragrafo 6.2.3.1 delle NTC è scritto che *“la verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi”*.

Per le verifiche della suddetta condizione e per la cabina si è utilizzato l'**Approccio** progettuale **1** con la **Combinazione 1 (A1+M1+R1)** e **2 (A2+M2+R2)**, che risulta normalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico rispetto alla combinazione 1. Si è anche utilizzato gli **Approcci** progettuali **“sisma”**, **S.L.E.** e **S.L.D.** forniti dal software Loadcap 2012.1.9 Rev.527 che permettono di ricavare i carichi di servizio e i conseguenti cedimenti del sistema “terreno-fondazioni” tenendo conto delle azioni del sisma di progetto precedentemente calcolate.

Il valore di progetto della resistenza R_d è stato determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II delle NTC (vedasi Tabella sottostante) e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema è riportato nella Tabella sottostante (da Tab. 6.4.1 NTC).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
A1+M1+R1	No	1	1	1	1	1	1	1
A2+M2+R2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
Sisma	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
S.L.E.	No	1	1	1	1	1	1	1
S.L.D.	No	1	1	1	1	1	1	1

Inoltre, il sistema geotecnico relativo all'opera in progetto è stato verificato anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE). Infatti, *“il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera”* (par.6.2.3.3 NTC). Per ciascun stato limite di esercizio la condizione da rispettare è:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il valore limite dell'effetto delle azioni stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le NTC – par. 6.4.2.2 – indicano che *“si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi”*.

6.2 METODO UTILIZZATO PER IL CARICO LIMITE

Le NTC/2008 indicano che nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Per la capacità portante si è utilizzato il *Metodo di Brinch-Hansen* (EC-8)

Il carico limite di progetto in *condizioni non drenate* si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A' = B' \cdot L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico
 c_u Coesione non drenata
 q pressione litostatica totale sul piano di posa
 s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari
 $s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H : $i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$

Per le *condizioni drenate* il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

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

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

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L:

$$i_q = i_g = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B:

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

6.3 METODO UTILIZZATO PER I CEDIMENTI TEORICI

I parametri di deformabilità dei terreni sono stati ricavati mediante correlazioni empiriche con la q_c delle prove condotte. Il tempo di calcolo per i cedimenti di consolidazione è stato preso pari a 10 anni. Nel calcolo s'è tenuto conto dello spessore di terreno asportato, fattore questo che riduce l'effettivo carico imposto. Il metodo usato è stato il *Metodo di consolidazione monodimensionale* di Terzaghi.

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$). Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR = Rapporto di ricomprensione;

CR = Rapporto di compressione;

H_0 = Spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ = incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T il tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} il tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

6.4 VERIFICHE SLU E SLE

Nelle verifiche si sono assunte le condizioni enunciate nei paragrafi precedenti in termini di risposta sismica locale, di classe d'uso etc.

Si è adottata la condizione non drenata non essendo disponibile, per contratto, la definizione delle resistenze drenate ottenibili da analisi di laboratorio per i terreni fini sottostanti allo strato incoerente superficiale.

Poiché esiste la differenza litomeccanica citata tra i due punti si è caratterizzata la zona inerente a ciascuna indagine al fine di valutare le diversità meccaniche e di stabilità del sistema "terreno-fondazioni". Di seguito si illustrano i risultati.

6.4.1 ZONA CPT 1

Assumendo le combinazioni di calcolo sopra citate si è ricavato il carico agente sul sottosuolo con *fondazione a platea*, per la struttura in progetto.

La Tabella sottostante indica i risultati; mentre di seguito vengono riportati il Carico limite (Q), la Resistenza di progetto (Rd - paragonabile alla vecchia q_{amm}), il Fattore di sicurezza (F) tra il Carico limite e la Pressione normale di progetto e la verifica o meno del rapporto $Ed \leq Rd$.

Carichi di progetto agenti sulla fondazione - zona CPT 1

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	Tipo
1	A1+M1+R1	84,28	Progetto
2	A2+M2+R2	84,28	Progetto
3	Sisma	84,28	Progetto
4	S.L.E.	84,28	Servizio
5	S.L.D.	84,28	Servizio

Carico limite fondazione con combinazione A2+M2+R2 (Brinch - Hansen 1970):

Carico limite [Qult]	252,83 kN/m²
Resistenza di progetto [Rd]	140,46 kN/m²
Tensione [Ed]	84,28 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3,0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Coefficiente di sottofondazione calcolato con Bowles (1982) : Costante di Winkler: 10113,17 kN/m³

A1+M1+R1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	348,64 kN/m²
Resistenza di progetto	348,64 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	252,83 kN/m²
Resistenza di progetto	140,46 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	252,83 kN/m²

Resistenza di progetto	140,46 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Da notare che l'aumento della profondità del piano di posa (D) produce un conseguente aumento della q_{lim} per l'effetto stabilizzante del sovraccarico laterale; al contrario la diminuzione di D produce la riduzione anche della q_{lim}.

Con il carico ricavato (**84,28 kN/m²**) si sono calcolati i cedimenti indotti, come raccomandato nel par. 6.4.2.2 NTC. Essi sono stati calcolati con il Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Pressione normale di progetto	84,28	kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10,0	
Cedimento totale al centro	23,45	cm
Cedimento totale al vertice	7,70	cm

6.4.2 CONSIDERAZIONI PER LA ZONA CPT 1

Dallo sguardo ai cedimenti calcolati con le fondazioni a platea ed i carichi ricavati in condizioni non drenate per il sottosuolo della zona si osserva che:

