

**COMUNE DI OLGiate COMASCO**

PROVINCIA DI COMO

# PIANO ATTUATIVO "VIA COSENZ" NUOVI EDIFICI RESIDENZIALI

**VIA ENRICO COSENZ N. 4**

C.T.: FG. 9 – MAPP. 6297

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA:

STUDIO DI ARCHITETTURA MIRKO PELLI

PIAZZA DELLA REPUBBLICA, 5 – 22029 UGGIATE TREVANO (CO)

TEL./FAX 031.809459 – EMAIL: mirko.pelli@virgilio.it

TAVOLA:

**D**

OGGETTO:

**PROGETTO**

**RELAZIONE GEOLOGICA**

SCALA:

1:100

LA PROPRIETA':

CENTO PERTICHE S.R.L. \_\_\_\_\_

EDIZIONE DATA:

MARZO 2020

IL PROGETTISTA:

ARCH. PELLI MIRKO \_\_\_\_\_



# **CENTO PERTICHE SRL**

**Via Della Scaletta 65/67  
COMO**

---

P.C. convenzionato per realizzazione  
di nuovi edifici residenziali unifamiliari  
Comune di Olgiate Comasco (Co) – via Enrico Cosenz

---

**FASCICOLO 1**  
**RELAZIONE GEOLOGICA R1 (AI SENSI DEL D.M. 17.01.18)**  
**RELAZIONE GEOLOGICA R3 (AI SENSI DELLA DGR 2616/2011)**

Solbiate con Cagno (CO), febbraio 2020  
12/2020/GEO – Rif. 18/2020

## 1. PREMESSA

Come da incarico conferito è stata redatta la presente relazione geologica a supporto del progetto relativo la costruzione di 4 edifici residenziali unifamiliari in Comune di Olgiate Comasco, sui terreni ubicati al mappale 2697 (Fg. 9) in fregio a via Enrico Cosenz; nel settore indicato nella corografia di Tav. 1.

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI

### D.M. 17.01.2018

Il D.M. 17.01.2018 (“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni”) aggiorna e sostituisce il D.M. 14.01.2008 (“Norme tecniche per le costruzioni”).

### D.P.C.M. 21 ottobre 2003

Disposizioni attuative dell’art.2, commi 2, 3 e 4, dell’ordinanza del Presidente del consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”

### D.d.u.o. nr. 19904 – 21/11/2003

Elenco degli edifici ed opere di competenza regionale aventi funzione strategica o rilevante.

### D.G.R. nr. IX/2616 - 30 novembre 2011

Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art.57, comma1, della L.R. 11 marzo 2005, n.12 approvata con D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificata con D.G.R. 28 maggio 2008, n. 877374.

### D.G.R. nr. X/2129 - 11 luglio 2014,

Aggiornamento delle zone sismiche dei comuni lombardi.

### L.R. nr. 33 – 12 ottobre 2015

Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche.

D.G.R. X/5001 – 30/03/2016

Linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica.

D.P.C.M. 27 ottobre 2016

Approvazione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico Padano (P.G.R.A.).

### **3. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO IN PROGETTO**

#### **VITA NOMINALE E RELATIVA CLASSE D'USO**

##### **3.1. Caratteristiche generali intervento in progetto**

Di seguito si riassumono quelle caratteristiche generali dell'intervento in progetto di stretto interesse ai fini delle valutazioni di ordine geologico e geotecnico, secondo quanto riportato nelle tavole di progetto che si sono potute consultare.

L'intervento in progetto consiste nella realizzazione di quattro edifici residenziali unifamiliari (villette) a due piani fuori terra, più un piano interrato; oltre agli edifici è prevista la realizzazione delle infrastrutture di servizio.

Ai fini delle valutazioni oggetto della presente relazione si considera soprattutto la progettazione degli edifici, che sono le sole strutture a presentare delle implicazioni con il contesto geologico e geotecnico; le infrastrutture di servizio intervengono solo come superfici in trasformazione, da considerare nei calcoli dell'invarianza.

Gli edifici rientrano nella tipologia dell'ordinaria casa di civile abitazione, a moderato impatto in termini di azioni trasmesse al sottosuolo.

Raffrontando le quote di progetto dell'edificio con le quote della superficie topografica, si osserva che, rispetto al piano campagna, il piano interrato si troverà a profondità differenti e dell'ordine di: 2.5m ÷ 1.7m in corrispondenza dell'edificio A; di 3.5m ÷ 4m, in corrispondenza dell'edificio B ed di 3.0m ÷ 3.5m in corrispondenza degli edifici C e D; salvo variazioni di alcuni decimetri che non condizionano gli esiti delle valutazioni di ordine geologico e geotecnico.

Per realizzare gli edifici è previsto uno sbancamento nel pendio, con altezze dei fronti

concordanti con gli approfondimenti previsti per realizzare l'interrato e le sottostanti fondazioni.

I fronti di scavo non sono ubicati nelle adiacenze di linee di confine e/o di strutture richiedenti la messa in sicurezza.

### 3.2. Vita nominale di progetto

Ai fini della determinazione dell'azione sismica per l'edificio si adotta il seguente valore minimo di vita nominale di progetto  $V_N$  (vedi tabella 2.4.1 – D.M. 17/01/2018):

TIPO DI COSTRUZIONE	VALORE MINIMO DI $V_N$
Costruzione con livelli di prestazione ordinarie	50 anni

### 3.3. Classe d'uso

Le valutazioni geologiche sono riferite ad una classe d'uso II che è quella propria delle “*costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche o sociali essenziali*” (paragrafo 2.4.2. - D.M. 17.01.2018).

## 4. CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA ALLE AZIONI DI PIANO VINCOLI DI ORDINE GEOLOGICO

### 4.1. Classe di fattibilità geologica alle azioni di piano

Le norme geologiche di piano derivano dalla componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. e sono esplicitate nella “Carta della Fattibilità Geologica alle Azioni di Piano”, parte integrante del Piano delle Regole.

Nella Carta della Fattibilità (vedi Tav. 2 – estratto della carta di fattibilità), l'area in esame è inserita in classe di fattibilità 3/a – fattibilità con consistenti limitazioni.

Il seguente prospetto riassume la posizione dell'area d'intervento nell'ambito del mosaico della fattibilità che vincola il territorio di Olgiate Comasco.

