

# COMUNE DI TRAVAGLIATO

PROVINCIA DI BRESCIA

## INDAGINE GEOLOGICA E GEOTECNICA RELATIVA ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE DI UN INTERVENTO DI AMPLIAMENTO CAPANNONE ESISTENTE IN VIA BASSANO CREMONESINI, 4.

### RELAZIONE GEOLOGICA

Ai sensi del  
D.M. 17/01/2018  
D.G.R. 2616/2011

### RELAZIONE GEOTECNICA

Ai sensi del  
D.M. 17/01/2018

### RELAZIONE SISMICA

ai sensi del  
D.G.R. 11 luglio 2014 - n. X/2129

COMMITTENTE:

***Artex Di Begni Paolo & C Snc***

GEOLOGO:

DOTT. GUIDO TORRESANI  
O.G.L. n° 1141



**DATA: 15 NOVEMBRE 2018**

***Studio di Geologia dott. GUIDO TORRESANI***

25034 – ORZINUOVI (BS) - Via Giordano Bruno, 44

tel/fax 030 4197172

GEOLOGIA AMBIENTALE, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA, GESTIONE CAVE, AUTORIZZAZIONI POZZI

## **SOMMARIO**

- Premessa;
- Inquadramento geologico e natura litologica dei terreni di fondazione;
- Sismicità dell'area
- Definizione dell'azione sismica
- Indagini geognostiche
- Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica
- Determinazione delle resistenze (analisi allo stato limite ultimo ai sensi del D.M. 17-01-2018)
- Calcolo dei cedimenti
- Suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione;
- Verifica della fattibilità geologica dell'intervento in riferimento ai criteri indicati nella D.G.R. 2616/2011
- Considerazioni conclusive

## **ALLEGATI**

- Inquadramento corografico (CTR scala 1:10.000);
- Ortofoto con ubicazione delle indagini eseguite;
- Stratigrafie Trincee esplorative e relativa documentazione fotografica;
- Tabelle e diagrammi di interpretazione dei dati penetrometrici
- Asseverazione relazione geologica – MODULO 9.
- Asseverazione relazione geotecnica – MODULO 10.

## PREMESSA

La presente relazione geologica e geotecnica ha lo scopo di caratterizzare da un punto di vista geomeccanico, litostratigrafico, idrogeologico e sismico la porzione di area, di proprietà della Ditta Artex Di Begni Paolo & C Snc, sita in Via Bassano Cremonesini n,4 nel Comune di Travagliato (BS), interessata dal progetto di ampliamento capannone esistente.

L'indagine è stata programmata ed esperita sulla base della normativa ministeriale oggetto del **D.M. 17.01.2018** concernente "aggiornamento delle Norme tecniche sulle costruzioni". Tale caratterizzazione è importante non solo per una corretta scelta e dimensionamento delle strutture di fondazione, ma anche perchè a seguito di detto D.M. è necessario verificare i parametri sismici della zona.

Sulla base del **D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129** "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", **il territorio comunale di Travagliato è stato classificato come ZONA 3**. In riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003 e sulla base della litostratigrafia rilevata, è possibile attribuire ai terreni indagati il profilo stratigrafico del **suolo di fondazione di "tipo B"**. Il profilo stratigrafico del suolo di tipo "B" deriva dall'analisi sismica condotta a livello di studio geologico allegato al PGT comunale (riferimento St1 eseguita a circa 1000 m in direzione Nord). Tutto il territorio comunale è risultato appartenere a questo tipo; si è ritenuta quindi non indispensabile la realizzazione di una specifica indagine sismica tipo MASW. Inoltre dall'approfondimento sismico di II livello risulta che il fattore di amplificazione  $F_a$  è minore del valore di soglia regionale, come riportato nello studio sismico comunale.