1. I cedimenti calcolati riguardano fondazioni flessibili. Per ottenere il cedimento teorico totale con fondazioni rigide bisogna moltiplicare il valore ricavato per 0,75.
2. Per fondazioni a platea, Wilum e Starzewski (1975)⁴ fissano in 80÷100 mm i cedimenti totali massimi ammissibili ed in 0.003 ($\delta/L \approx 1/300$) e 0.005 ($\delta/L \approx 1/200$) il rapporto tra cedimento differenziale di due punti e la loro distanza ossia la distorsione angolare.
3. Altri autori⁵ indicano, invece, in 50 mm il cedimento totale atteso ed in 20 mm quello differenziale per fondazioni a platea; mentre i valori di β (distorsione angolare) vengono fissati tra 0,002 ($\delta/L \approx 1/500$) e 0.003 ($\delta/L \approx 1/300$), cioè tra il limite di sicurezza, per non avere fessurazioni, ed il limite inferiore, quando queste iniziano (Bjerrum, 1963)⁶.
4. ***Dall'analisi dei risultati emerge che con la pressione di progetto calcolata vengono superati i valori limite fissati in termini di cedimenti totali, sia come fondazione flessibile che rigida.***
5. ***Si sono, pertanto, fatti diversi scenari di pressione di esercizio al fine di rientrare nei limiti ora citati.***

Risulta accettabile una pressione di progetto pari a 50 kN/m² dalla quale risultano i seguenti cedimenti per una fondazione non rigida:

<i>Pressione normale di progetto</i>	<i>50,0 kN/m²</i>
<i>Cedimento dopo T anni</i>	<i>10,0</i>
<i>Cedimento totale al centro</i>	<i>12,1 cm</i>
<i>Cedimento totale al vertice</i>	<i>3,6 cm</i>

6. ***Si consiglia di irrigidire l'apparato fondale al fine di rientrare almeno nei limiti fissati da Wilum e Starzewski.***

Applicando, invece un carico di 40 kN/m² i cedimenti si abbassano rispettivamente a 8,8 e 2,8 centimetri, sempre con fondazione non irrigidita.

7. L'irrigidimento del sistema fondale deve avvenire sull'intero orizzonte fondale, per evitare di creare zone di cerniera con conseguente richiamo delle distorsioni. Il grado d'irrigidimento deve essere proporzionale non solo all'entità dei carichi totali, ma anche al grado della loro disomogeneità.
8. Qualora, però, sia necessario scaricare in fondazione carichi totali maggiori di quelli ricavati nelle differenti condizioni, sarà cura del progettista valutare l'uso di fondazioni profonde. In tal caso, sarà cura del progettista o di chi incaricato approfondire idoneamente l'analisi geotecnica per il dimensionamento dei sistemi fondali più opportuni.

⁴ Wilum Z., Starzewski K. (1975), *Soil Mechanics in Foundation Engineering*, 2.42nd ed., Surrey V.M. Press, London

⁵ Bowles J. (1994), *Fondazioni*, McGraw – Hill, Inc., pag.471.0.239

⁶ Bjerrum L. (1963), *Discussion of compressibility of soils*, 2nd ECS3.0MFE, Wiesbaden, vol.II pp.16-17

6.4.3 ZONA CPT 2

Assumendo le combinazioni di calcolo sopra citate si è ricavato il carico agente sul sottosuolo con *fondazione a platea*, per la struttura in progetto.

La Tabella sottostante indica i risultati; mentre di seguito vengono riportati il Carico limite (Q), la Resistenza di progetto (Rd - paragonabile alla vecchia q_{amm}), il Fattore di sicurezza (F) tra il Carico limite e la Pressione normale di progetto e la verifica o meno del rapporto $Ed \leq Rd$.

Carichi di progetto agenti sulla fondazione - zona CPT 2

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	Tipo
1	A1+M1+R1	57,19	Progetto
2	A2+M2+R2	57,19	Progetto
3	Sisma	57,19	Progetto
4	S.L.E.	57,19	Servizio
5	S.L.D.	57,19	Servizio

Carico limite fondazione con combinazione A2+M2+R2 (Brinch - Hansen 1970):

<i>Carico limite [Qult]</i>	<i>171,58 kN/m²</i>
<i>Resistenza di progetto[Rd]</i>	<i>95,32 kN/m²</i>
<i>Tensione [Ed]</i>	<i>57,19 kN/m²</i>
<i>Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]</i>	<i>3,0</i>
<i>Condizione di verifica [Ed<=Rd]</i>	<i>Verificata</i>

Coefficiente di sottofondazione calcolato con Bowles (1982) : Costante di Winkler: 6863,1kN/m³

A1+M1+R1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	234,89 kN/m ²
Resistenza di progetto	234,89 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	171,58 kN/m ²
Resistenza di progetto	95,32 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0

Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	171,58 kN/m ²
Resistenza di progetto	95,32 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Da notare che l'aumento della profondità del piano di posa (D) produce un conseguente aumento della qlim per l'effetto stabilizzante del sovraccarico laterale; al contrario la diminuzione di D produce la riduzione anche della qlim.

Con il carico ricavato (**57,19 kN/m²**) si sono calcolati i cedimenti indotti, come raccomandato nel par. 6.4.2.2 NTC. Essi sono stati calcolati con il Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Pressione normale di progetto	57,19	kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10,0	
Cedimento totale al centro	13,2	cm
Cedimento totale al vertice	3,9	cm

6.4.4 CONSIDERAZIONI PER LA ZONA CPT 1

Dallo sguardo ai cedimenti calcolati con le fondazioni a platea ed i carichi ricavati in condizioni non drenate per il sottosuolo della zona si osserva che:

9. I cedimenti calcolati riguardano fondazioni flessibili. Per ottenere il cedimento teorico totale con fondazioni rigide bisogna moltiplicare il valore ricavato per 0,75.
10. Per fondazioni a platea, Wilum e Starzewski (1975)⁷ fissano in 80÷100 mm i cedimenti totali massimi ammissibili ed in 0.003 ($\delta/L \approx 1/300$) e 0.005 ($\delta/L \approx 1/200$) il rapporto tra cedimento differenziale di due punti e la loro distanza ossia la distorsione angolare.
11. Altri autori⁸ indicano, invece, in 50 mm il cedimento totale atteso ed in 20 mm quello differenziale per fondazioni a platea; mentre i valori di β (distorsione angolare) vengono fissati tra 0,002 ($\delta/L \approx 1/500$) e 0.003 ($\delta/L \approx 1/300$), cioè tra il limite di sicurezza, per non avere fessurazioni, ed il limite inferiore, quando queste iniziano (Bjerrum, 1963)⁹.
12. ***Dall'analisi dei risultati emerge che con la pressione di progetto calcolata vengono superati i valori limite fissati in termini di cedimenti totali, sia come fondazione flessibile che rigida.***
13. ***Si sono, pertanto, fatti diversi scenari di pressione di esercizio al fine di rientrare nei limiti ora citati.***