<b>CLASSE FATTIBILITA GEOLOGICA DI APPARTENENZA (D.G.R. IX 2616/2011 P.TO 3.1)</b>	3/a
<b>DESCRIZIONE CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA</b>	<i>“Aree caratterizzate da superfici a morfologia accidentata con pendenze medie; aree estrattive non ancora recuperate, comprensive di fascia di rispetto; aree interessate da rilevanti modificazioni antropiche, con riporti e colmate”</i>
<b>TIPO DI LIMITAZIONE ALLA FATTIBILITA' GEOLOGICA (D.G.R. IX 2616/2011 P.TO 3.2)</b>	<i>“Versanti a media e debole pendenza, terrazzi acclivi, scarpate di cava instabili in fase di recupero, presenza di materiali di riporto scarsamente addensati”</i>

Quanto sopra riportato evidenzia che sul territorio comunale di Olgiate Comasco la classe 3/a comprende ambiti differenti per problematiche e modeste limitazioni d'uso; l'effettiva presenza sul territorio dell'elemento limitante deve essere valutata di volta in volta, mediante lettura incrociata con gli elementi riportati nella “Carta di Sintesi”, anch'essa allegata alla componente geologica del PGT.

Da questo confronto incrociato si osserva che l'area d'intervento ricade in un più vasto ambito territoriale che è stato azionato in classe 3/a in relazione alla posizione in ambito di pendio.

Nonostante la classe 3 sia indicativa di consistenti limitazioni, l'intervento in progetto rientra nelle tipologie ampiamente consentite.

La normativa di riferimento (Norme geologiche di piano) richiedono di subordinare la progettazione alle valutazioni di ordine geologico finalizzate ad accertare la compatibilità dell'intervento nei confronti delle limitazioni proprie della classe di fattibilità geologica alle azioni di piano di appartenenza, in accordo con i disposti della D.G.R. nr. IX/2616 - 30 novembre 2011 (è richiesto l'App. 1/D.G.R. nr. IX/2616 – instabilità dei versanti dal punto di vista statico).

Le norme geologiche di piano richiedono, oltre la relazione di compatibilità, ai sensi della D.G.R. nr. IX/2616, anche l'applicazione delle normative geologiche contenute nel D.M. 14.01.2008, ora sostituito dal D.M. 17.01.2018.

## 4.2. Vincoli di ordine geologico

Le aree gravate da vincoli di ordine geologico presenti sul territorio comunale sono:

- le aree di salvaguardia delle captazioni ad uso idropotabile;
- i corsi d'acqua del reticolo idrico e le relative fasce di rispetto
- le aree in dissesto ai sensi del PAI (aree di esondazione)

Come riportato in Tav. 3 (estratto dalla carta dei vincoli) l'area d'intervento non è interessata dalla presenza dei vincoli di cui sopra.

L'area d'intervento non ricade inoltre nelle aree a rischio, perimetrata nell'ambito del P.G.R.A. (Piano di Gestione del Rischio Alluvioni) della Regione Lombardia; approvato in data successiva alla stesura della carta dei vincoli del PGT.

## 5. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E LITOLOGICHE

In Tav. 4, in estratto con parziale modifica dalla cartografia geologica del PGT (a cura di Area Studi Ambientali – Faloppio), si riporta l'inquadramento geologico generale dell'area d'intervento.

Dalla Tav. 4 si evidenzia che l'area si colloca in corrispondenza dei depositi di origine glaciale dell'Allogruppo di Besnate (corrispondenti ai depositi morenici del Wurm nelle precedenti classificazioni) costituenti i rilievi collinari nei settori centrali e settentrionali del territorio comunale.

La composizione caratteristica dei depositi glaciali è data da una compagine eterogenea costituita da ghiaia, ciottoli, massi angolosi e talora trovanti, immersi in una matrice limoso sabbiosa di colore grigiastro.

Nel sottosuolo dell'area d'intervento, in base agli esiti delle indagini eseguite, tendono a prevalere le sabbie ed i limi, con ghiaie e blocchi; in alternanza con livelli maggiormente sabbioso ghiaiosi.

Si deve però tenere conto che in relazione all'agente deposizionale (ghiaccio); le reciproche percentuali tra fine (limo) e frizionale (sabbia e ghiaia) sono variabili, da luogo a luogo, anche in ambiti ristretti come il singolo cantiere, con predominanza: o delle componenti ghiaioso sabbiose, con poco limo; o delle componenti limoso sabbiose con poca ghiaia.

La composizione di cui sopra è presente sotto l'ordinario strato superficiale di

alterazione (suolo), costituito da materiali fini (terreno vegetale e limoso argilloso) avente uno spessore dell'ordine di 2m, ma con locali variazioni dell'ordine di  $\pm 1$ m.

I depositi morenici rappresentano la sola litologia d'interesse ai fini delle azioni trasmesse dalle fondazioni (volume significativo) ed ai fini dell'azione sismica.

## **6. MORFOLOGIA AREA D'INTERVENTO E CONDIZIONI GENERALI DI STABILITA'**

L'area d'intervento è ubicata in ambito morfologico di versante di collina morenica (o cordone morenico), in un contesto urbanizzato ed alla quota media di 390m  $\div$  391m s.l.m.

A seguito degli interventi di urbanizzazione il pendio si presenta in parte modificato dall'intervento antropico che, mediante la scomposizione del territorio in terrazzamenti artificiali, ha comportato un'attenuazione delle pendenze originarie.

Nonostante la posizione in ambito di versante collinare e nonostante l'inserimento dell'area in classe di fattibilità 3/a dipenda dalla potenziale esposizione ai fattori di rischio propri degli ambiti di versante; i valori clivometrici della superficie topografica, sia a monte che a valle dell'area d'intervento, sono molto bassi con scarti altimetrici di pochi metri su lunghe distanze lineari.

I bassi valori clivometrici della superficie topografica e gli utilizzi antropici del territorio comportano l'assenza, in un introno significativo, di elementi di pertinenza morfologica legati alla dinamica gravitativa, o di generici fattori di rischio morfologico, da considerare nella valutazione degli effetti indotti dagli interventi.

L'area d'intervento presenta pertanto condizioni di stabilità ampiamente sufficienti ai fini degli interventi in progetto.

Mancando un evidente "fattore acclività" gli effetti indotti dall'intervento in progetto nei confronti della stabilità dei luoghi sono trascurabili.

## **7. IDROGRAFIA**

L'area d'intervento non è interessata da elementi di pertinenza idrografica, non

presenti nello specifico dell'area ed in un intorno significativo.

## **8. IDROGEOLOGIA**

Il sottosuolo, nell'ambito delle profondità d'interesse ai fini dell'intervento in progetto, non presenta condizioni favorevoli ai fini della presenza di acqua in forma di accumuli significativi.

Queste condizioni sfavorevoli sono motivate dalla presenza di terreni genericamente a bassa permeabilità, unitamente all'andamento degli orizzonti acquiferi, la cui conformazione non consente lo stazionamento dell'acqua alla sommità.

In base ai dati idrogeologici riportati nel PGT condizioni favorevoli per la presenza di un'attiva circolazione idrica sotterranea si potrebbero riscontrare a notevoli profondità, dell'ordine di 80m dal piano campagna; quindi ad una profondità di non interferenza con gli interventi in progetto.

