COMUNE DI CURNO

PROVINCIA DI BERGAMO

INDAGINE GEOLOGICA E GEOTECNICA RELATIVA ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE DELL'INTERVENTO DI REALIZZAZIONE NUOVO BLOCCO SPOGLIATOI PRESSO CENTRO SPORTIVO "VIVERE INSIEME" IN VIA IV NOVEMBRE.

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: **COMUNE DI CURNO**

GEOLOGO: **DOTT. GUIDO TORRESANI**
O.G.L. N° 1141

DATA: APRILE 2021

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 - Stima della pericolosità sismica
- Indagini geognostiche
- Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica
- Determinazione delle resistenze
- 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
- Conclusioni

ALLEGATI

- Inquadramento corografico (CTR scala 1:10.000);

- Planimetria dell'intervento con ubicazione delle indagini;

- Tabelle e diagrammi di interpretazione dati penetrometrici (prove P1 e P2);

- 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 del Comune di Curno sita in Via IV Novembre nel Comune di CURNO (BG), interessata dal progetto di realizzazione nuovo blocco spogliatoi presso centro sportivo "vivere insieme".

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.

Fig.1: Ortofoto con ubicazione area d'indagine

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 CURNO 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 e delle conoscenze geologiche del sito, è possibile attribuire ai terreni indagati il profilo stratigrafico del suolo di fondazione di "tipo B" (come da analisi sismica sito 1 PGT comunale). Risultando però il fattore di amplificazione sismica Fa locale > del valore di Fa soglia comunale previsto dalla Regione Lombardia**, è necessario utilizzare nei calcoli della capacità portante dei terreni la categoria sismica di suolo di tipo "C"**.

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 **n.2 prove penetrometriche dinamiche SCPT** (prove P1 e P2), tramite la quale si è potuto verificare il comportamento geomeccanico del sottosuolo di fondazione delle opere in progetto e l'assenza della falda acquifera entro le profondità indagate (misurazione aprile 2021). Non sono stati realizzati scavi esplorativi, ma è stato fatto riferimento a stratigrafie di scavi eseguite in aree poco distanti da quella indagata, che possono ritenersi significativamente paragonabili.

Considerata l'omogeneità litostratigrafica e geomeccanica dei terreni presenti nell'ambito della zona indagata e tenuto in considerazione la limitata estensione del lotto da indagare, si ritiene che le indagini eseguite siano sufficienti per poter caratterizzare i terreni in oggetto. Tale scelta è avvalorata 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 riportate nella relazione è il PIANO CAMPAGNA su cui sono state eseguite le indagini.

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**
  Pericolosita 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

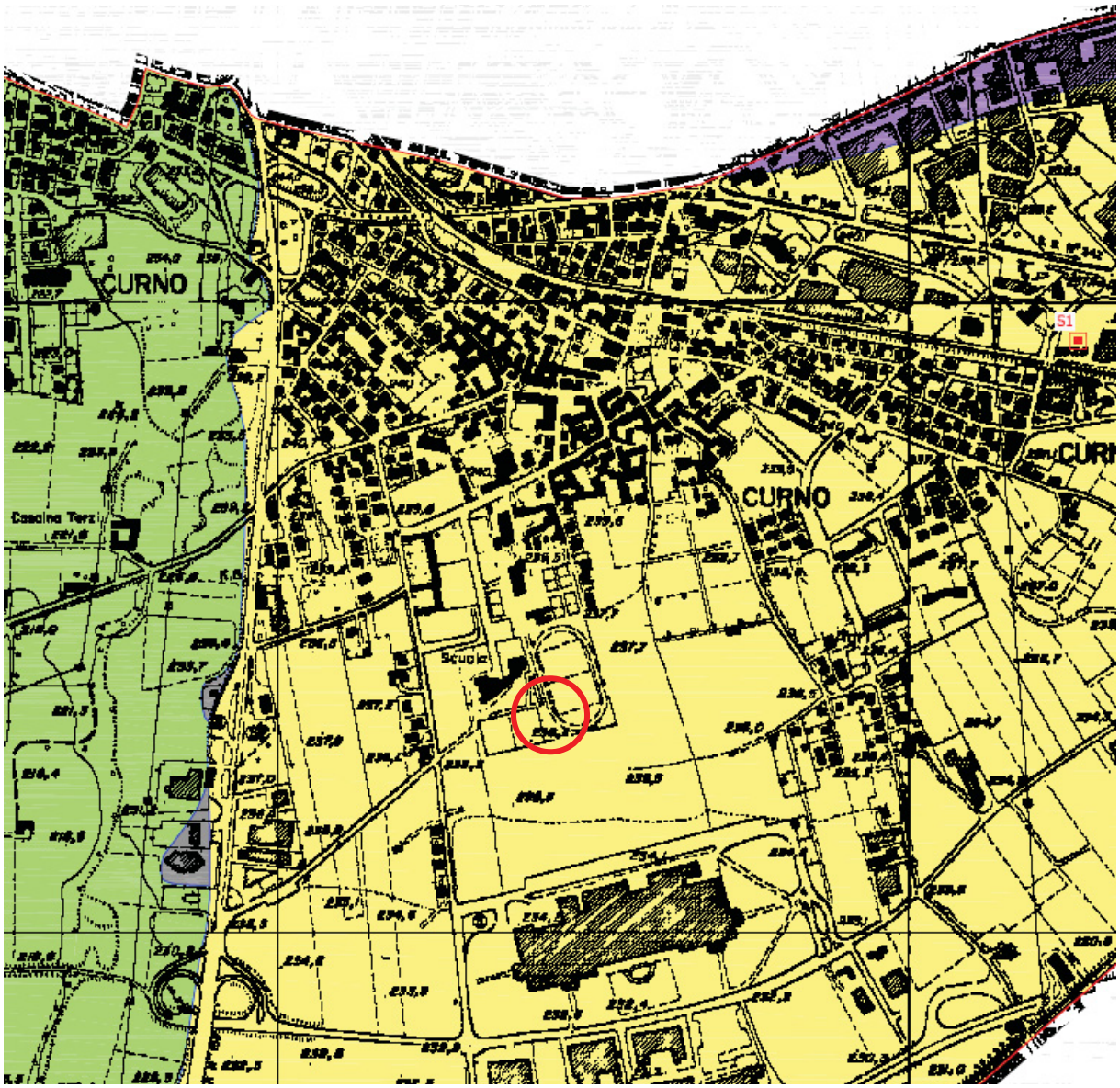
INQUADRAMENTO GEOLOGICO E NATURA LITOLOGICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