Risulta accettabile una pressione di progetto pari a 50 kN/m² dalla quale risultano i seguenti cedimenti per una fondazione non rigida:

<i>Pressione normale di progetto</i>	<i>50,0 kN/m²</i>
<i>Cedimento dopo T anni</i>	<i>10,0</i>
<i>Cedimento totale al centro</i>	<i>11,0 cm</i>
<i>Cedimento totale al vertice</i>	<i>3,6 cm</i>

14. ***Si consiglia di irrigidire l'apparato fondale al fine di rientrare almeno nei limiti fissati da Wilum e Starzewski.***

Applicando, invece un carico di 40 kN/m² i cedimenti si abbassano rispettivamente a 8,0 e 3,0 centimetri, sempre con fondazione non irrigidita.

15. L'irrigidimento del sistema fondale deve avvenire sull'intero orizzonte fondale, per evitare di creare zone di cerniera con conseguente richiamo delle distorsioni. Il grado d'irrigidimento deve essere proporzionale non solo all'entità dei carichi totali, ma anche al grado della loro disomogeneità.

⁷ Wilum Z., Starzewski K. (1975), *Soil Mechanics in Foundation Engineering*, 2.42nd ed., Surrey V.M. Press, London

⁸ Bowles J. (1994), *Fondazioni*, McGraw – Hill, Inc., pag.471.0.239

⁹ Bjerrum L. (1963), *Discussion of compressibility of soils*, 2nd ECS3.0MFE, Wiesbaden, vol.II pp.16-17

16. Qualora, però, sia necessario scaricare in fondazione carichi totali maggiori di quelli ricavati nelle differenti condizioni, sarà cura del progettista valutare l'uso di fondazioni profonde. In tal caso, sarà cura del progettista o di chi incaricato approfondire idoneamente l'analisi geotecnica per il dimensionamento dei sistemi fondali più opportuni.

7 CONCLUSIONI

In questo scritto si sono illustrate le analisi di capacità portante SLU e quelle relative agli stati SLE - SLD basandosi sulle direttive contenute nelle NTC emanate con il D.M.14.01.2008 e poi con i criteri della Circ.Min. 617 del 02.02.2009.

Come anticipato in Premessa, si tratta di una valutazione di carattere preliminare legata alla attuale fase di progetto. Con codesta valutazione si sono, comunque, ricavati i parametri geotecnici del sottosuolo e le capacità portanti del medesimo all'imposizione dei nuovi carichi che possono, poi, indurre, cedimenti anche importanti. Parametri e valori geotecnici che saranno confermati mediante una più approfondita analisi del sottosuolo nelle fasi progettuali successive.

A completamento dei risultati si consiglia di:

- Di non superare la "Pressione normale di progetto SLE" consigliata per le fondazioni a platea, pur lasciando ampia discrezionalità al progettista.
- Impostare qualsiasi fondazione con larghezza $B \geq 0,8$ m per evitare il fenomeno di punzonamento.
- Impostare qualsiasi fondazione a profondità $D \geq 0,7$ m per evitare il fenomeno di gelivazione.
- Provvedere a garantire la sicurezza cantiere mediante opere di sostegno del fronte per scavi con profondità maggiore di 1.5 m da p.c. attuale.
- Mettere in atto ogni attenzione progettuale (es. sostegni provvisori/permanenti, movimenti terra, macchine operatrici, sconfinamento idraulico dell'area, etc) per non compromettere l'equilibrio attuale tra strutture/infrastrutture esistenti ed il terreno.
- Porre attenzione all'edificio in adiacenza, valutando, in relazione ai carichi nuovi da trasmettere al sottosuolo, l'opportunità di "separare" mediante giunto le due strutture o creare un adeguato collegamento strutturale.
- Non alterare, con le prevedibili risagomature del terreno superficiale, in maniera significativa l'attuale regime di deflusso superficiale.
- Qualora la modifica idrologica del suolo sia significativa, relativamente alle disposizioni delle autorità competente in materia di sicurezza idraulica, si provvederà a mitigare le azioni al fine di garantire l'invarianza idraulica prescritta dalla normativa vigente.

Inoltre, si rammenta che:

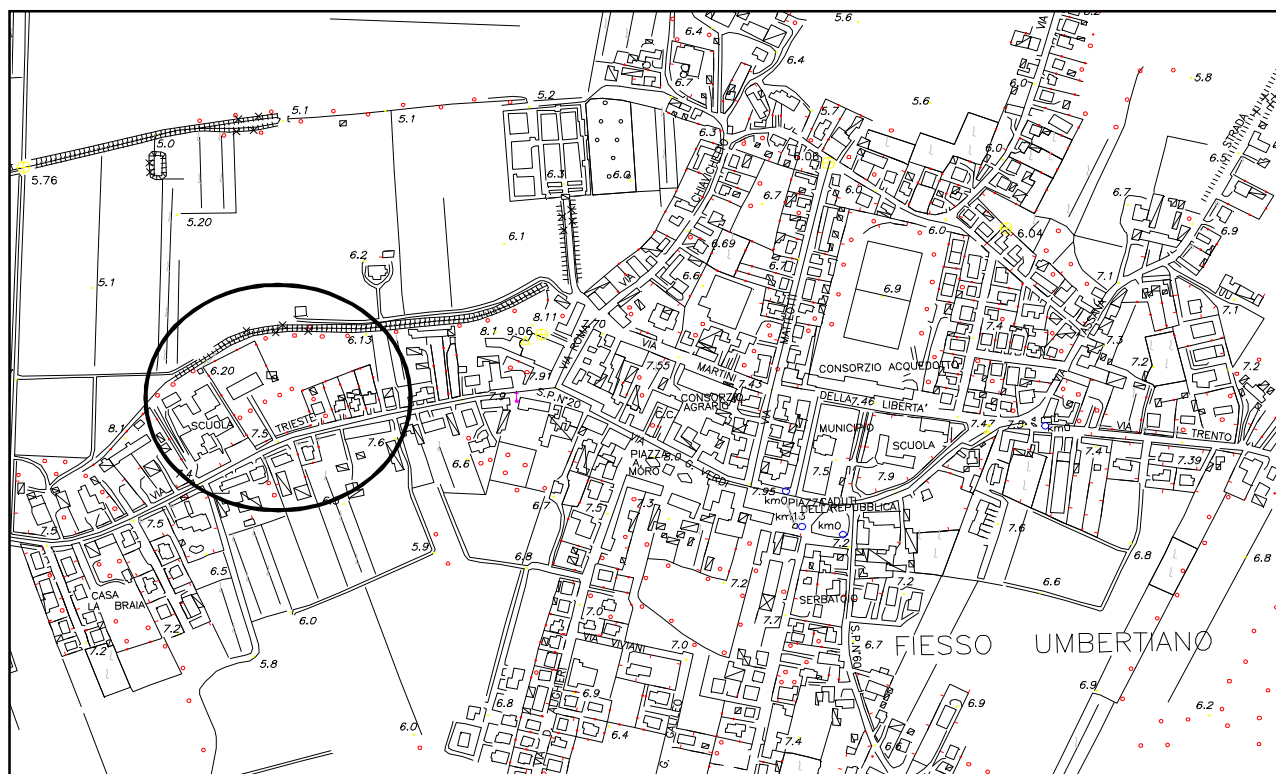
- Il progetto dell'opera deve esaminare con completezza tutte le fasi costruttive, individuando eventuali aspetti di criticità ed il loro effetto sull'ambiente circostante. Criticità e pregiudizi di tipo geologico per la realizzazione dell'opera, evidenziati in fase costruttiva, dovranno essere comunicati a tecnico competente. In ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni, la fase geognostica si conclude, infatti, ad opera ultimata.
- Il progettista, nelle verifiche nei confronti degli stati ultimi e di esercizio, deve tener conto che E_d (valore di progetto dell'azione) è \leq di R_d (valore di progetto della resistenza del terreno).

Infine, trattandosi di terreni stratificati con differenti qualità geotecniche si ribadisce, in sede esecutiva, l'opportunità di confrontare la caratterizzazione geologico-tecnica assunta in questa Relazione e la condizione effettiva, differendo di conseguenza il progetto esecutivo.