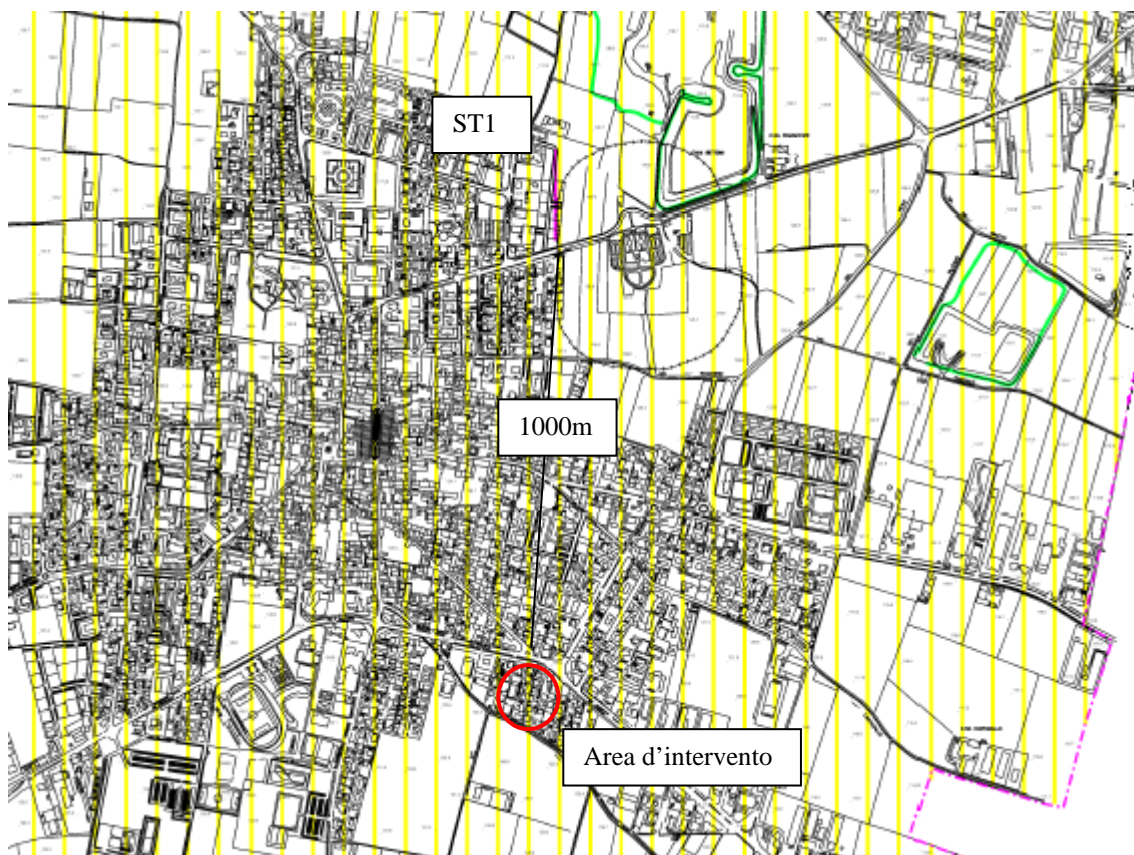


Fig. 1: Estratto carta delle PSL con ubicazione indagine di riferimento

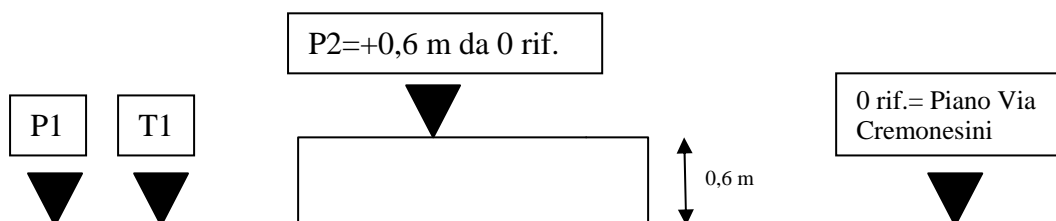
E' necessario quindi prevede in sede di indagine geologico-tecnica la verifica di alcuni elementi e fattori che influenzano il comportamento delle fondazioni; tra questi la **litologia** dei terreni di substrato, la **profondità del piano di imposta**, il **carico allo stato limite ultimo**, la **suscettibilità alla liquefazione** dei terreni di fondazione, i possibili **cedimenti** e il **livello della falda acquifera**.

L'indagine ha inoltre lo scopo di verificare la fattibilità geologica dell'intervento in riferimento ai criteri indicati nella **D.G.R. 2616/2011** "Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT".

Considerata l'entità delle opere da realizzarsi e considerate le caratteristiche geomeccaniche dei terreni della zona, si è proceduto all'esecuzione **di n.1 scavo esplorativo (trincea T1) e a n.2 prove penetrometriche dinamiche SCPT (Prove P1 e P2)**; Lo scavo, profondo circa 3,0 m, ha consentito in primo luogo l'osservazione diretta della litozona superficiale interessata dal piano d'imposta delle fondazioni di progetto e di seguito ha permesso di verificare l'assenza della falda acquifera entro tale profondità. Con le prove penetrometriche si è potuto invece verificare il comportamento geomeccanico del sottosuolo.

Considerata l'estensione del lotto da indagare, si ritiene che le indagini eseguite siano sufficienti per poter caratterizzare i terreni in oggetto. Tale scelta è avvalorata anche dalla conoscenza delle aree circostanti a quella di intervento che in un intorno significativo presentano caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche simili.

**Si tenga presente che la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO per tutte le quote indicate nella relazione è il PIANO STRADA DI VIA CREMONESINI che coincide con il piano campagna su cui sono state realizzate la trincea T1 e la prova P1. Il piano campagna su cui è stata eseguita la prova penetrometrica P2 è rialzato di + 0,6 m rispetto allo 0 RIF.**



Lo studio è stato condotto in osservanza alle seguenti normative vigenti:

- **Decreto Ministeriale 14.01.2008**
- Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**  
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**  
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **Eurocodice 8 (1998)**
- **Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture**  
Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **Eurocodice 7.1 (1997)**  
Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- **Eurocodice 7.2 (2002)**  
Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002)** Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI
- **D.G.R. n. 2616/11** "Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT".
- **D.G.R. n. 2129/14 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia**
- **LR 33/15** Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche. Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica
- **D.G.R. n. 5001/16** Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica
- **Decreto Ministeriale 17.01.2018**  
Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

## **INQUADRAMENTO GEOLOGICO E NATURA LITOLOGICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

L'area indagata è localizzata nel settore Sud dell'abitato di Travagliato, come evidenziato nell'allegato aerofotogrammetrico CTR scala 1:10.000.

L'area si presenta come una superficie pianeggiante ad una quota di ca. 125 metri s.l.m.

La zona appartiene al Livello Fondamentale della Pianura (alluvioni pleistoceniche Fluvioglaciale Wurm della media pianura) che rappresenta il ripiano più elevato della serie terrazzata presente nella zona.

Una descrizione geologico litologica a carattere generale dei terreni prossimi all'area di intervento ha poco significato in un'indagine di dettaglio come la presente e pertanto viene tralasciata.

Sulla base delle conoscenze dei terreni della zona e dello scavo esplorativo eseguiti internamente al lotto in esame, si prevede una **buona uniformità litostratigrafica dei terreni di fondazione**.

La natura del terreno, dedotta direttamente dallo scavo esplorativo e indirettamente dalle prove penetrometriche eseguite, mostra una successione litostratigrafica che può essere schematizzata come di seguito riportato (le quote sono espresse come m di profondità rispetto al piano campagna della prova P1=0 RIF.):

da 0,0 m a 0,3 m	Ricarica
da 0,3 m a 2,4 m	Argilla sabbiosa
oltre 2,4 m	Sabbie e ghiaie con ciottoli "mistone"

**Falda assente entro le profondità indagate; dalle conoscenze locali la falda superficiale presenta un livello statico di circa -10 m dal p.c. con escursioni stagionali poco significative.**

Le risultanze di indagine portano a ritenere l'intera area indagata OMOGENEA sia da un punto di vista litostratigrafico che geomeccanico.

## **PIANO DI IMPOSTA E TIPO DI FONDAZIONE**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni del lotto è stata ottenuta mediante le risultanze delle indagini eseguite. Il raffronto fra l'indagine eseguita e le informazioni a disposizione recuperate da altri cantieri nelle vicinanze, ha consentito di individuare, al di sotto dell'orizzonte di ricarica superficiale (spessore 0,3 m) un **orizzonte A** costituito da argilla sabbiosa fino alla profondità di 2,4. Oltre tale profondità dallo 0 RIF. si rinvia un orizzonte a sabbie e ghiaie con ciottoli "mistone" (**orizzonte B**) avente buone caratteristiche geotecniche.

**Valutate pertanto le caratteristiche geomeccaniche e litologiche dei terreni indagati, in relazione alle tipologie strutturali previste, è possibile ipotizzare l'adozione di due tipologie di FONDAZIONI SUPERFICIALI tipo FONDAZIONI CONTINUE e tipo PLINTI.**

Nel caso specifico saranno verificate la seguenti ipotesi fondazionali:

- FONDAZIONI CONTINUE** aventi larghezza  $L=1,5$  con piano di imposta  $\geq 2,4$  m da 0 RIF., nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie con ciottoli).
- PLINTI** aventi dimensioni di 3,0 m x 3,0 m con piano di imposta  $\geq 2,4$  m da 0 RIF., nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie con ciottoli).

**SISMICITA' DELL'AREA**

Con l'introduzione dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e succ. modif. sono stati rivisti i criteri per l'individuazione delle zone sismiche. Inoltre sono state definite le norme tecniche per la progettazione di nuovi edifici, di nuovi ponti, per le opere di fondazione, per le strutture di sostegno. La suddetta ordinanza riporta, sino alla deliberazione delle regioni (cosa che in Lombardia è avvenuto con la D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129), le nuove classificazioni sismiche individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale". In particolare, l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone.