L'area oggetto della presente indagine è ubicata nella zona Centrale del Comune di Curno (come evidenziato nell'allegato aerofotogrammetrico CTR scala 1. 10.000).

L'area si presenta come una superficie planare ad una quota di 237 metri s.l.m.

Dal punto di vista morfologico questa zona appartiene all'unità definita "Livello Fondamentale della Pianura" ovvero "Piano Generale Terrazzato (P.G.T.)".

In particolare dal punto di vista geo-litologico l'area ricade sui depositi alluvionali ghiaiosi e sabbiosi in matrice limosa e argillosa.



Depositi alluvionali ghiaiosi e sabbiosi con rari ciottoli in matrice limosa e argillosa, a supporto sia clastico che di matrice, appartenenti al Livello Fondamentale della Pianura; terreni con proprietà geotecniche da scarse a discrete; profondità della falda mediamente compresa fra 20 e 40 m da p.c. Drenaggio superficiale scarso con possibile sviluppo di falde sospese.

Fig.2: Estratto della carta geologica allegata al PGT comunale

Sulla base delle conoscenze dei terreni della zona e delle indagini eseguite, è stata osservata una buona uniformità litostratigrafica e geomeccanica dei terreni di fondazione.

La natura del terreno, dedotta dalle indagini eseguite all'interno dell'area di intervento raffrontata con le indagini e le informazioni a disposizione recuperate da altri cantieri posti nelle vicinanze, presenta una successione litostratigrafica uniforme che può essere schematizzata come di seguito riportato (le quote si riferiscono al p.c.=- 0 RIF).

Da 0,0 m a 2,7 m	Ghiaie con ciottoli addensate in matrice argillosa
Oltre 2,7 m	Sabbie e ghiaie in matrice argillosa

All'interno della prova penetrometrica eseguita non è stata intercetta la falda acquifera. Dalle conoscenze locali il livello statico della falda si attesta a profondità di circa 30-40 m dal p.c. Tuttavia è stata notata presenza di umidità con possibile presenza di acqua stagionale dovuta a falde sospese, pertanto si dovrà prevedere la messa in opera di tecniche di impermeabilizzazione delle opere di fondazione e dei locali interrati.

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 superficialmente un orizzonte costituito da ghiaie e ciottoli addensati in matrice argillosa (**Orizzonte A**) caratterizzato da SCPT medio di 20 colpi, fino alla profondità di 2,7 m dal p.c. Oltre tale quota si rinviene un orizzonte a sabbie e ghiaie in matrice argillosa (**Orizzonte B**) contraddistinto da medie caratteristiche geotecniche (SCPT medio = 7 colpi) fino alle massime profondità investigate.

L'omogeneità litostratigrafica offerta dai terreni della zona, consente di ritenere geomeccanicamente uniforme l'intera superficie indagata, permettendo quindi di ipotizzare una uniforme distribuzione dei carichi strutturali e di progetto, limitando il pericolo di cedimenti differenziali.

Valutate pertanto le caratteristiche geomeccaniche e litologiche dei terreni indagati, in relazione alle tipologie strutturali previste, è possibile adottare **FONDAZIONI SUPERFICIALI tipo PLATEA IMPERMEBILIZZATA**.

Nel caso specifico saranno verificate la seguenti ipotesi fondazionali:

- **PLATEA IMPEREMABILIZZATA** avente dimensioni di 34,0 m x 6,5 m, con piano di imposta >=3,5 m da p.c. (>=3,5 da 0 RIF), nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie in matrice argillosa).

Sulla base delle risultanze dell'indagine eseguita si fa presente che vista la presenza di umidità dovuta alla possibile presenza stagionale di falde sospese alla quota di imposta delle fondazioni di progetto è necessario prevedere opere di impermeabilizzazione delle fondazioni e delle murature interrate.

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 **CURNO** 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 (ag_{max}) presente all'interno del territorio comunale" **in ZONA 3**.

ISTAT	*Provincia*	*Comune*	*Zona Sismica AgMax*	*Ag_{max}*
03016089	**BG**	**CURNO**	**3**	**0,106405**

Il terreno indagato secondo lo schema presente nell'Ordinanza risulta appartenente alla categoria di suolo di fondazione tipo B. Dalle analisi sismiche condotte a livello di studio geologico del PGT comunale, risultando il fattore di amplificazione sismica Fa locale > del valore di Fa soglia comunale previsto dalla Regione Lombardia, è necessario utilizzare nei calcoli della capacità portante dei terreni la categoria sismica **di suolo di tipo "C".** *(Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille mediamente consistenti, caratterizzati da valori di Vs30 compresi fra 180 e 360 m/s)* 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 e definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa $\mathbf{a_g}$ 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 Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R. In alternativa e 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:

$\mathbf{a_g}$ accelerazione orizzontale massima al sito;
$\mathbf{F_0}$ 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, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale e 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 costruttiva1	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 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 III: Costruzioni il cui uso preveda "**affollamenti SIGNIFICATIVI"**.