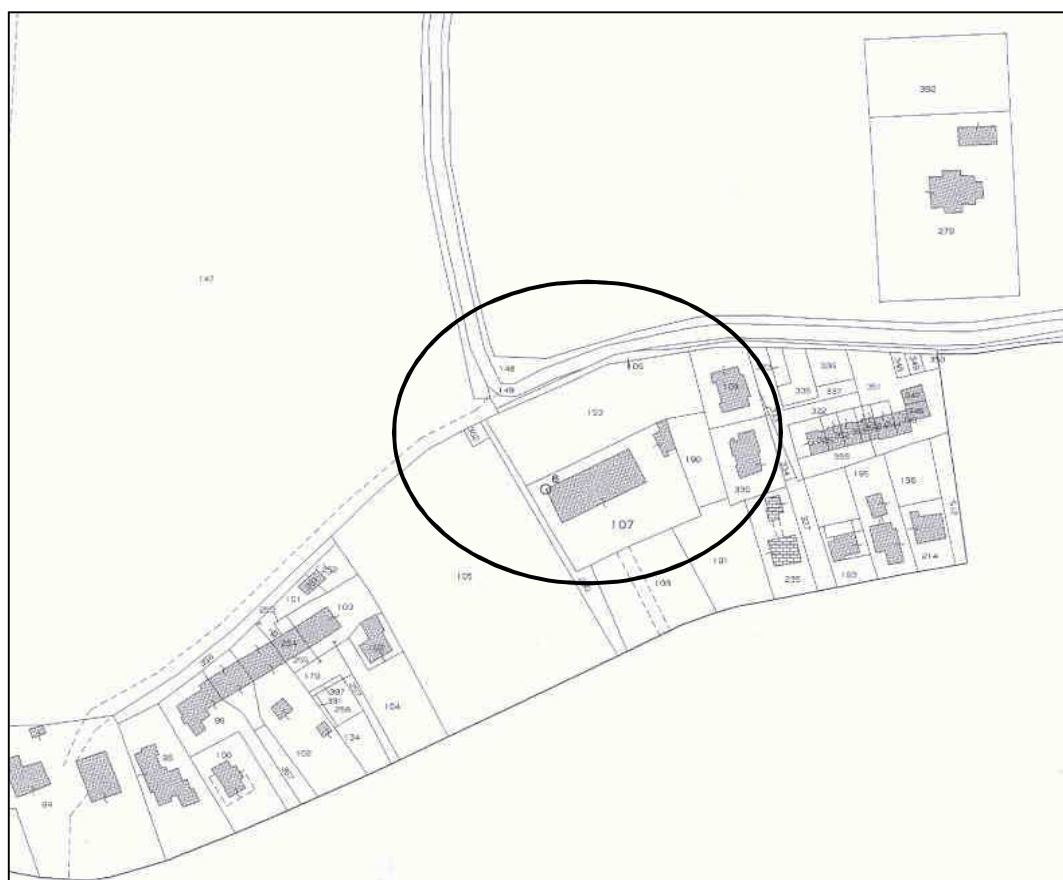
Baratto Filippo, geologo

A L L E G A T I

S C H E D E



1

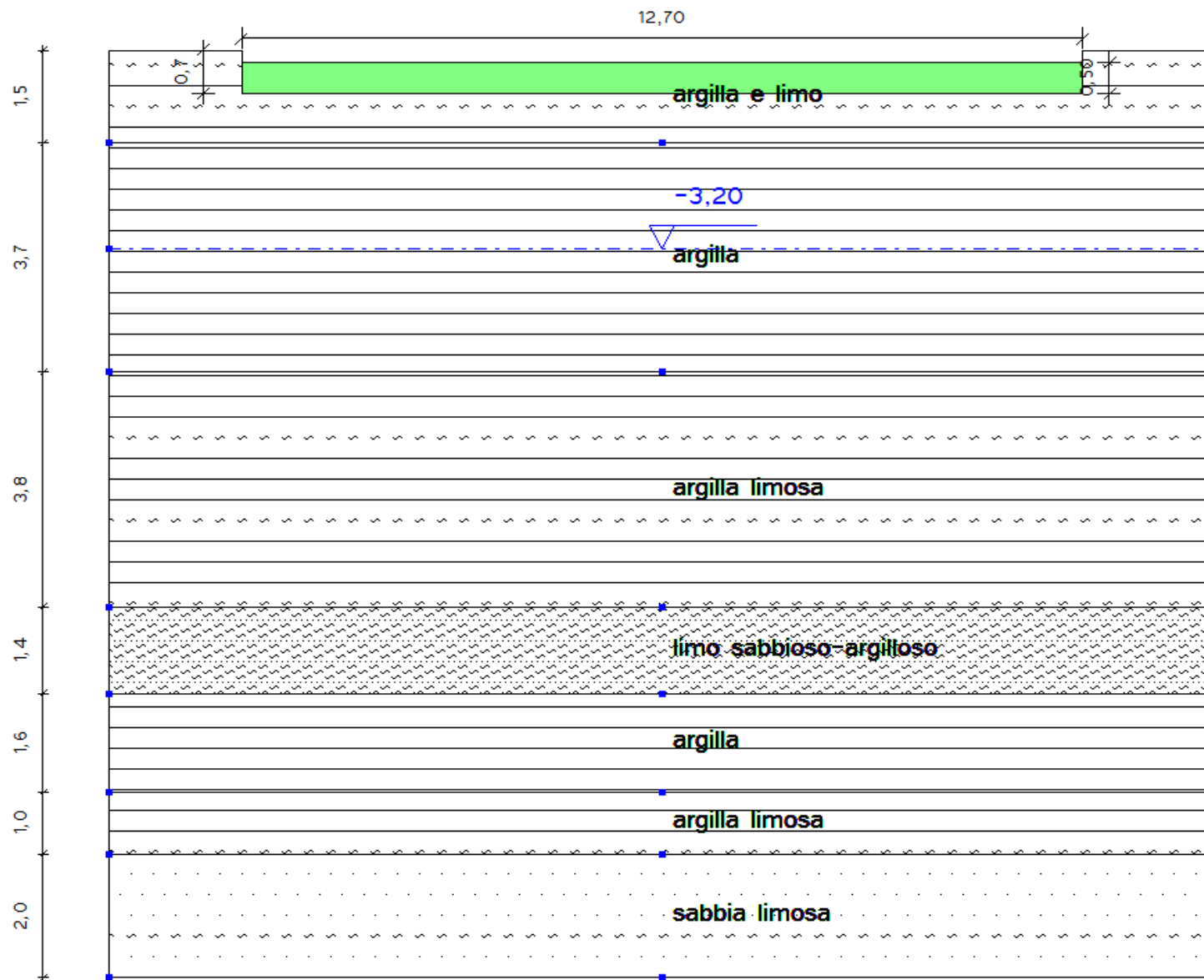


2

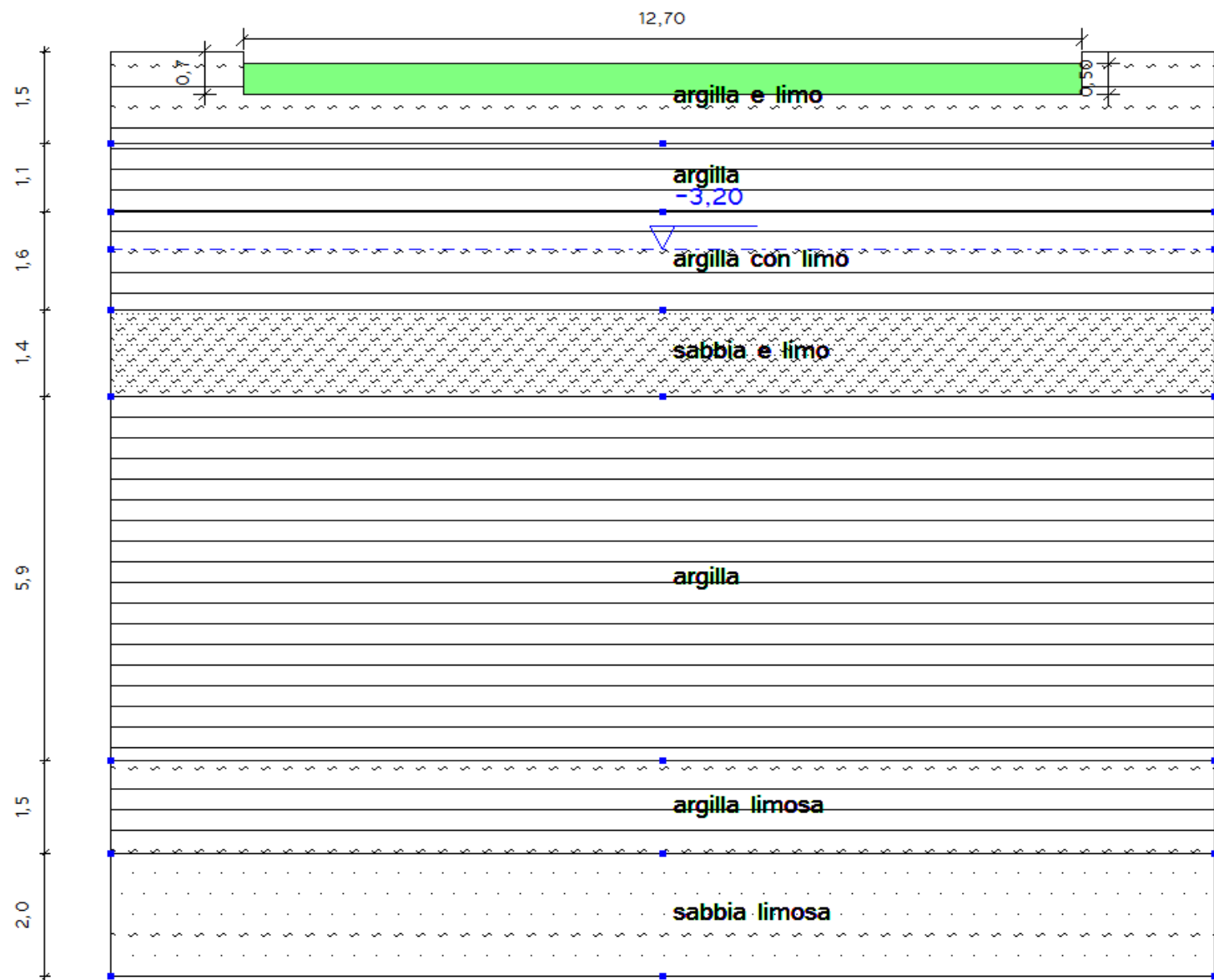
1= estratto CTR Elem 185043
2= estratto catastale