Nello specifico il territorio comunale di **TRAVAGLIATO** ricade, per quanto indicato in Allegato A della D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129 "elenco dei Comuni con indicazione delle relative zone sismiche e dell'accelerazione massima ( $a_{g_{max}}$ ) presente all'interno del territorio comunale" in **ZONA 3**.

<i>ISTAT</i>	<i>Provincia</i>	<i>Comune</i>	<i>Zona Sismica <math>Ag_{Max}</math></i>	<i><math>Ag_{max}</math></i>
03017188	BS	TRAVAGLIATO	<b>3</b>	0,145532

Il terreno indagato secondo lo schema presente nell'Ordinanza risulta appartenente alla categoria di **suolo di fondazione tipo "B"**, (Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  compresi fra 360 e 800 m/s ( $NSPT > 50$ ,  $C_u > 250$  Kpa) così come specificato al paragrafo 3.1 del Capitolo 3 "Azione sismica" di dette norme.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento  $V_R$ . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo di fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il calcolo dei valori sopra citati sono stati considerati i seguenti parametri in base al tipo di opera in progetto:



- **Vita nominale dell'opera  $V_N$ :** 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

**Tabella 1 – Vita nominale  $v_n$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali -Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

- **Classe d'uso:** classe nella quale sono suddivise le opere, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso

**L'opera in progetto appartiene alla Classe d'uso II:** costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento  $V_R$**  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la **vita nominale  $N_v$**  per il **coefficiente d'uso  $C_U$** :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente Tabella:

**Tabella n. 2 -Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni

Dopo aver definito la Vita Nominale e la Classe d'uso è possibile, quindi, calcolare il **Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$**  come:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

**Tabella 3 -riassuntiva**

tipo di costruzione	2
vita nominale	$\geq 50$
classe d'uso	II
coefficiente $C_U$	1,0
vita di riferimento $V_r = V_n \cdot C_U$	50

## DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA -STIMA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

Le *azioni sismiche di progetto* si definiscono a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (“periodo di riferimento”  $V_R$  espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “**Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento**” ( $P_{VR}$ ).

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A, ecc.), con superficie topografica orizzontale (categoria T1; ecc.);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- **$a_g$**  accelerazione orizzontale massima al sito;
- **$F_o$**  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- **$T^*C$**  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

## CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

**Tabella n.4 -Categorie topografiche**

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica
<b>T1</b>	<b>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></b>
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i \leq 15^\circ \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

## AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E il *coefficiente di Amplificazione stratigrafica* ( $S_s$ ) e il *coefficiente funzione della categoria di sottosuolo* ( $C_c$ ) possono essere calcolati in funzione dei valori di  $F_o$  (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T_c^*$  (Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella seguente Tabella, nella quale  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi:

**Tabella n. 5 -Espressioni di SS e di CC**

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>
A	1.00	1.00
<b>B</b>	<b><math>1.00 \leq 1.40 - 0.40 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.20</math></b>	<b><math>1.10 * (T_c) - 0.20</math></b>
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.50$	$1.05 * (T_c) - 0.33$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.80$	$1.25 * (T_c) - 0.50$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.60$	$1.15 * (T_c) - 0.40$

**AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA**

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella seguente Tabella, in funzione delle categorie topografiche definite in Tabella n.4 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

**Tabella n. 6 -Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	ST
<b>T1</b>		<b>1.0</b>
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove ST assume valore unitario.

L'elaborazione dei dati è stata effettuata mediante l'utilizzo del programma **GEOSTRU**, da cui sono stati ottenuti i seguenti **parametri sito-specifici**:

Determinazione dei parametri sismici	
(1)* Coordinate WGS84	
Lat. <b>45.518104</b>	Long. <b>10.083845</b>
(1)* Coordinate ED50	
Lat. <b>45.519029</b>	Long. <b>10.084885</b>
Classe dell'edificio	
<div> <div>Il. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...</div> <div>▼</div> </div>	Cu = 1
Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)	

**Parametri sismici**

Categoria sottosuolo: B


Categoria topografica: T1

**Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50 anni**


In funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P<sub>VR</sub> vengono calcolati i valori ag, F<sub>0</sub>, T\*C e del periodo di ritorno:


**Tabella 7 - Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato**

**Stati limite**

 Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

 Vita Nominale 50

 Interpolazione Media ponderata

**CU = 1**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0.040	2.457	0.212
Danno (SLD)	50	0.053	2.400	0.232
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.144	2.415	0.277
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.184	2.444	0.288
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Dove:

**SLE = stati limite di esercizio**

**SLO** = stato limite di operatività: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

**SLD** = stato limite di danno: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.


**SLU = stati limite ultimi**

**SLV** = stato limite di salvaguardia della vita: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

**SLC** = stato limite di prevenzione del collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli nei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.



Tabella n. 8 - Coefficienti sismici


### Coefficienti sismici


 Tipo Muri di sostegno NTC 2008 ▼

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.


H (m) us (m)

 1  0.1

 Cat. Sottosuolo B ▼

 Cat. Topografica T1 ▼

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,50	1,47	1,42	1,41
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]  0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.009	0.012	0.041	0.053
kv	0.004	0.006	0.021	0.027
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.466	0.627	1.689	2.170
Beta	0.180	0.180	0.240	0.240

## CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA

L'elaborazione dei dati desunti dalle indagini eseguite ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico del sottosuolo rappresentato graficamente nello schema stratigrafico sotto riportato ritenuto rappresentativa dell'intera zona indagata e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dalle fondazioni delle opere in progetto.

### Modello litostratigrafico del sottosuolo

La caratterizzazione geotecnica dei terreni del lotto è stata ottenuta mediante le risultanze delle indagini eseguite. Il raffronto fra l'indagine eseguita e le informazioni a disposizione recuperate da altri cantieri nelle vicinanze, ha consentito di individuare, al di sotto dell'orizzonte di ricarica superficiale (spessore 0,3 m) un **orizzonte A** costituito da argilla sabbiosa fino alla profondità di 2,4. Oltre tale profondità dallo 0 RIF. si rinviene un orizzonte a sabbie e ghiaie con ciottoli "mistone" (**orizzonte B**) avente buone caratteristiche geotecniche.

Le quote si riferiscono allo 0 RIF.

<b>A</b>	(da 0,0 a 2,4 m) Argilla sabbiosa
<b>B</b>	(oltre 2,4 m) Sabbie e ghiaie con ciottoli "mistone"

### Modello geomeccanico

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei livelli riconosciuti, suddivisi sulla base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento e proprietà fisico-meccaniche; per ciascuna grandezza fisica considerata, è stato riportato un range di valori di riferimento.