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 CU e definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente Tabella:

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

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE Cu	0.7	1.0	**1.5**	2.0

Se VR ≤ 35 anni si pone comunque VR = 35 anni

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

$$V_R = V_N * C_U = 50*1,5 = \mathbf{75\ anni}$$

Tabella 3 *-riassuntiva*

tipo di costruzione	2
vita nominale	≥ 50
classe d'uso	III
coefficiente Cu	1.5
vita di riferimento $V_r=V_n*C_u$	75

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 e 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 e denominata "**Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento**" (P_{VR}).

La pericolosità sismica e definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa *ag* 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 Se(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:

- **ag** accelerazione orizzontale massima al sito;
- **Fo** 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
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i ≤ 15°≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E il *coefficiente di Amplificazione stratigrafica* (Ss) e il *coefficiente funzione della categoria di sottosuolo* (Cc) possono essere calcolati in funzione dei valori di *Fo* (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e *Tc** (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 gravita ed il tempo è espresso in secondi:

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

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_S	C_C
A	1.00	1.00
B	1.00 ≤ 1.40 – 0.40 * F0 ag/g ≤ 1.20	1.10 * (Tc) -0.20
C	**1.00 ≤ 1.70 – 0.60 * F0 ag/g ≤ 1.50**	**1.05 * (Tc) -0.33**
D	0.90 ≤ 2.40 – 1.50 * F0 ag/g ≤ 1.80	1.25 * (Tc) -0.50
E	1.00 ≤ 2.00 – 1.10 * F0 ag/g ≤ 1.60	1.15 * (Tc) -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.1 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
T1		**1.0**
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 e 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 e 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. 45.685819 ° Long. 9.608709 °

(1)* Coordinate ED50
Lat. 45.686744 ° Long. 9.609763 °

Classe dell'edificio
III. Affollamento significativo... Cu = 1,5

Vita nominale
(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50,
Grandi opere >=100)

Parametri sismici
Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento per l'azione sismica: 75 anni
Coefficiente cu: 1,5
In funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} vengono calcolati i valori ag, F_0, T*C e del periodo di ritorno:

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

Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc^* [s]
Operatività (SLO)	45	0.034	2.480	0.209
Danno (SLD)	75	0.044	2.469	0.228
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.118	2.443	0.276
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.152	2.476	0.282
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

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 capacita di resistenza e di rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidezza 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 stati limite*

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m): 1

us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,47
CC Coeff. funz categoria	1,76	1,71	1,61	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.013	0.042	0.054
kv	0.005	0.007	0.021	0.027
Amax [m/s²]	0.502	0.644	1.732	2.196
Beta	0.200	0.200	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 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 superficialmente un orizzonte costituito da ghiaie e ciottoli addensati in matrice argillosa (**Orizzonte A**) caratterizzato da SCPT medio di 20 colpi, fino alla profondità di 2,7 m dal p.c. Oltre tale quota si rinviene un orizzonte a sabbie e ghiaie in matrice argillosa (**Orizzonte B**) contraddistinto da medie caratteristiche geotecniche (SCPT medio = 7 colpi) fino alle massime profondità investigate.

Quote riferite al p.c.= 0 RIF.

A	(da 0,0 a 2,7 m) Ghiaie e ciottoli addensati in matrice argillosa
B	(oltre 2,7 m) Sabbie e ghiaie in matrice argillosa

Modello geomeccanico

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei livelli riconosciuti, suddivisi in 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.

Orizzonte A – Ghiaie e ciottoli addensati in matrice argillosa (da 0,0 m a 2,7 m da 0 RIF)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			Compatto
Peso di volume	g	t/m^3	1,95
Angolo di attrito	Ø	°	32
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	200
Densità relativa	Dr	%	55

Orizzonte B – Sabbie e ghiaie in matrice argillosa (oltre 2,7 m da 0 RIF)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			Compatta
Peso di volume	γ	t/m^3	1,90
Angolo di attrito	Ø	°	28
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	/
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	120
Densità relativa	Dr	%	50

DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE (Rd)

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

$$E_{inst,d} <= E_{stb,d}$$

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 γF 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:

$$E_d <= R_d \quad [6.2.1]$$

essendo Ed 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 Rd 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 γFFk, dei parametri geotecnici di progetto Xk/γM e dei parametri geometrici di progetto ad. Il coefficiente parziale di sicurezza γR opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato diret- tamente 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 γF 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 rigidezza.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] 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 γ_{G1}

Resistenze

Il valore di progetto della resistenza Rd può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γM specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γR specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γR riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γR 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 γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	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 γR non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – *Coefficienti parziali γ_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:

$$Q_{lim} = 1/2*B*\gamma*N\gamma*s\gamma*i\gamma*b\gamma*g\gamma*z\gamma + c*Nc*sc*ic*bc*gc*dc*zc + \\ +q*Nq*sq*iq*bq*gq*dq*zq$$

dove :

*N**c** N**q** Nγ*	=	*Fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;*
*s**c** s**q** sγ*	=	*Fattori di forma della fondazione;*
*i**c** i**q** iγ*	=	*Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;*
*b**c** b**q** bγ*	=	*Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;*
*g**c** g**q** gγ*	=	*Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del p. c.;*
*z**c** z**q** zγ*	=	*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;*
γ	=	*Peso specifico del terreno sotto il piano di fondazione;*
q	=	*Carico litostatico presente sopra il piano di fondazione (proporzionale al 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 (Rd), depurate del fattore di sicurezza a partire dai valori di Qlim, per le seguenti ipotesi di fondazione:

- **PLATEA IMPEREMABILIZZATA** avente dimensioni di 34,0 m x 6,5 m, con piano di imposta >=3,5 m da p.c. (>=3,5 da 0 RIF), nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie in matrice argillosa).