Planimetrie

Scheda 1



Modello geotecnico
lato Cpt 01
Scheda 3a



Sito in esame.

latitudine: 44,962211 [°]

longitudine: 11,594087 [°]

Classe d'uso: III. Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Vita nominale: 50 [anni]

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	14736	44,969680	11,583450	1179,0
Sito 2	14737	44,970780	11,654060	4813,5
Sito 3	14959	44,920790	11,655530	6678,3
Sito 4	14958	44,919690	11,585050	4781,3

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 75 anni

Coefficiente cu: 1,5

	Prob. superament o [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	45	0,038	2,577	0,264
Danno (SLD)	63	75	0,045	2,553	0,289
Salvaguardi a della vita (SLV)	10	712	0,109	2,575	0,313
Prevenzion e dal collasso (SLC)	5	1462	0,138	2,588	0,319

Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s²]	Beta [-]
SLO	1,800	2,430	1,000	0,014	0,007	0,667	0,200
SLD	1,800	2,320	1,000	0,016	0,008	0,802	0,200
SLV	1,800	2,230	1,000	0,047	0,024	1,925	0,240
SLC	1,800	2,210	1,000	0,060	0,030	2,436	0,240

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50

Geostru software - www.geostru.com

calcolato con software della Geostru srl

Parametri sismici dei terreni locali al variare di
SL
Scheda 4

Committente:

Località: Fiesso Umbertino RO

Data: 08/08/2011

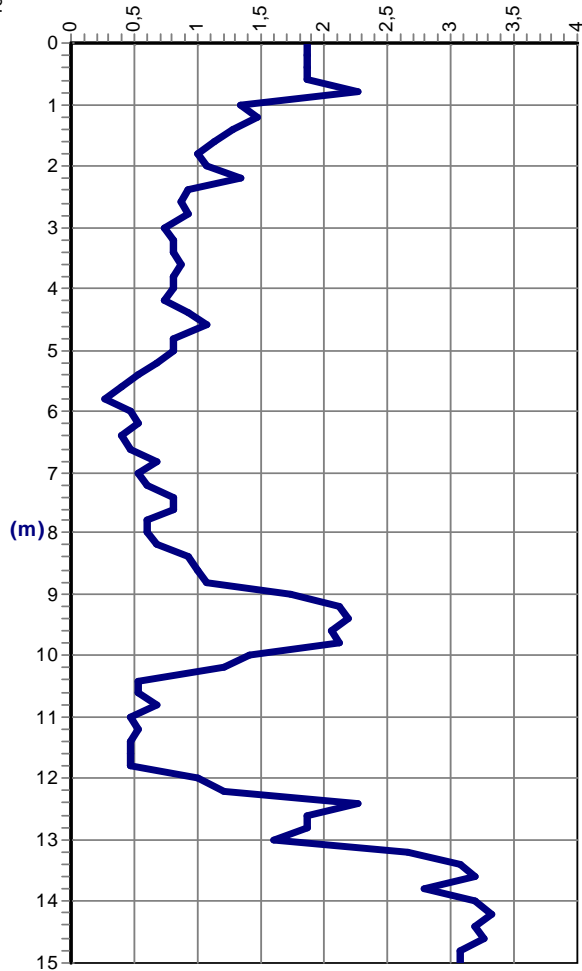
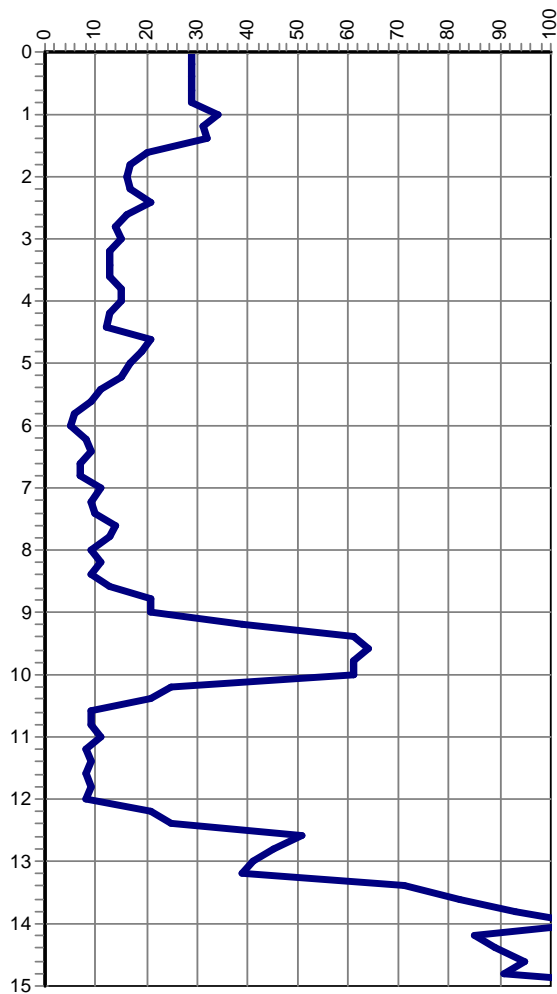
Attrezzatura: Pergeo 10t

Note:

Quota(m):

Prova 654-11\1

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,40

CPT 1
Allegato 1a

Committente:

Località: Fiesso Umbertino RO

Data: 08/08/2011

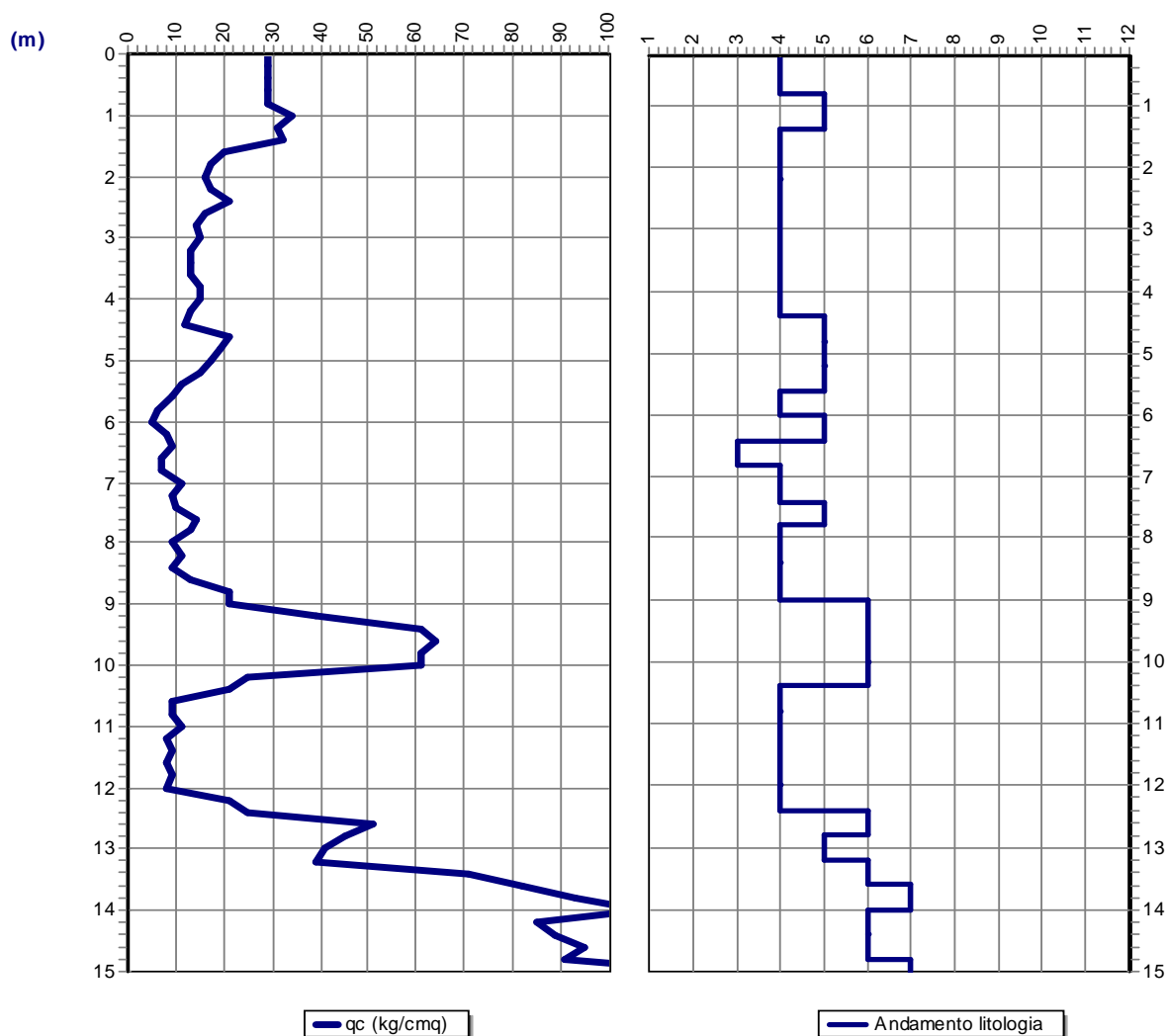
Attrezzatura: Pergeo 10t

Note:

Quota(m):

Prova 654-11\1

Grafico resistenza punta - litologia



CPT 1 -Litologia
Allegato 1b

Committente:

Località: Fiesso Umbertino RO

Data: 08/08/2011

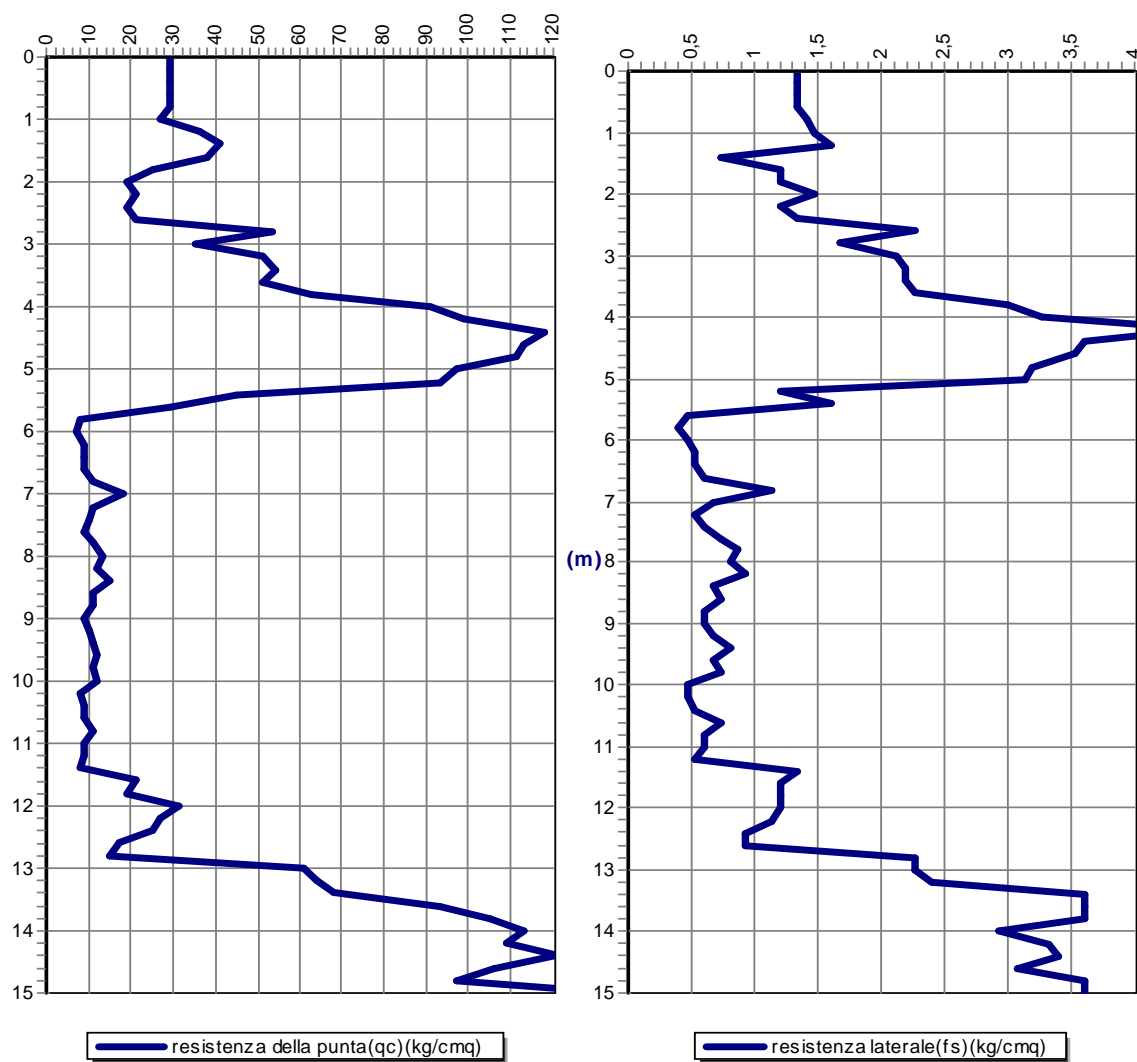
Attrezzatura: Pergeo 10t

Note:

Quota(m):

Prova 654-11\2

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,25

CPT 2
Allegato 2a

Committente:

Località: Fiesso Umbertino RO

Data: 08/08/2011

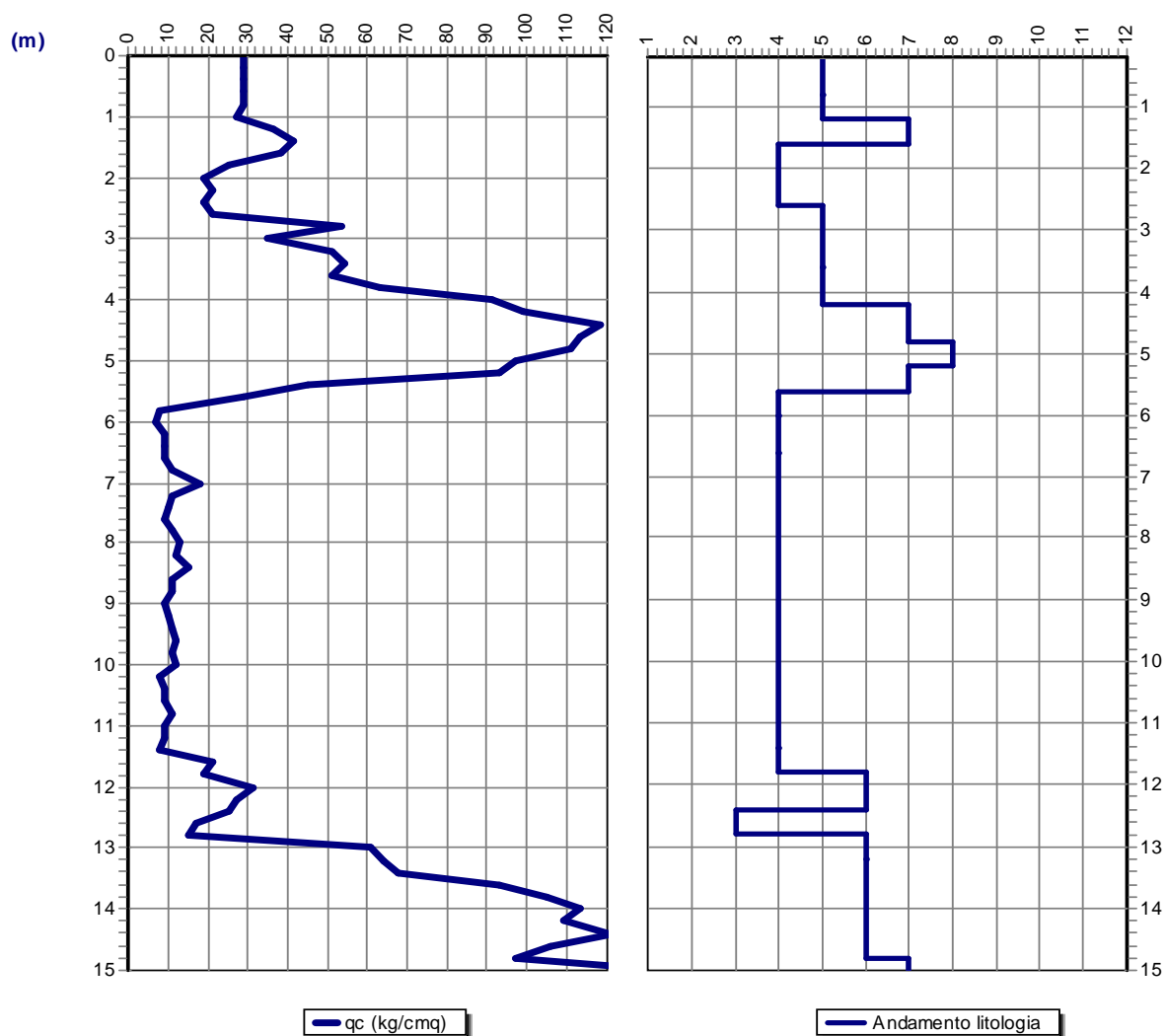
Attrezzatura: Pergeo 10t

Note:

Quota(m):

Prova 654-11\2

Grafico resistenza punta - litologia



CPT 2 -Litologia
Allegato 2b