L'occasionale presenza nell'ambito dei depositi morenici, generalmente a bassa permeabilità, di corpi lenticolari a maggior contenuto in sabbie e ghiaia, quindi più permeabili, potrebbe comportare il rischio della presenza, nei primi metri di sottosuolo, di piccole falde sospese, a costituire accumuli idrici superficiali diversi dalla falda principale.

L'importanza di queste falde sospese, più che per ragioni idropotabili, è di natura geologica tecnica poiché, se intercettate nei lavori edilizi, possono determinare venute d'acqua negli scavi; oppure, anche in assenza di scavi significativi (come per l'intervento in progetto), possono determinare un decremento nelle caratteristiche di portanza del terreno.

Nelle quattro prove eseguite non è stata riscontrata la presenza di acqua, fino alle massime profondità investigate.

## 9. STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

### 9.1. Indagini eseguite

Per ricostruire la stratificazione litotecnica/geotecnica del sottosuolo e per definire i valori medi dei parametri geotecnici dei terreni, è stata eseguita un'indagine specifica mediante nr. 4 prove penetrometriche dinamiche continue.

Le prove sono state eseguite secondo i criteri standardizzati normalmente in uso impiegando un penetrometro semovente avente le caratteristiche del penetrometro superpesante (DPSH), come di seguito riportato:

PESO MASSA BATTENTE	63 kg	ALTEZZA DI CADUTA	0.75 m
LUNGHEZZA ASTE	0.90 m	DIAMETRO ASTE	34 mm
DIAMETRO PUNTA CONICA	51 mm	ANGOLO DEL CONO	60°
DIAMETRO RIVESTIMENTO	48/38 mm	LUNGHEZZA RIVESTIMENTO	0.90 m

In Tav. 5 è riportata l'ubicazione dei punti d'indagine; le prove sono state eseguite in posizione centrale a ciascuno dei 4 edifici, a quote differenti, come di seguito riassunto.

PROVA	QUOTA INIZIO	PROVA	QUOTA INIZIO
P1	≈ 302.3 m	P3	≈ 304.6 m
P2	≈ 304.2 m	P4	≈ 304.7 m

Le prove si sono arrestate per rifiuto a profondità molto diverse e comprese tra 3.0 m e 5.1 m dal p.c.; questo dato si riscontra frequentemente nei versanti settentrionali delle colline di origine morenica di Olgiate Comasco.

I risultati delle prove penetrometriche sono stati tabulati in diagrammi che riportano in ascissa i valori di  $N_{SCPT}$  (numero di colpi necessari per far avanzare la punta entro il terreno per un tratto di 30 cm) ed in ordinata le profondità espresse in metri rispetto al piano campagna.

I diagrammi di prova sono riportati in appendice alla presente.

## 9.2. Criteri interpretazioni dati di indagine

Le caratteristiche geotecniche del sottosuolo derivano dal confronto incrociato tra i risultati delle prove penetrometriche ed i dati relativi la posizione geologica/idrogeologica dell'area.

Il valore numerico dei parametri geotecnici viene calcolato in base alla resistenza penetrometrica del terreno riferita ai valori di Standard Penetration Test ( $N_{SPT}$ ) ed ai valori di  $N_{60}$  e  $N_{(1)60}$ ; che rappresentano i valori di  $N_{SPT}$  normalizzati per tenere conto del fattore strumentale ( $N_{60}$ ) e dell'incidenza del carico litostatico ( $\sigma_{v0}$ ) alla profondità di misura ( $N_{(1)60}$ ).

In sede di elaborazione dei dati i valori di  $N_{SCPT}$  (resistenza penetrometrica misurata con la prova dinamica) sono stati convertiti nei corrispondenti valori di  $N_{SPT}$  (resistenza penetrometrica riferita allo Standard Penetration Test) adottando un rapporto  $N_{SPT} / N_{SCPT} = 0,97 \approx 1,0$  (rapporto che tiene conto delle diverse energie dei due sistemi in base a La Croix – Horn).

I valori di  $N_{SCPT}$  prima della conversione in  $N_{SPT}$  sono stati inoltre preventivamente analizzati dal punto di vista statistico, al fine di individuare il trend medio di  $N_{SCPT}$  con la profondità.

Per il calcolo del valore numerico dei parametri geotecnici medi:

- l'indice di densità relativa è stato ricavato in base a  $N_{(1)60}$  dalle relazioni di Peck e Bazaraa;
- i valori del peso di volume del terreno sono stati scelti nell'ambito degli usuali intervalli di variazione, compatibili con la natura granulometrica ed il grado di addensamento del terreno stesso;
- l'angolo di attrito interno è stato ricavato in base a  $N_{SPT}$  utilizzando, per la prima unità le correlazioni di Meyerhof e, per le unità successive, le correlazioni di Peck, Hanson & Thornburn;
- la coesione, in assenza di accertamenti diretti, è stata considerata cautelativamente nulla, anche se la probabile presenza di una certa percentuale in limo (seppur in subordine rispetto ai materiali frizionali) dovrebbe essere in grado di conferire al terreno un minimo di coesione;
- il modulo elastico ( $E$ ) è stato calcolato in base alla relazione generica  $E = A \times (N_{(60)} + B) + C$ ; dove A, B e C sono tre parametri il cui valore numerico dipende dal valore di resistenza penetrometrica e dalla frazione granulometria dominante nel terreno.

### 9.3. Stratificazione litotecnica/geotecnica del sottosuolo

A seguito degli esiti delle indagini eseguite il sottosuolo investigato viene suddiviso in tre unità litotecniche/geotecniche sovrapposte, aventi caratteristiche geotecniche differenti; la sezione di Tav. 6 illustra le modalità con le quali unità sono presenti nel sottosuolo.

Il seguente prospetto riassume i valori di resistenza penetrometrica proprie delle tre unità litotecniche.

UNITA'	1	2	3
$N_{SCPT}$	3 ÷ 7	12 ÷ 14	> 20 ÷ 25 / R
$N_{SPT}$	3	12	> 20 ÷ 25 / R
$N_{60}$	3	10	> 22 / R
$N_{(1)60}$	5	13	> 22 / R

#### Prima unità

Nell'ambito della prima unità sono stati registrati valori di resistenza indicativi di un terreno con caratteristiche geotecniche rientranti nelle categorie inferiori.

Nel primo metro di profondità, dal piano campagna, la prima unità dovrebbe coincidere con il terreno vegetale e il suolo in genere; i valori di  $N_{SCPT}$  misurati sono però più alti rispetto quelli di un terreno vegetale/suolo, per cui è molto probabile ipotizzare un certo rimaneggiamento del terreno più superficiale a seguito di precedenti attività esercitate sull'area.

Dopo il primo metro e fino al limite con la seconda unità, dovrebbe coincidere con terreni a generica composizione limoso sabbiosa, talora con ghiaia, a costituire il livello di transizione tra suolo e depositi morenici.

Di seguito si riassumono spessori e profondità della prima unità nelle 4 verticali investigate.