<b>Orizzonte A – ARGILLA SABBIOSA (da 0 a 2,4 m da 0 RIF.)</b>			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			modestamente COSTIPATO
Peso di volume	g	t/m <sup>3</sup>	1,85
Angolo di attrito	Ø	°	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm <sup>2</sup>	0,6
Modulo edometrico	E	Kg/cm <sup>2</sup>	50
Densità relativa	Dr	%	-

<b>Orizzonte B – “SABBIE E GHIAIE con ciottoli “mistone” (oltre 2,4 m da 0 RIF.)</b>			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			COSTIPATO
Peso di volume	g	t/m <sup>3</sup>	1,90
Angolo di attrito	Ø	°	32
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm <sup>2</sup>	-
Modulo elastico	E	Kg/cm <sup>2</sup>	180
Densità relativa	Dr	%	55

Nella seguente tabella, viene riportato per ogni orizzonte individuato il **valore caratteristico \* di resistenza al taglio** ottenuto analiticamente partendo dai valori medi sopra riportati:

#### Orizzonte A

Ø'm	26° valore medio
<b>Ø'k</b>	<b>26° valore caratteristico *</b>
Ø'd	26° valore di progetto

#### Orizzonte B

Ø'm	32° valore medio
<b>Ø'k</b>	<b>32° valore caratteristico *</b>
Ø'd	32° valore di progetto

\*il valore caratteristico k rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

Nel caso specifico è stato determinato il valore caratteristico dell'angolo di attrito e della coesione non drenata Cu.

I valori caratteristici di Ø' sono determinabili con la seguente relazione:

$$\text{Ø'k} = \text{Ø'm} (1 + C \times V\text{Ø})$$

dove:

Ø'k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

Ø'm = valore medio dell'angolo di attrito;

VØ = coefficiente di variazione di Ø', definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio (deviazione standard) e la media dei valori di Ø;

**C** = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L' Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di **C = - 1,645**.

Di conseguenza la precedente relazione diventa:

$$\sigma'_k = \sigma'_m (1 - 1,645 V\sigma^\circ)$$

$\sigma^\circ$  coefficiente di variazione  $=V\sigma^\circ$  = rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori

Si riportano per completezza alcune importanti precisazioni riportate nelle Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) sulle NTC 2018

**A) Valori caratteristici circa uguali ai valori medi**

Nelle valutazioni che il geotecnico deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato, secondo il CSLP, il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno (in fondazioni superficiali o in una frana il volume interessato dalla superficie di rottura è grande), con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

**B) Valori caratteristici circa uguali ai valori minimi**

Valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno (ad es. terreno di base di un palo, verifica a scorrimento di un muro), con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; (ad esempio, effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata).

Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.



**DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE (Rd)**

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove  $E_{inst,d}$  è il valore di progetto dell'azione instabilizzante,  $E_{stb,d}$  è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori  $\gamma F$  riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto  $\gamma F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e dei parametri geometrici di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con  $\gamma_E = \gamma_F$ .

la verifica della condizione [6.2.1] 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.

Nel primo approccio progettuale (*Approccio 1*) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

### Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

**Tab. 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_{F'}$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

### Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

**Tab. 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Nelle verifiche di sicurezza per le FONDAZIONI SUPERFICIALI devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la **combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tab. 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

L'analisi della capacità portante del terreno, ossia la verifica agli SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno, è stata effettuata con l'ausilio di specifico programma di calcolo "Loadcap" (con licenza concessa da "Geostru S.r.l.").

Il calcolo è stato effettuato con il metodo di **Brinch-Hansen**, ritenuto il più idoneo per il caso in esame:

$$Q_{lim} = 1/2 * B * \gamma * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} * b_{\gamma} * g_{\gamma} * z_{\gamma} + c * N_c * s_c * i_c * b_c * g_c * d_c * z_c + q * N_q * s_q * i_q * b_q * g_q * d_q * z_q$$

dove :

- $N_c N_q$  = Fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;  
 $N_\gamma$   
 $s_c s_q s_\gamma$  = Fattori di forma della fondazione;  
 $i_c i_q i_\gamma$  = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;  
 $b_c b_q b_\gamma$  = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;  
 $g_c g_q g_\gamma$  = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del p. c.;  
 $z_c z_q z_\gamma$  = Fattori correttivi che tengono dell'inerzia dovuta al sisma (solo per condizioni dinamiche)  
 $D_c d_q$  = Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;  
 $\gamma$  = Peso specifico del terreno sotto il piano di fondazione;  
 $q$  = Carico litostatico presente sopra il piano di fondazione (proporzionale all'altezza del confinamento laterale);  
 $Q_{lim}$  = Capacità portante determinata allo stato limite ultimo

Di seguito vengono riassunti i risultati ottenuti in riferimento alle diverse configurazioni fondazionali considerate ed **utilizzando l'Approccio 2**, come indicato dalla normativa, allo scopo di dare utili indicazioni allo strutturista.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori calcolati delle Resistenze ( $R_d$ ), depurate del fattore di sicurezza a partire dai valori di  $Q_{lim}$ , per le seguenti ipotesi di fondazione:

**-FONDAZIONI CONTINUE** aventi larghezza  $L=1,5$  con piano di imposta  $\geq 2,4$  m da 0 RIF., nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie con ciottoli).

**-PLINTI** aventi dimensioni di  $3,0$  m x  $3,0$  m con piano di imposta  $\geq 2,4$  m da 0 RIF., nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie con ciottoli).

### FONDAZIONI CONTINUE

profondità di imposta:  $\geq 2,4$  m dallo 0 RIF. nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie con ciottoli)  
 dimensioni FONDAZIONE teorica: **LARGHEZZA 1,5 m**

### CONDIZIONI STATICHE

APPROCIO	Combinazione	$Q_{lim}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_R$	$R_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cedimento(cm) $Q_{SLE} = 1,8$ Kg/cm <sup>2</sup>
<b>2</b>	<b>1 (A1+M1+R3)</b>	<b>5,06</b>	<b>2,3</b>	<b>2,2</b>	<b>0,6</b>

- coefficiente di sottofondazione K Winkler:  $4,0$  Kg/cm<sup>3</sup>

### CONDIZIONI SISMICHE\*

APPROCIO	Combinazione	$Q_{lim}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_R$	$R_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>2</b>	<b>1 (A1+M1+R3)</b>	<b>4,60</b>	<b>2,3</b>	<b>2,0</b>

**PLINTI**

profondità di imposta:  **$\geq 2,4$  m dallo 0 RIF. nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie con ciottoli)**  
 dimensioni FONDAZIONE teorica: **3 m X 3 m**

**CONDIZIONI STATICHE**

APPROCIO	Combinazione	Q <sub>lim</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_R$	R <sub>d</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cedimento(cm) Q <sub>SLE</sub> = 1,8 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>2</b>	<b>1 (A1+M1+R3)</b>	<b>5,52</b>	<b>2,3</b>	<b>2,4</b>	<b>0,7</b>

- coefficiente di sottofondazione K Winkler: 4,0 Kg/cm<sup>3</sup>

**CONDIZIONI SISMICHE\***

APPROCIO	Combinazione	Q <sub>lim</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_R$	R <sub>d</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>2</b>	<b>1 (A1+M1+R3)</b>	<b>5,06</b>	<b>2,3</b>	<b>2,2</b>

\*i parametri di resistenza sono stati calcolati applicando i fattori correttivi previsti dal metodo Richards et al. (1993).