PLATEA IMPERMEABILIZZATA

PROFONDITÀ DI IMPOSTA: **>= 3,5 m dallo 0 RIF. sull'orizzonte B (sabbie e ghiaie in matrice argillosa)**

Dimensioni FONDAZIONE: **34,0 m x 6,5 m**

CONDIZIONI STATICHE

APPROCCIO	Combinazione	Qlim (Kg/cm^2)	γ_R	**Rd** (Kg/cm^2)	Cedimento(cm) Q_{SLE} = 1,2 Kg/cm^2
2	**1 (A1+M1+R3)**	**4,14**	**2,3**	**1,8**	0,6

coefficiente di sottofondazione K Winkler: 2,0 Kg/cm^3

CONDIZIONI SISMICHE*

APPROCCIO	Combinazione	Qlim (Kg/cm^2)	γ_R	**Rd** (Kg/cm^2)
2	**1 (A1+M1+R3)**	**3,68**	**2,3**	**1,6**

*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} (1,2 kg/cm^2).

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

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

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

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_i Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B', spessore dello strato H, coefficiente di Poisson μ, 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 dalla PLATEA impostata alla profondità di 3,5 m 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.

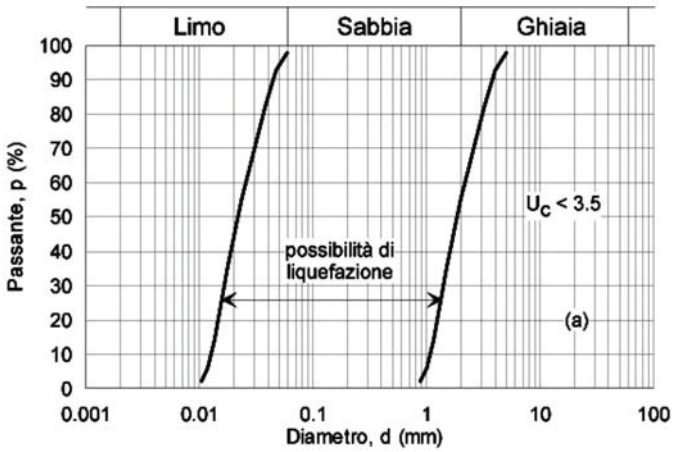
SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

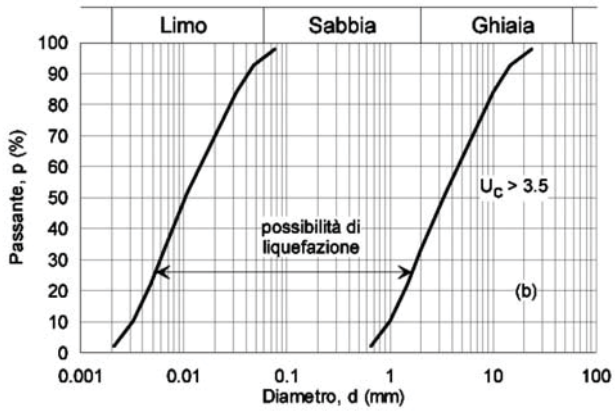
Ai sensi della Legge 64/74, del D.M. 19/6/1984 e dell'attuale D.M. 17/01/2018, in aree classificate sismiche deve essere valutata la possibilità che insorgano fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione in seguito alle vibrazioni prodotte dalle scosse telluriche.

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 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;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5.





b)

Fig. 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione*

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

Il terreno di fondazione dell'area in oggetto, si presenta infatti, come dimostrano le risultanze dell'indagine eseguita, costituito da litologie ghiaioso-sabbiose. La presenza della componente ghiaiosa grossolana, esclude quindi l'ipotesi che si possano verificare incipienti fenomeni di liquefazione dei terreni oggetto di indagine.

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

LA CARTA DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA ai sensi della L.R. 12/05 allegata al PGT, (vedi stralcio allegato), attribuisce all'area in esame una CLASSE 3B – "fattibilità con consistenti limitazioni" **terreni con caratteristiche geotecniche da scarse a discrete e possibile sviluppo di fale sospese**.