PROVA	SPESSORE UNITA' 1	PROVA	SPESSORE UNITA' 1
P1	2.7 m	P3	0.9 m
P2	2.1 m	P4	1.5 m

### Seconda unità

E' caratterizzata da una resistenza penetrometrica media dell'ordine di 12 colpi/30cm; il valore è indicativo di caratteristiche geotecniche rientranti nelle categorie medie.

Coincide con i depositi morenici, da prevedersi nel sottosuolo in base alla posizione geologica dell'area e quindi con sabbie limose con ghiaia, ciottoli e trovanti (gli elementi lapidei tendono ad essere sparsi nella matrice sabbioso limosa, piuttosto che organizzati in livelli).

Presenta uno spessore variabile tra 0.6m e 2.7m.

### Terza unità

Si riconosce dalla base della precedente fino alle massime profondità di indagine.

Presenta una resistenza penetrometrica nettamente maggiore, rispetto le unità soprastanti, con valori  $> 20 \div 25$  colpi/piede, fino al rifiuto.

I valori sono indicativi della presenza di terreni con caratteristiche geotecniche elevate.

La composizione rispecchia quella dei depositi morenici da prevedersi nel sottosuolo d'interesse, con ghiaia e ciottoli in matrice sabbioso-limosa.

L'arresto delle prove per rifiuto non viene associato ad un ulteriore miglioramento nelle caratteristiche geotecniche del terreno e quindi alla comparsa di una quarta unità, ma ad occasionali elementi lapidei grossolani.

## **9.4. Acqua nel sottosuolo**

In tutte le verticali indagate non è stata riscontrata la presenza di acqua; il dato concorda con le caratteristiche idrogeologiche del sottosuolo descritte al § 7.

Nonostante l'acqua nel sottosuolo non intervenga come elemento limitativo da considerare ai fini dell'intervento in progetto, considerando l'ubicazione in ambito collinare e le caratteristiche geologiche del sottosuolo non si esclude a priori che in sede di scavo e negli scavi più profondi, possano essere intercettate locali venute idriche lungo i fronti, soprattutto dopo un lungo periodo piovoso.

Trattandosi di eventi occasionali non sono sempre individuabili con prove puntiformi, come le indagini eseguite; in relazione all'occasionalità l'eventuale presenza non comporta deprezzamenti nelle caratteristiche geotecniche del sottosuolo, ma potrebbe comportare interferenze con le strutture murarie dell'interrato.

## 9.5. Parametri geotecnici medi

Le tre unità coincidono con unità geotecniche, di seguito si riportano i parametri geotecnici medi.

Unità geotecnica	1	2	3
$I_d$ (%)	25	45	$\geq 60 \div 65$
$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	18	19
$\varphi_m$ (°)	24	31	$\geq 35$
$c_{um}$ (kPa)	0	0	0
$E_m$ (MPa)	6	10	$\geq 40$

Nella tabella:  $I_d$  = indice di densità -  $\gamma$  = peso di volume naturale -  $\varphi$  = angolo di attrito, -  $c_u$  = coesione non drenata, E = modulo di elasticità.

## 10. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

### 10.1. Inquadramento generale pericolosità sismica

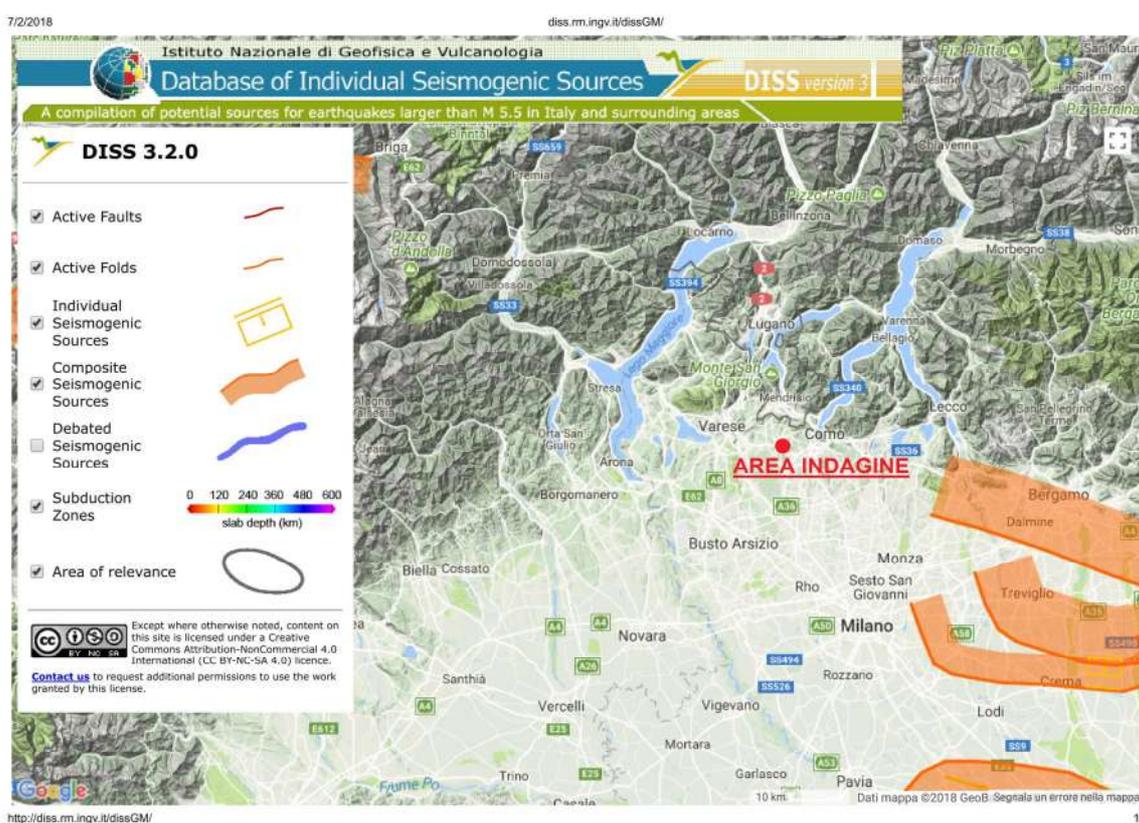
Il primo approccio, necessario per valutare la pericolosità sismica di base, è quello di effettuare una ricerca, sui database nazionali, finalizzata ad:

- Individuare la presenza, o meno, in un intorno significativo dell'area d'intervento di strutture tettoniche allo stato attivo e quindi potenzialmente in grado di generare eventi sismici, nel dettaglio la ricerca ha riguardato:
  - il catalogo delle strutture sismogenetiche attive dell'INGV, o Database of Individual Seismogenetic Sources (DISS).
  - il catalogo delle faglie capaci del Servizio Geologico d'Italia, o ITaly HAZard from CAPable faults (ITHACA); dove per "faglie capaci" si intendono quelle faglie attive che hanno determinato la rottura della superficie topografica negli ultimi 20ka e quindi "potenzialmente" in grado di generare fattori di rischio sismico.