## CALCOLO DEI CEDIMENTI

Nel dimensionamento delle fondazioni è necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato.

Tali cedimenti dovranno essere ovviamente inferiori ad un valore critico che, se superato, potrebbe generare inconvenienti nella struttura.

E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione nella combinazione di carico massimo di esercizio ipotizzato in precedenza come  $Q_{SLE}$  (1,8 kg/cm<sup>2</sup>).

Per il calcolo dei cedimenti è stato adottato il metodo dei cedimenti elastici:

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni  $B \times L$  posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

$q_0$  Intensità della pressione di contatto

$B'$  Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  Parametri elastici del terreno.

$I_1$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

Nella tabella sopraindicata sono stati riassunti i cedimenti indotti dai PLINTI e dalle FONDAZIONI CONTINUE impostata alle relative profondità dallo 0 RIF, che esercita un sovraccarico pari alla Pressione di Lavoro massima stabilita in precedenza ( $Q_{SLE}$ ).

**Come si può notare i cedimenti sono compatibili con la struttura di progetto.**

## SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Ai sensi della Legge 64/74, del D.M. 19/6/1984 e dell'attuale D.M. 17/01/2018, in aree classificate sismiche deve essere valutata la possibilità che insorgano fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione in seguito alle vibrazioni prodotte dalle scosse telluriche.

I fenomeni di liquefazione possono verificarsi in particolari condizioni, come quelle indotte da un sisma di Magnitudo superiore a 6, in terreni a granulometria fine (sabbioso-limosi), allo stato sciolto o poco addensato, in falda oppure interessati dalla oscillazione della falda stessa.

Al paragrafo 7.11.3.4 del DM 17.01.2018 è ribadito che tali analisi possono essere omesse quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  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  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

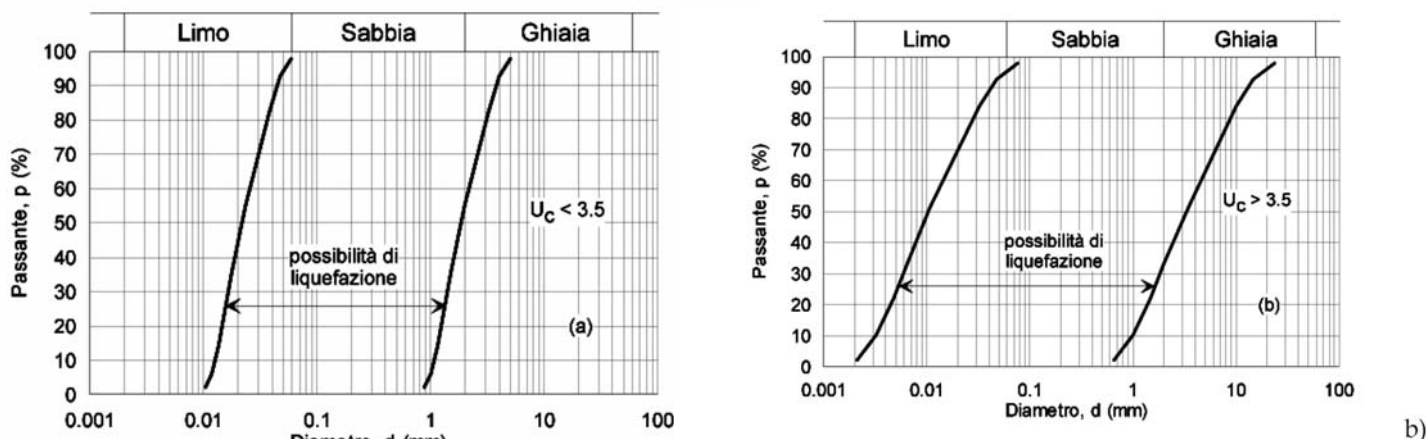


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

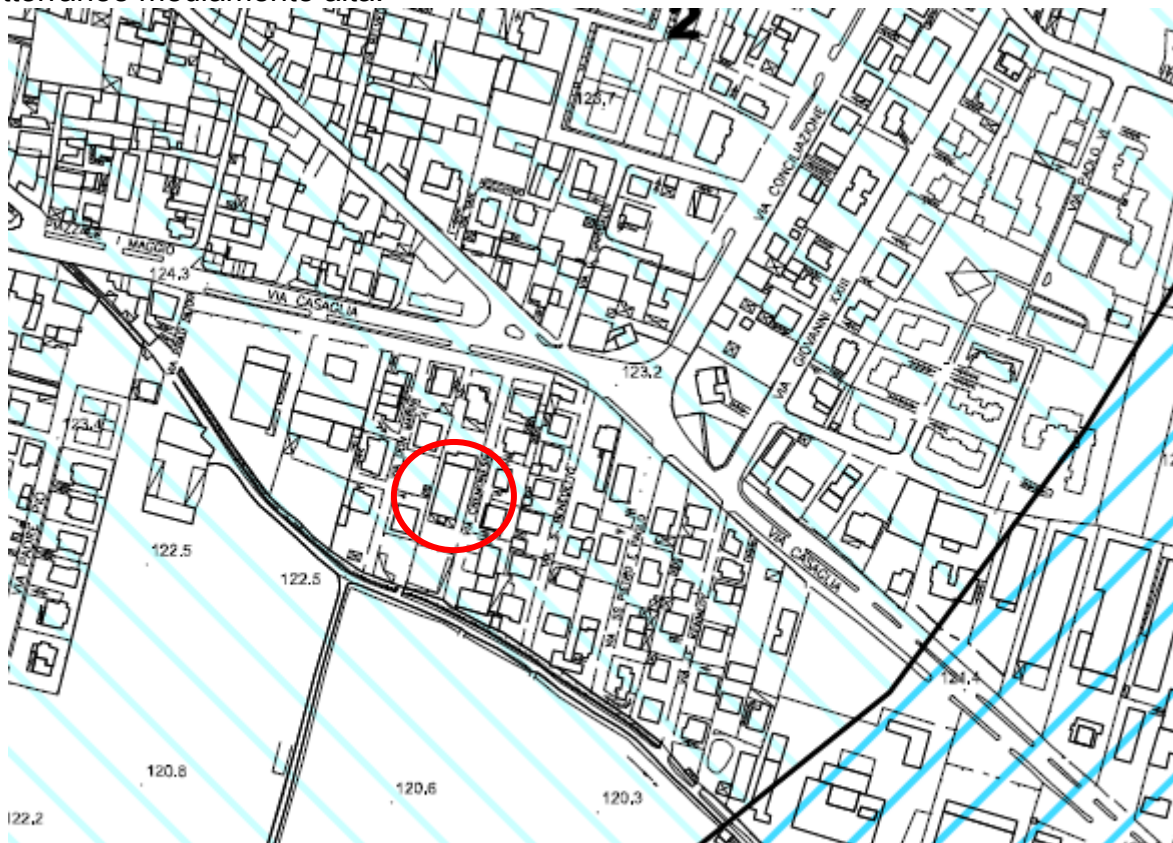
Nel nostro caso è verificata la n.4, quindi l'analisi della liquefazione può essere omessa.