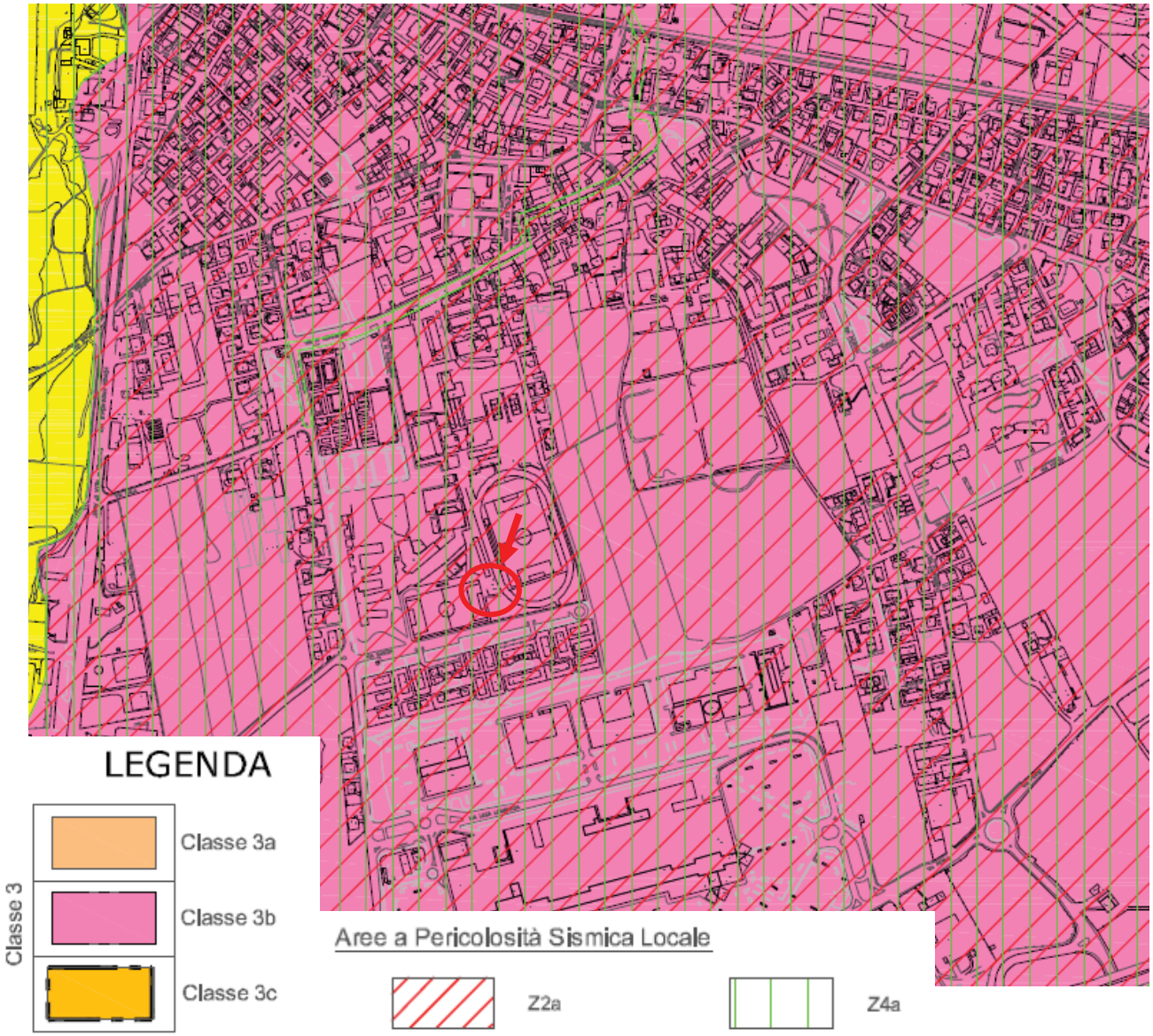


Fig.3: Estratto carta di fattibilità geologica allegata al PGT comunale

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 permesso di giungere ad una caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni di fondazione i cui risultati sono favorevoli all'intervento di progetto. Dal punto di vista geologico tecnico nulla osta all'esecuzione dei lavori, purché siano rispettate le prescrizioni riportate:

- **Si tenga presente che la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO per tutte le quote riportate nella relazione è il PIANO CAMPAGNA su cui sono state eseguite le indagini.**

- **All'interno della prova penetrometrica eseguita non è stata intercetta la falda acquifera. Dalle conoscenze locali il livello statico della falda si attesta a profondità di circa 30-40 m dal p.c. Tuttavia è stata notata presenza di umidità con possibile presenza di acqua stagionale dovuta a falde sospese, <u>pertanto si dovrà prevedere la messa in opera di tecniche di impermeabilizzazione delle opere di fondazione e dei locali interrati.</u>**
-

- Categoria sismica di suolo: **tipo "C".**

- Tipologie di fondazione verificate:
    - **PLATEA IMPEREMABILIZZATA** avente dimensioni di 34,0 m x 6,5 m, con piano di imposta >=3,5 m da p.c. (>=3,5 da 0 RIF), nell'orizzonte "B" (sabbie e ghiaie in matrice argillosa).
- I valori di resistenza del terreno calcolati nei due diversi approcci sono indicati alla pag.20.

- cedimenti: **accettabili i secondari.**

Spetta infine alla Direzione Lavori verificare che il piano di posa delle fondazioni sia solido e non costituito da materiale alterato; in particolare la D.L. dovrà verificare che l'imposta della fondazione non ricada su materiali riportati e che il substrato corrisponda a quanto descritto nella presente relazione.
Si rimane pertanto a disposizione per ulteriori ed eventuali approfondimenti di indagine, qualora in fase di inizio dei lavori si presentasse una situazione diversa da quella prospettata.