- Ricostruire la storia sismica del territorio mediante consultazione del catalogo parametrico dei terremoti italiani (*Database Macrosismico Italiano - DBMI15, the 2016 version of the Italian Macroseismic Database Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*).

Il catalogo delle strutture sismogenetiche attive dell'INGV (DISS) evidenzia l'assenza, nel sottosuolo di Olgiate Comasco e delle aree limitrofe, di questa tipologia di strutture.

La figura alla seguente, in estratto dal catalogo DISS, riporta l'ubicazione di queste aree sismogenetiche rispetto Olgiate Comasco.



Le strutture sismogenetiche attive, più vicine al territorio comunale, vengono individuate ad una distanza di circa 40 ÷ 50 km in direzione est, sud - est e sono legate agli sforzi di compressione, ancora in atto, in corrispondenza del margine sud occidentale delle Alpi Meridionali sepolto, a profondità variabili tra 6km e 13km, nel sottosuolo della Pianura Padana.

La figura seguente, in estratto dal catalogo delle faglie capaci del Servizio Geologico d'Italia (ITHACA), riporta la posizione dell'area d'intervento rispetto queste strutture tettoniche.



LE FAGLIE CAPACI SONO INDIVIDUATE CON I NUMERI 87010– 87011 – 87012

Si evidenzia la presenza, ad una distanza di alcuni chilometri in direzione nord, di tre strutture tettoniche catalogate nell'ambito delle "faglie capaci".

Le strutture appartengono al sistema di dislocazioni tettoniche presenti, con allineamento est – ovest, in corrispondenza del margine sud alpino, al limite tra Prealpi e regione collinare.

Nonostante l'ultima attività tettonica risalga al Pleistocene Medio (tra 700.000 e 125.000 anni fa), quindi ben oltre il periodo di ritorno massimo ( $T_R$ ) di riferimento per l'azione sismica al più gravoso stato limite al collasso (o SLC), che è pari a  $T_R = 2475$ , gli studi più recenti ed ancora in atto, non escludono a priori la possibilità che questa dislocazione possa essere sede di aree epicentrali di futuri eventi sismici.

Nel catalogo dei terremoti dell'INGV Olgiate Comasco è presente con 6 eventi, registrati.

La tabella in pagina seguente riassume le caratteristiche dei terremoti che hanno interessato il territorio con i massimi valori di intensità sismica (scala MCS).

Anno	Ubicazione epicentro	Massima intensità (scala MCS) a Olgiate
1877	Liguria Occidentale	4°
1891	Valle d'Ilasi (Verona)	3°
1901	Garda Occidentale	4° - 5°
1905	Alta Savoia	3°
1914	Lucchesia	4°
2000	Monferrato	NF

Si evidenzia che nell'ambito dei pochi eventi in catalogo le massime intensità rilevate, sono in prevalenza dell'ordine del 3° ÷ 4° della scala MSC, dove il 4° è riferito ad un evento che viene percepito sul territorio, ma senza generare danni.

Si evidenzia inoltre che, nel catalogo, non sono presenti eventi sismici aventi epicentro in corrispondenza delle "faglie capaci" più vicine al territorio comunale (come da catalogo ITHACA).

Tutti gli eventi sismici, presenti nel catalogo e percepiti sul territorio, sono legati a terremoti con epicentro ubicato a notevole distanza e come tali hanno interessato Olgiate Comasco in "seconda battuta".

## 10.2. Zona sismica di appartenenza

In accordo con i dati preliminari sulla pericolosità sismica, esposti nel precedente § 10.1 ed indicativi di una bassa pericolosità sismica, nella classificazione contenuta nell'O.P.C.M. nr. 3274 il comune di Olgiate Comasco era classificato in zona sismica 4, comprendente quei comuni a rischio sismico più basso, nell'ambito delle 4 classi in cui è suddiviso il territorio nazionale; l'aggiornamento delle zone sismiche dei comuni lombardi (D.G.R. 11 luglio 2014, nr. 2119), conferma questa classificazione.

## 10.3 Scenario di pericolosità sismica

Nell'ambito dei possibili scenari di pericolosità sismica locale previsti dalla Regione Lombardia l'area in esame ricade in zona Z4c, corrispondente a zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi, per cui sono da prevedersi amplificazioni litologiche e geometriche.

Le moderate clivometrie della superficie topografica escludono l'intervento dei fattori di amplificazione topografica.

Il sito in esame non richiede la verifica alla liquefazione in relazione alla sussistenza di più di una delle condizioni riportate in elenco al § 7.11.3.4.2 del D.M. 14.01.2008,

#### **10.4. Categoria sismica di sottosuolo**

In base ai dati disponibili (indagini geotecniche, caratteristiche geologiche generali sottosuolo) il terreno, a quota fondazioni, rientra nella categoria B di sottosuolo corrispondente a: depositi di terreni a grana grossa, molto addensati, o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

### **11. INDIVIDUAZIONE DELLE PROBLEMATICHE**

A seguito degli esiti delle analisi/valutazioni geologiche documentate ai paragrafi precedenti, il quadro geologico caratteristico per l'area consente la realizzazione dell'intervento in progetto.

In particolare nonostante l'inserimento dell'area in classe di fattibilità 3/a dipenda dalla potenziale esposizione ai fattori di rischio propri degli ambiti di versante, l'area è ubicata in un ambito territoriale stabile in cui non sono presenti particolari problematiche di ordine geologico e/o particolari condizioni di rischio da considerare ai fini dell'intervento in progetto e/o tali da richiedere l'esecuzione di interventi e/o opere volte alla mitigazione del rischio.

Mancando evidenti elementi di rischio legati alla dinamica gravitativa, le valutazioni di cui al § 6 sono sufficientemente esaustive anche per gli approfondimenti previsti dalla D.G.R. nr. IX/2616 - 30 novembre 2011 (App.1 – instabilità dei versanti dal punto di vista statico), senza richiedere il supporto di ulteriori verifiche numeriche di stabilità.

L'attuazione dell'intervento è assoggettata alla valutazione delle sole problematiche rientranti nell'ordinaria casistica del D.M. 17.01.2018 a supporto della progettazione

esecutiva, relativamente alla scelta e dimensionamento delle fondazioni ed alla valutazione delle problematiche relative la massa in sicurezza dei fronti di scavo.

Gli esiti di queste valutazioni non condizionano la fattibilità dell'intervento, comprovata dalle analisi, di ordine territoriale e geologico, contenute nella presente relazione, ma costituiscono il riferimento per le scelte progettuali da attuare in fase esecutiva.

## **12. VALUTAZIONE DELLE PROBLEMATICHE RELATIVE LA SCELTA ED IL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI**

In Tavola 6, dove la sezione dei 4 fabbricati viene messa a confronto con la stratificazione geotecnica del sottosuolo.