Considerato che il piano di posa della fondazione di progetto è caratterizzato da sabbie e ghiaie compatte e asciutte (falda intorno ai 10 m dal p.c.), per la presenza della componente ghiaiosa grossolana, è possibile ritenere che nelle condizioni di progetto non siano prevedibili incipienti fenomeni di liquefazione per i terreni di fondazione in seguito ad un evento sismico.



## VERIFICA DELLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA AI SENSI DELLA D.G.R. 2616/2011

LA CARTA DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA allegata al PGT, redatta ai sensi della L.R. 12/05 (vedi stralcio allegato), attribuisce all'area in esame una CLASSE DI FATTIBILITÀ 2 "fattibilità con modeste limitazioni". Aree a vulnerabilità delle acque sotterranee mediamente alta.



### CLASSE 2 - FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI



Area a vulnerabilità delle acque sotterranee mediamente alta.

Considerati i risultati ottenuti nel corso della presente indagine redatti in prospettiva sismica, non vi sono particolari prescrizioni nell'attuazione delle future strutture di progetto.

Da un punto di vista del rischio idraulico ed idrogeologico locale non si rilevano particolari fattori limitativi o di rischio.

**Ai sensi della D.G.R. 2616/2011, si ritiene pertanto fattibile da un punto di vista geologico, idrogeologico e sismico l'intervento prospettato.**



## CONCLUSIONI

L'indagine eseguita ha consentito di giungere ad una caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, consentendo di verificare la fattibilità dell'intero progetto. Dal punto di vista geologico tecnico nulla osta all'esecuzione dei lavori, purché siano rispettate le prescrizioni riportate in precedenza e qui riassunte:

- **Si tenga presente che la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO per tutte le quote indicate nella relazione è il PIANO STRADA DI VIA CREMONESINI che coincide con il piano campagna su cui sono state realizzate la trincea T1 e la prova P1. Il piano campagna su cui è stata eseguita la prova penetrometrica P2 è rialzato di + 0,6 m rispetto allo 0 RIF.**
- **Falda assente entro le profondità indagate; dalle conoscenze locali la falda superficiale presenta un livello statico di circa -10 m dal p.c. con escursioni stagionali poco significative.**
- Categoria sismica di suolo: **tipo "B"**.
- Tipologia di fondazione verificate:
  - **FONDAZIONI CONTINUE** aventi larghezza  $L=1,5$  con piano di imposta  $\geq 2,4$  m da 0 RIF., nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie con ciottoli).
  - **PLINTI** aventi dimensioni di  $3,0\text{ m} \times 3,0\text{ m}$  con piano di imposta  $\geq 2,4$  m da 0 RIF., nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie con ciottoli).
- In merito ai valori di resistenza del terreno si vedano i risultati riportati alle pagg. 19-20.
- cedimenti: accettabili i secondari
- In merito ai valori del coefficiente di sottofondazione K Winkler si vedano i risultati riportati alle pagg. 19-20.

Spetta alla Direzione Lavori verificare che il piano di posa delle fondazioni sia solido e non costituito da materiale alterato.

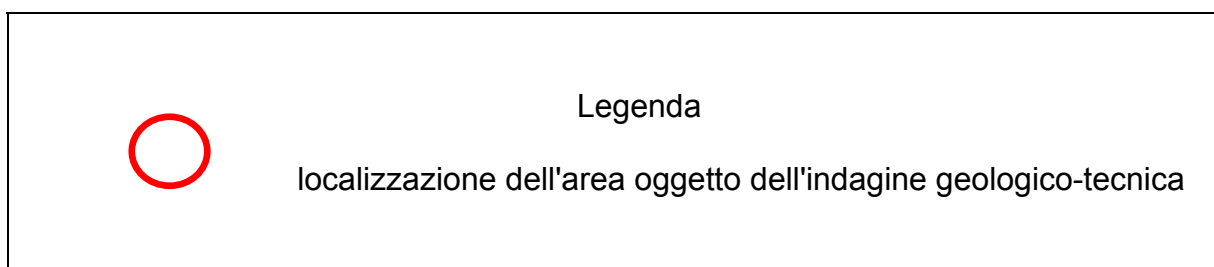
Si rimane infine a disposizione per ulteriori ed eventuali chiarimenti, qualora in fase di esecuzione dei lavori si presentasse una situazione diversa da quella prospettata.