Orzinuovi, 25/09/2020 Geol. Guido Torresani

ORDINE DEI GEOLOGI LOMBARDIA
Dr. Geologo
GUIDO
TORRESANI
n. 1141

INQUADRAMENTO COROGRAFICO SU BASE CTR

Legenda

localizzazione dell'area oggetto dell'indagine geologico-tecnica

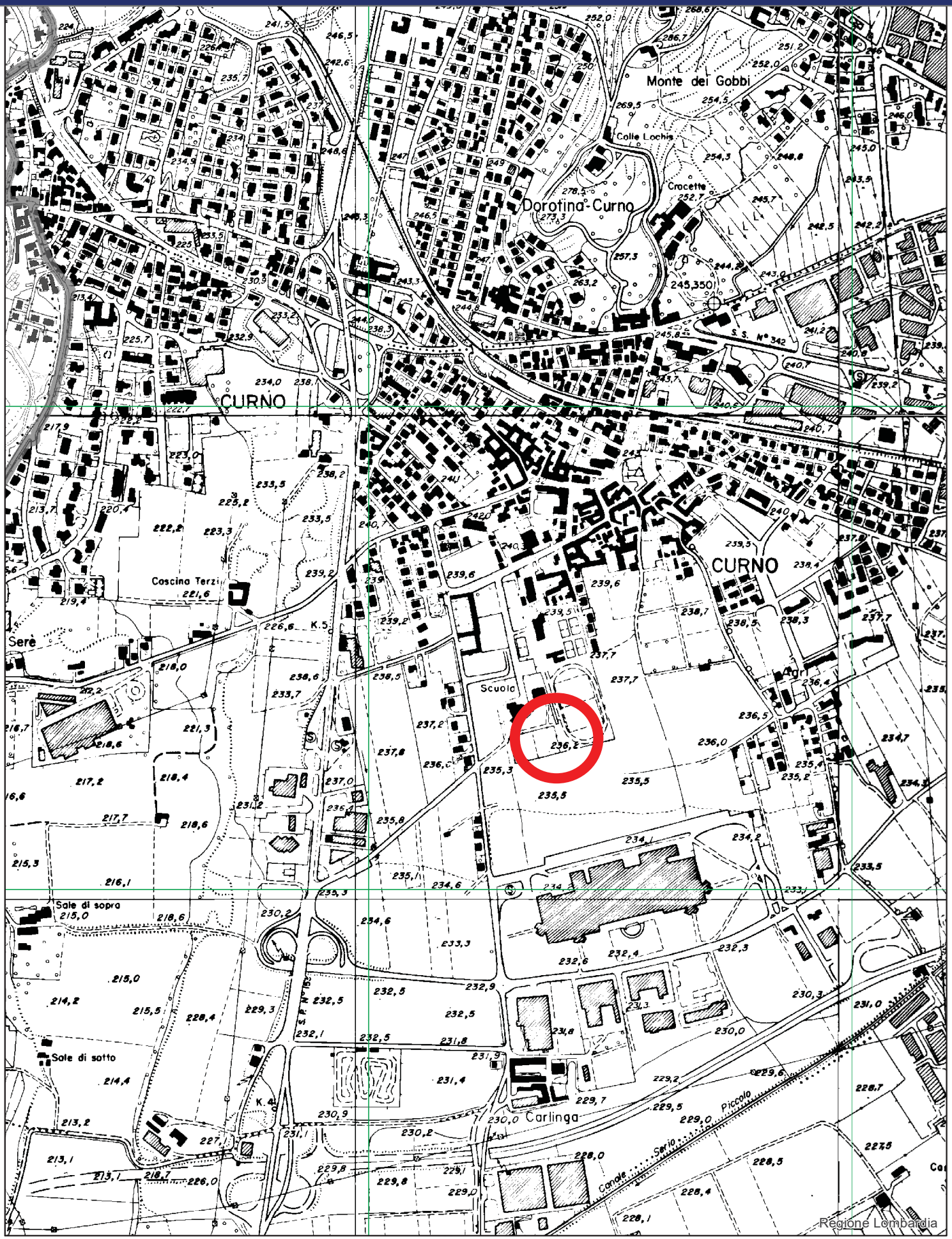
PLANIMETRIA DELL'AREA DI INTERVENTO
CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI ESEGUITE

P1 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT

DIAGRAMMI DI INTERPRETAZIONE DEI DATI PENETROMETRICI (PROVA P1)