Si osserva che in corrispondenza degli edifici B, C e D, gli scavi per realizzare l'interrato comporteranno la rimozione completa dei terreni della prima unità e della maggior parte dei terreni della seconda unità; in questi settori le fondazioni ricadranno in prevalenza nell'ambito dei terreni della terza unità, aventi caratteristiche geotecniche elevate ed in misura minore nell'ambito dei terreni della seconda unità; avente caratteristiche geotecniche rientrate nelle categorie medie.

In entrambi i casi le fondazioni risulteranno impostate su terreni con caratteristiche geotecniche ampiamente idonee ai fini dell'imposta di fondazioni dirette del tipo tradizionale quali travi e/o plinti.

Per l'edificio A parte delle fondazioni potrebbe ricadere nell'ambito dei più scadenti terreni della prima unità, ma in prossimità dell'interfaccia con la seconda unità; in questi settori il settore di sottosuolo interessato dalle azioni indotte dalle nuove strutture interesserà in prevalenza le unità successive la prima; che sono comunque raggiungibili con scavi parziali di modesta entità.

Anche per l'edificio A risulta pertanto ampiamente percorribile la soluzione di fondazioni dirette del tipo tradizionale.

Per i valori di riferimento per resistenze e cedimenti del terreno si rimanda alla relazione geotecnica (fascicolo 2).

### **13. PROBLEMATICHE RELATIVE LA MESSA IN SICUREZZA DEI FRONTI DI SCAVO**

Per realizzare l'interrato delle costruzioni si dovranno eseguire scavi con altezze dei fronti mediamente variabili tra 2m e 4m.

I fronti non risultano ricadere in tangenza e/o nelle immediate adiacenze di strutture richiedenti la messa in sicurezza e/o di strutture che comportano azioni alla sommità del ciglio; in queste condizioni le problematiche si riducono all'individuazione ed al rispetto, delle inclinazioni di sicurezza.

Si rimanda alla relazione geotecnica per i valori di riferimento per le inclinazioni di sicurezza del fronte.

Come accertato in uno scavo eseguito sull'area al terreno è possibile attribuire un certo valore di coesione a breve termine (valori dell'ordine di 15 kPa), da inserire nei calcoli di verifica; trattandosi di un valore a breve termine si dovrà considerare la progressiva perdita della coesione per quei fronti che dovessero rimanere aperti per lungo tempo e/o a seguito dell'esposizione agli agenti atmosferici.

Pertanto oltre all'adozione delle inclinazioni di sicurezza, si dovranno adottare le consuete prescrizioni precauzionali rientranti nell'ordinaria casistica della sicurezza di cantiere (vedi relazione geotecnica).

## 14. COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO

A seguito degli esiti delle analisi/valutazioni geologiche documentate ai paragrafi precedenti, il quadro geologico caratteristico per l'area consente la realizzazione della costruzione in progetto.

In particolare si sottolinea l'assenza di fattori di rischio geologico, sismico ed idrogeologico in genere a costituire un elemento inibitorio ai fini degli interventi previsti.

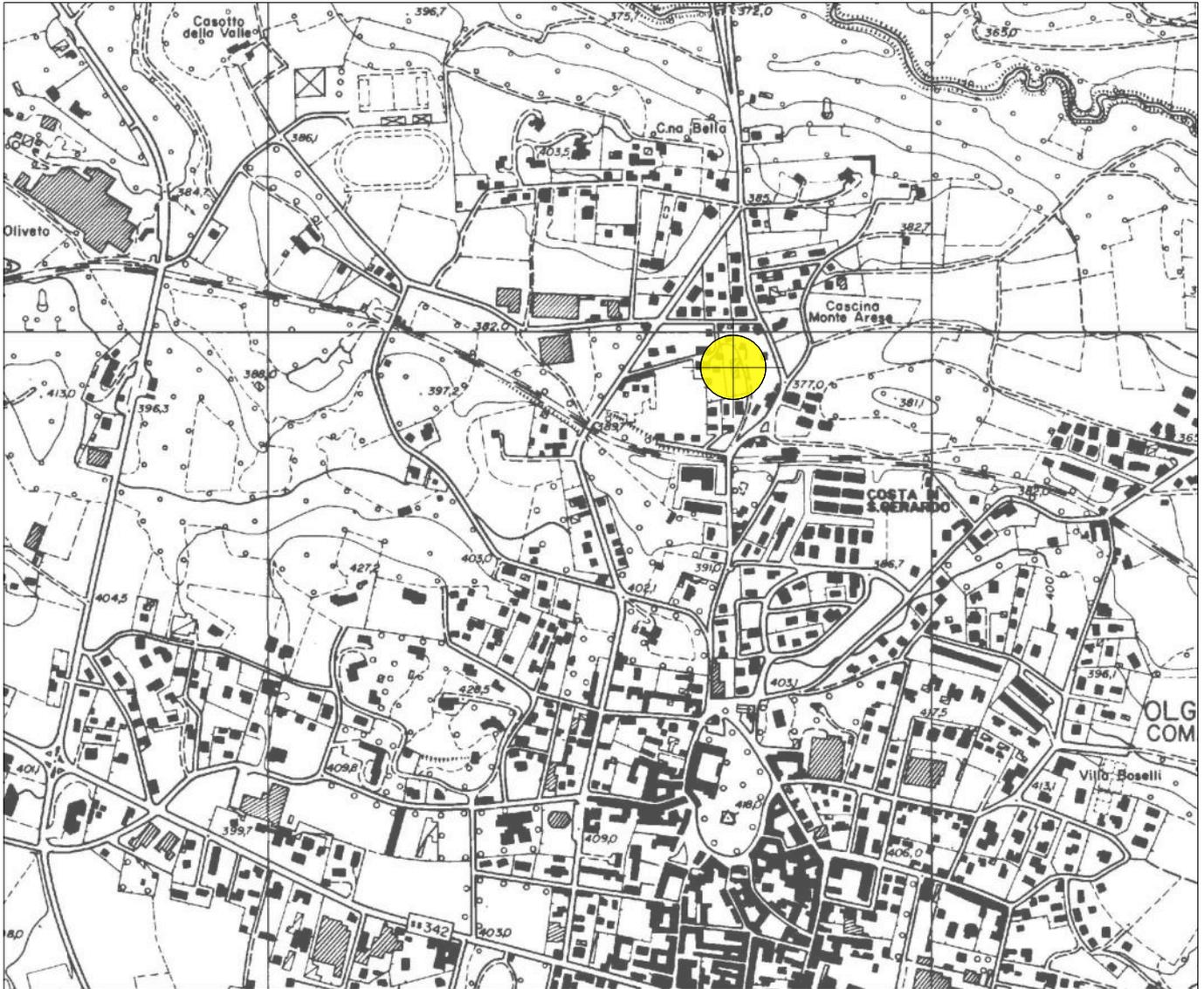
L'intervento è compatibile con i fattori di rischio propri della classe 3/a di fattibilità geologica alle azioni di piano, entro la quale risulta azionata l'area in esame; senza richiedere l'attuazione di interventi mirati alla mitigazione del rischio.