Orzinuovi, 09/11/2018

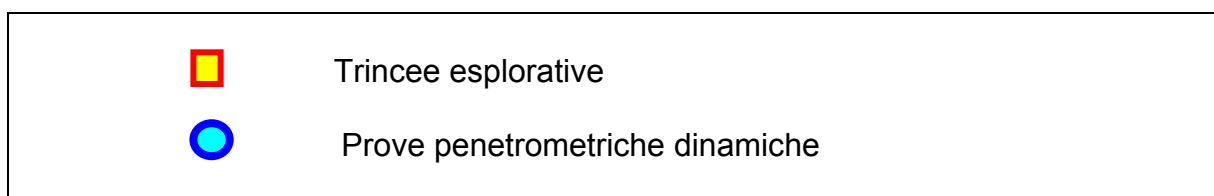
Geol. Guido Torresani



INQUADRAMENTO COROGRAFICO - CTR  
Scala 1: 10.000



ORTOFOTO  
CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI ESEGUITE



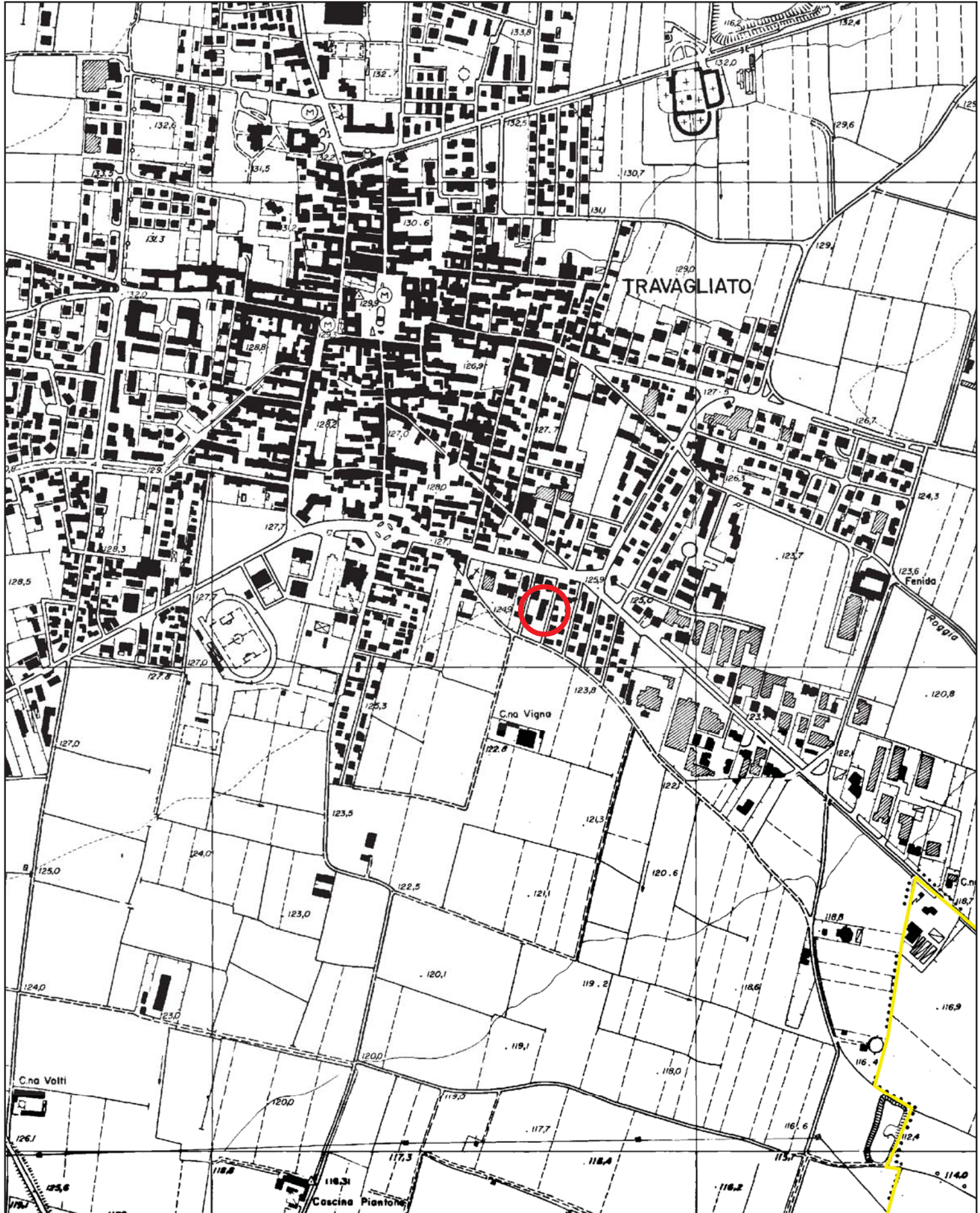
STRATIGRAFIA TRINCEA ESPLORATIVA T1  
E RELATIVA DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.

TABELLE E DIAGRAMMI DI INTERPRETAZIONE  
DEI DATI PENETROMETRICI

ASSEVERAZIONE RELAZIONE GEOLOGICA – MODULO 9

ASSEVERAZIONE RELAZIONE GEOTECNICA – MODULO 10

Mappe di Base



300m

1:10.000





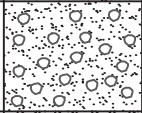
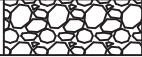




Trincea esplorativa T1 - stratigrafia

Località: Travagliato (BS) - Via Bassano Cremonesini, 4

Committente: Artex Di Begni Paolo & C Snc

Scala 1:200	Profondità'	Stratigrafia	Descrizione
0,4	0,30		Ricarica
0,8			Argilla sabbiosa
1,2			
1,6			
2,0			
2,4	2,10		Sabbia e ghiaia
2,8	2,7		Sabbia e ghiaia con ciottoli - "mistone"
3,2	3,0		