ASSEVERAZIONE RELAZIONE GEOLOGICA – MODULO 9

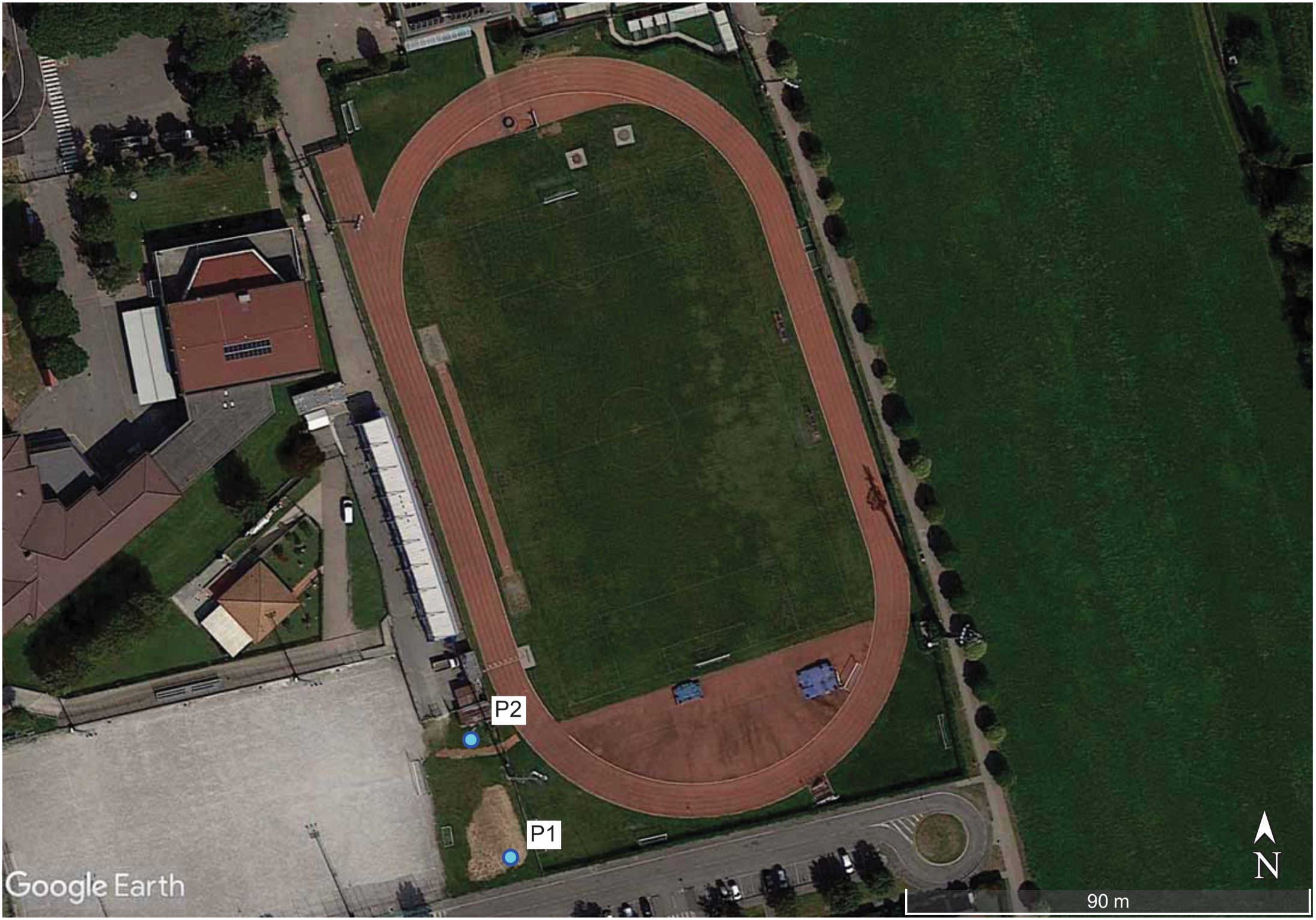
ASSEVERAZIONE RELAZIONE GEOTECNICA – MODULO 10



Autore: Regione Lombardia

Scala: 1:10,000

Commenti:


P2
P1
Google Earth
N
90 m

Prova penetrometrica dinamica P1

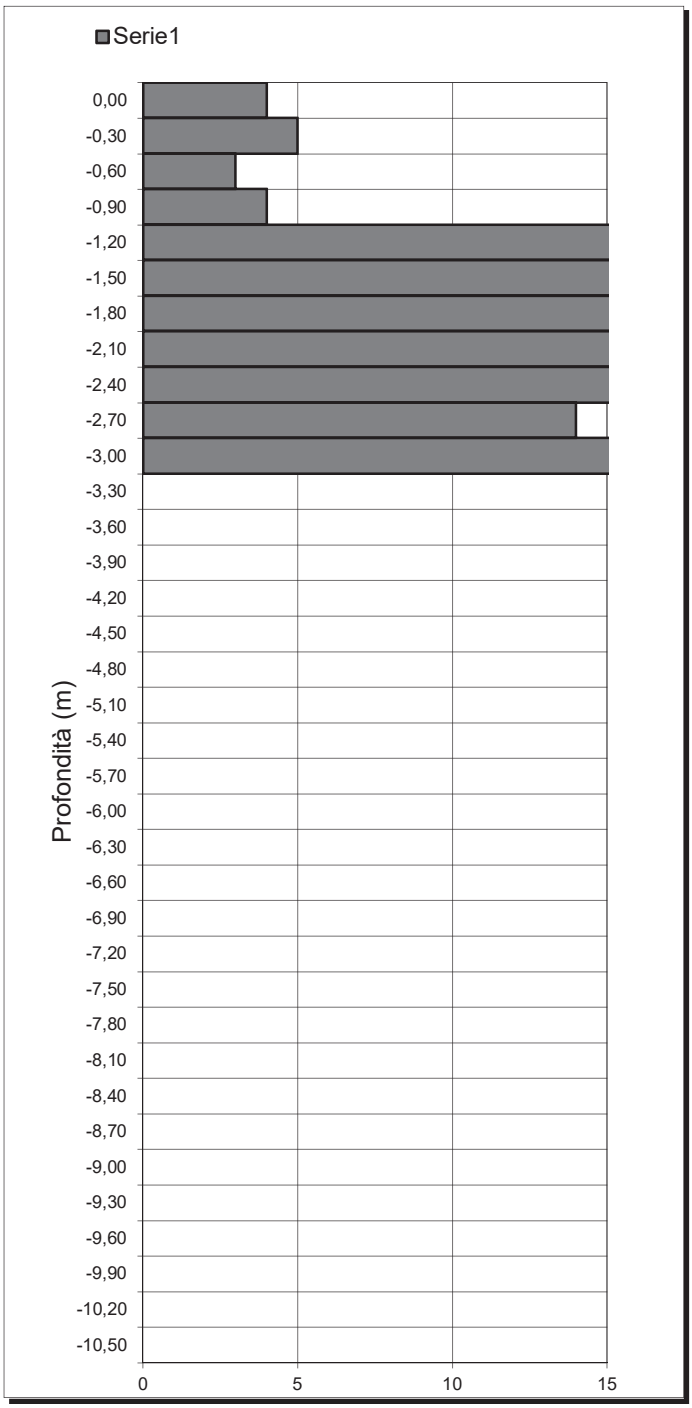
Località: CURNO (BG) - Via IV Novembre

Data: Aprile 2021

Comm.:

Attrezzatura: Pagani 63/100

Studio di Geologia
Dott. Geol. Guido Torresani
Via G. Bruno, 44
25034 Orzinuovi
Tel: 030 4197172
e-mail: torresani.geologo@gmail.com



Profondità (m)		Colpi Punta (Nscpt)
0,00	-0,30	4
-0,30	-0,60	5
-0,60	-0,90	3
-0,90	-1,20	4
-1,20	-1,50	26
-1,50	-1,80	16
-1,80	-2,10	23
-2,10	-2,40	17
-2,40	-2,70	27
-2,70	-3,00	14
-3,00	-3,30	50
-3,30	-3,60	
-3,60	-3,90	
-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	
-9,30	-9,60	
-9,60	-9,90	
-9,90	-10,20	
-10,20	-10,50	
-10,50	-10,80	

PAGANI

Prova penetrometrica dinamica P2

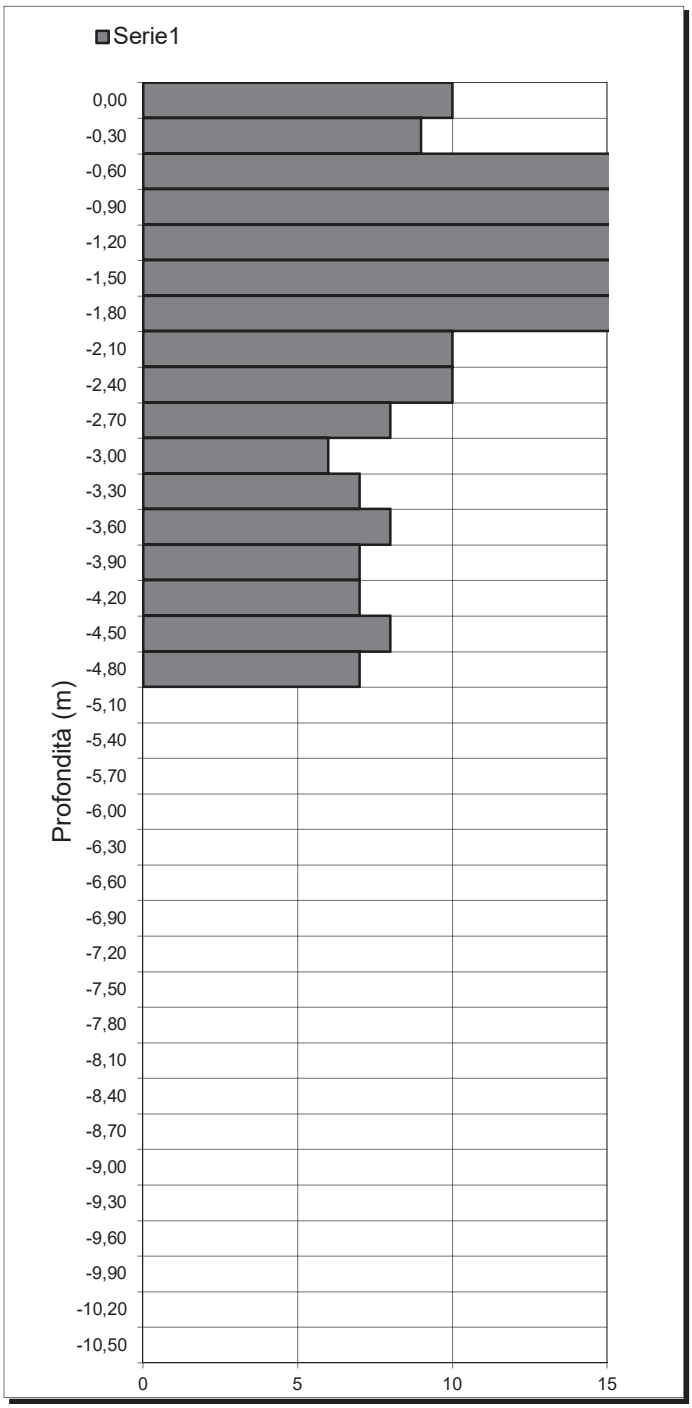
Località: CURNO (BG) - Via IV Novembre

Data: Aprile 2021

Comm.:

Attrezzatura: Pagani 63/100

Studio di Geologia
Dott. Geol. Guido Torresani
Via G. Bruno, 44
25034 Orzinuovi
Tel: 030 4197172
e-mail: torresani.geologo@gmail.com



Profondità (m)		Colpi Punta (Nscpt)
0,00	-0,30	10
-0,30	-0,60	9
-0,60	-0,90	19
-0,90	-1,20	23
-1,20	-1,50	20
-1,50	-1,80	26
-1,80	-2,10	17
-2,10	-2,40	10
-2,40	-2,70	10
-2,70	-3,00	8
-3,00	-3,30	6
-3,30	-3,60	7
-3,60	-3,90	8
-3,90	-4,20	7
-4,20	-4,50	7
-4,50	-4,80	8
-4,80	-5,10	7
-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	
-9,30	-9,60	
-9,60	-9,90	
-9,90	-10,20	
-10,20	-10,50	
-10,50	-10,80	

PAGANI
PAGANI