Dott. Geol. Carlo Lurati



The image shows a blue circular stamp from the 'ORDINE DEI GEOLOGI DELLA LOMBARDIA'. The text inside the stamp reads 'LURATI CARLO n° 670'. A handwritten signature in blue ink is written over the stamp and extends to the right.

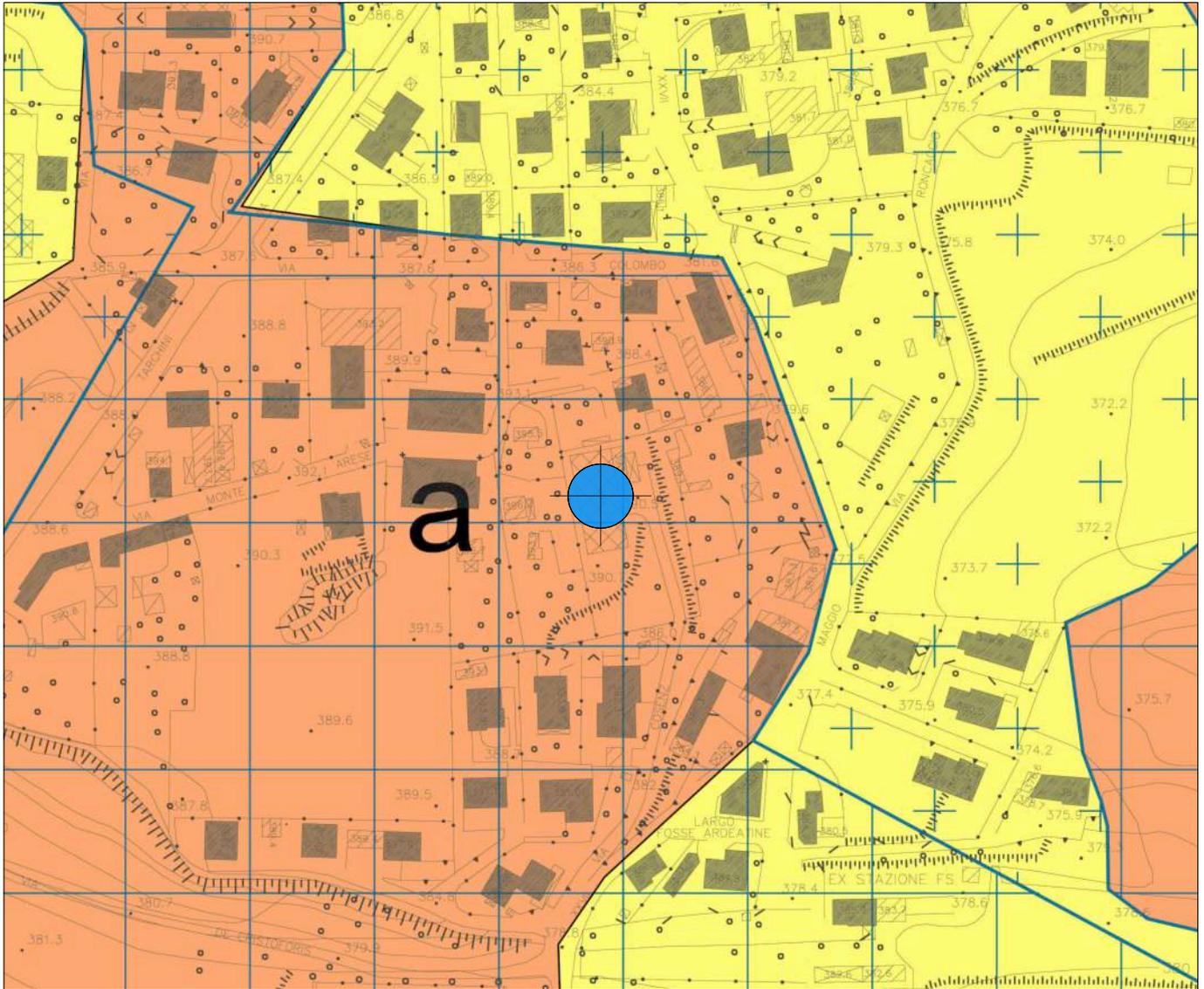
**TAVOLE**



Ubicazione dell'ambito d'indagine

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate con Cagno (Co)

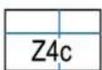
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
Cento Pertiche srl Via Scaletta, 65/67 Olgiate Comasco (Co)	Via Cosenz, 4 Olgiate Comasco (Co)	TAVOLA N. 1 Corografia (scala 1:10.000)



Ubicazione dell'ambito d'indagine

**3a**

**Fattibilità con consistenti limitazioni** : zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni per l'entità o la natura dei rischi individuati; vengono elencate le prescrizioni specifiche per la mitigazione del rischio e/o i supplementi di indagine.



Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate con Cagno (Co)