## Trincea esplorativa T1 - ubicazione

Località: Travagliato (BS) - Via Bassano Cremonesini, 4

Committente: Artex Di Begni Paolo & C Snc



## Prova penetrometrica dinamica P1

**Località:** Travagliato, Via Bassano Cremonesini

**Data:** novembre 2018

**Comm.:** Artex Di Begni Paolo & C Snc

**Attrezzatura:** Pagani 63/100

*Studio di Geologia*

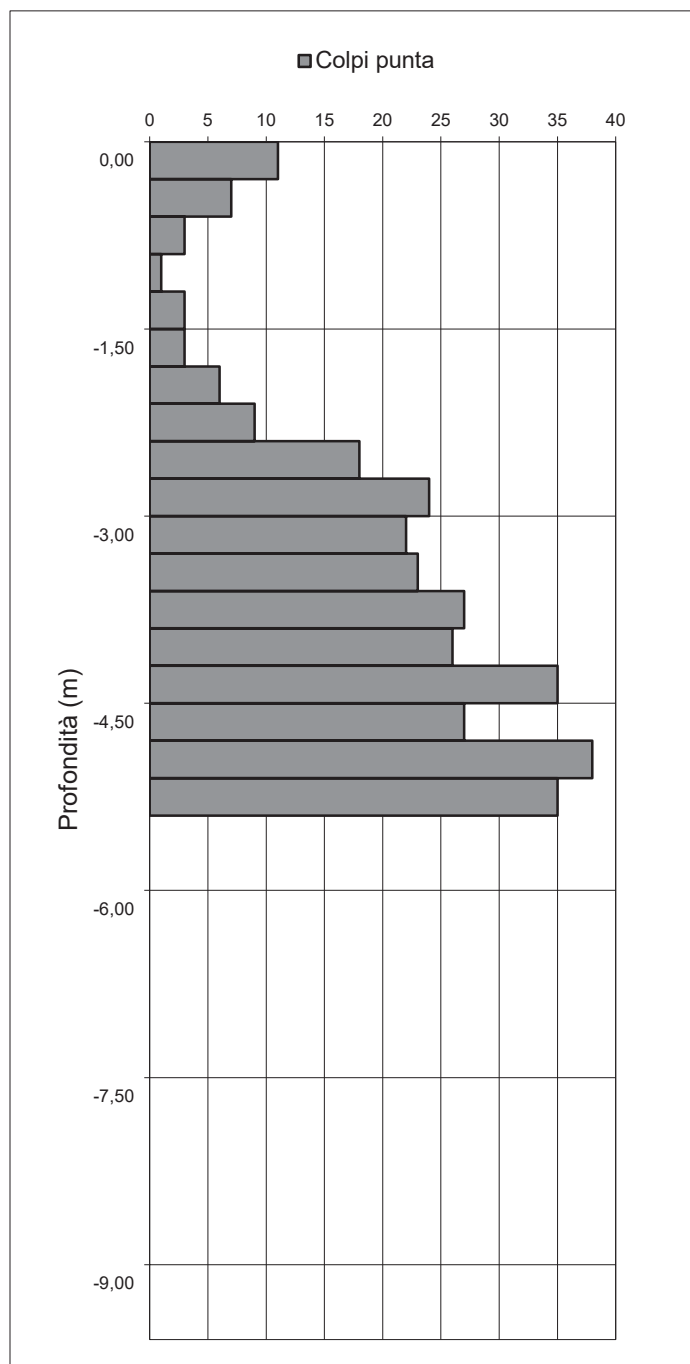
*Dott. Geol. Guido Torresani*

*Via G. Bruno, 44*

*25034 Orzinuovi*

*Tel/Fax: 0304197172*

*e-mail: torresani.geologo@gmail.com*



Profondità (m)		Colpi Punta (Nscpt)
0,00	-0,30	11
-0,30	-0,60	7
-0,60	-0,90	3
-0,90	-1,20	1
-1,20	-1,50	3
-1,50	-1,80	3
-1,80	-2,10	6
-2,10	-2,40	9
-2,40	-2,70	18
-2,70	-3,00	24
-3,00	-3,30	22
-3,30	-3,60	23
-3,60	-3,90	27
-3,90	-4,20	26
-4,20	-4,50	35
-4,50	-4,80	27
-4,80	-5,10	38
-5,10	-5,40	35
-5,40	-5,70	
-5,70	-6,00	
-6,00	-6,30	
-6,30	-6,60	
-6,60	-6,90	
-6,90	-7,20	
-7,20	-7,50	
-7,50	-7,80	
-7,80	-8,10	
-8,10	-8,40	
-8,40	-8,70	
-8,70	-9,00	
-9,00	-9,30	



## Prova penetrometrica P1 - ubicazione

Località: Travagliato (BS) - Via Bassano Cremonesini, 4

Committente: Artex Di Begni Paolo & C Snc





## Prova penetrometrica dinamica P2

**Località:** Travagliato, Via Bassano Cremonesini

**Data:** novembre 2018

**Comm.:** Artex Di Begni Paolo & C Snc

**Attrezzatura:** Pagani 63/100

*Studio di Geologia*

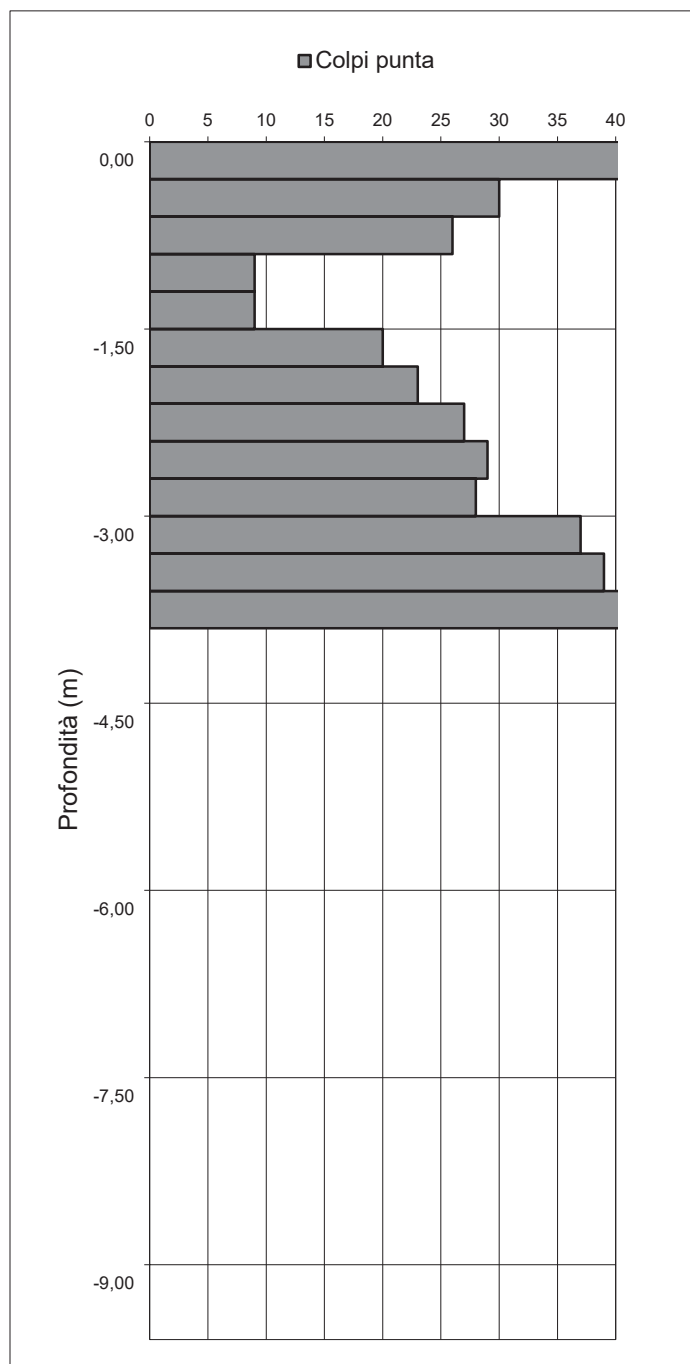
*Dott. Geol. Guido Torresani*

*Via G. Bruno, 44*

*25034 Orzinuovi*

*Tel/Fax: 0304197172*

*e-mail: torresani.geologo@gmail.com*



Profondità (m)		Colpi Punta (Nscpt)
0,00	-0,30	56
-0,30	-0,60	30
-0,60	-0,90	26
-0,90	-1,20	9
-1,20	-1,50	9
-1,50	-1,80	20
-1,80	-2,10	23
-2,10	-2,40	27
-2,40	-2,70	29
-2,70	-3,00	28
-3,00	-3,30	37
-3,30	-3,60	39
-3,60	-3,90	48
-3,90	-4,20	
-4,20	-4,50	
-4,50	-4,80	
-4,80	-5,10	
-5,10	-5,40	
-5,40	-5,70	
-5,70	-6,00	
-6,00	-6,30	
-6,30	-6,60	
-6,60	-6,90	
-6,90	-7,20	
-7,20	-7,50	
-7,50	-7,80	
-7,80	-8,10	
-8,10	-8,40	
-8,40	-8,70	
-8,70	-9,00	
-9,00	-9,30	

## Prova penetrometrica P2 - ubicazione

Località: Travagliato (BS) - Via Bassano Cremonesini, 4

Committente: Artex Di Begni Paolo & C Snc