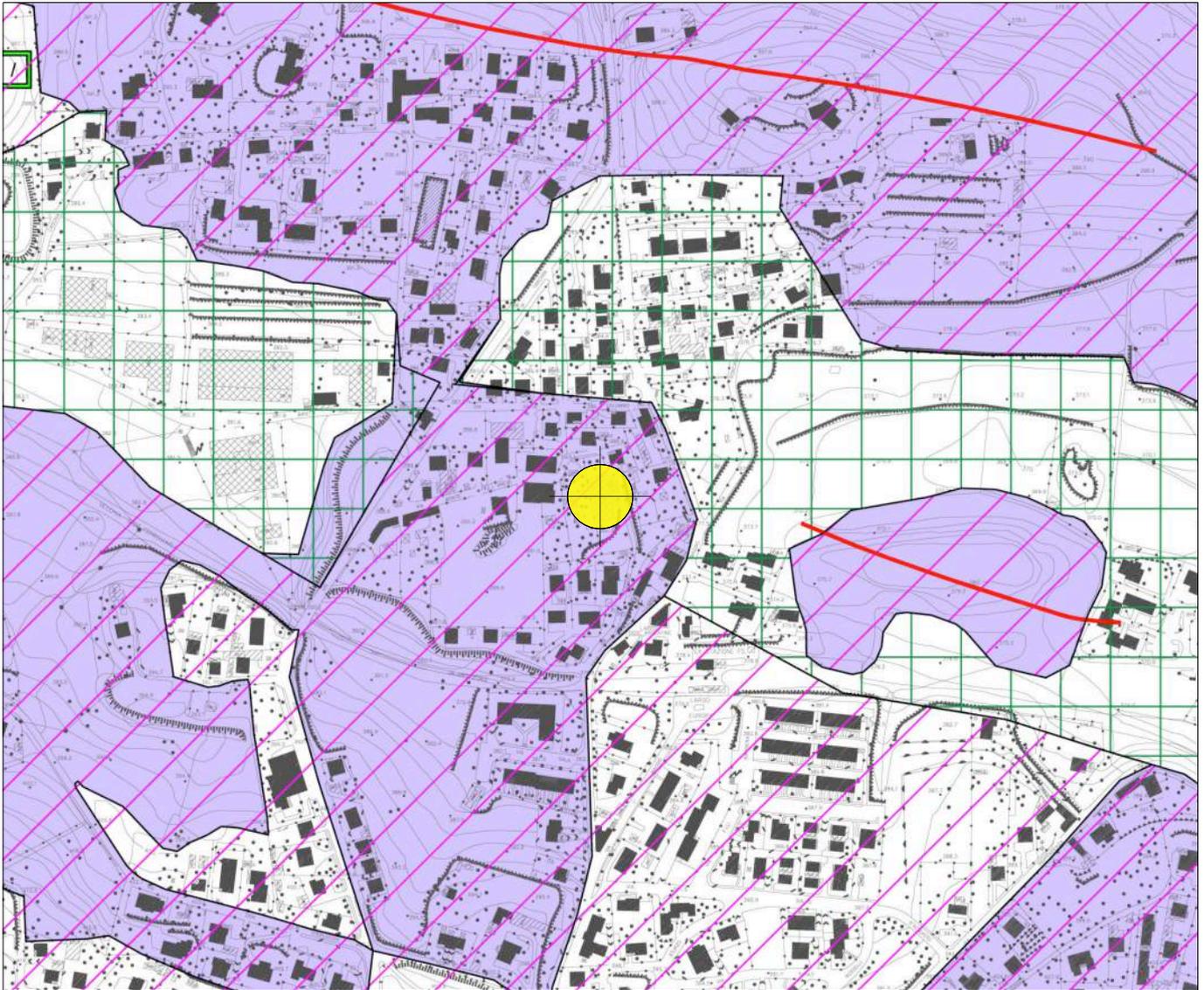
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
Cento Pertiche srl Via Scaletta, 65/67 Olgiate Comasco (Co)	Via Cosenz, 4 Olgiate Comasco (Co)	TAVOLA N. 2 estratto Carta della fattibilità geologica (scala 1:2.000)



Ubicazione dell'ambito d'indagine

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate con Cagno (Co)

COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
Cento Pertiche srl Via Scaletta, 65/67 Olgiate Comasco (Co)	Via Cosenz, 4 Olgiate Comasco (Co)	TAVOLA N. 3 <i>estratto</i> Carta dei vincoli ambientali (scala 1:5.000)

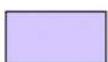


Ubicazione dell'ambito d'indagine

**Allogruppo di Besnate**



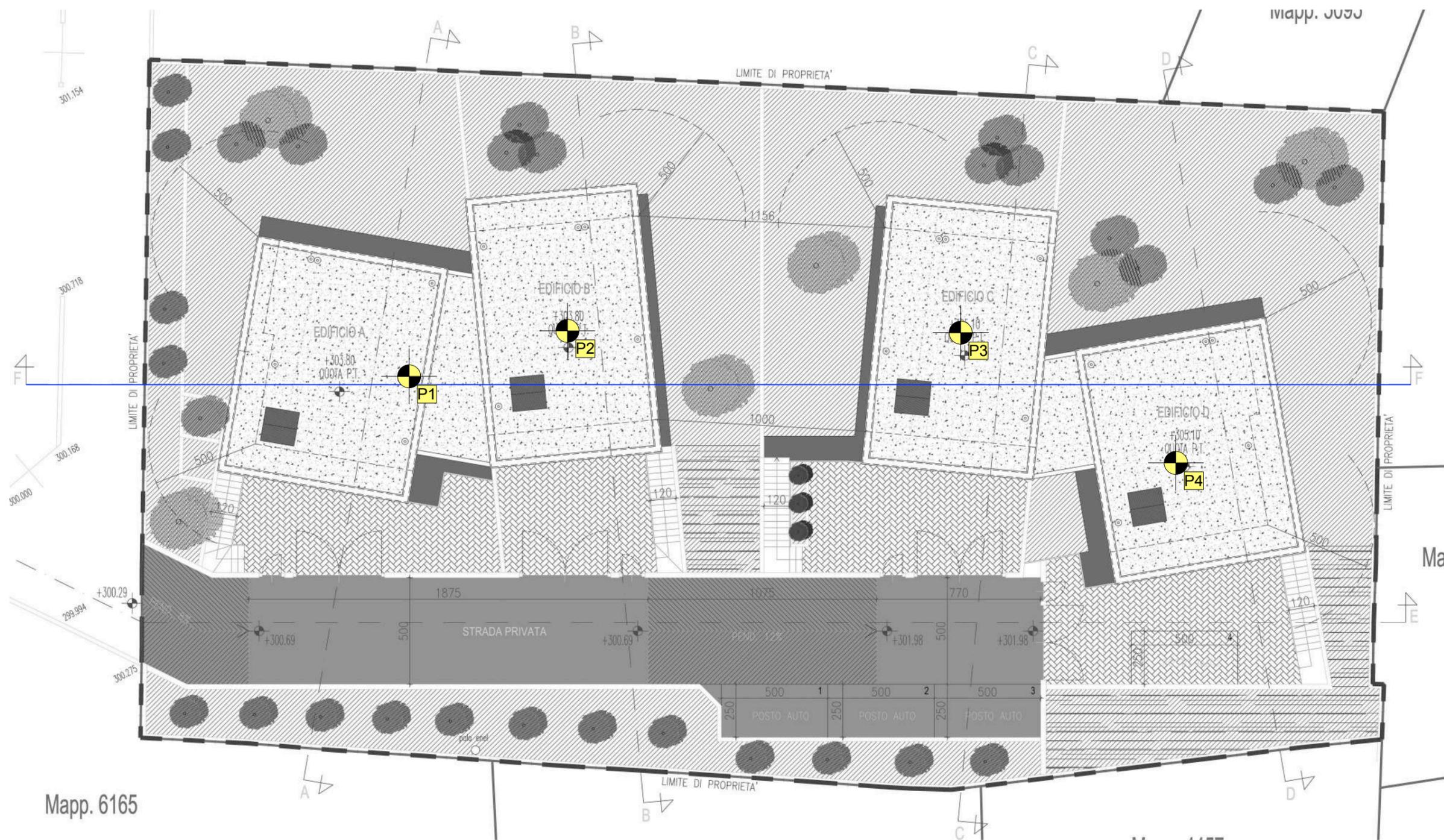
Depositi Glaciali: limi sabbiosi con ghiaie e blocchi, selezionati, generalmente massivi.



Aree caratterizzate da superfici a morfologia accidentata con pendenze medie. Moderata pericolosità potenziale legata alle condizioni geomorfologiche in caso di modificazioni antropiche

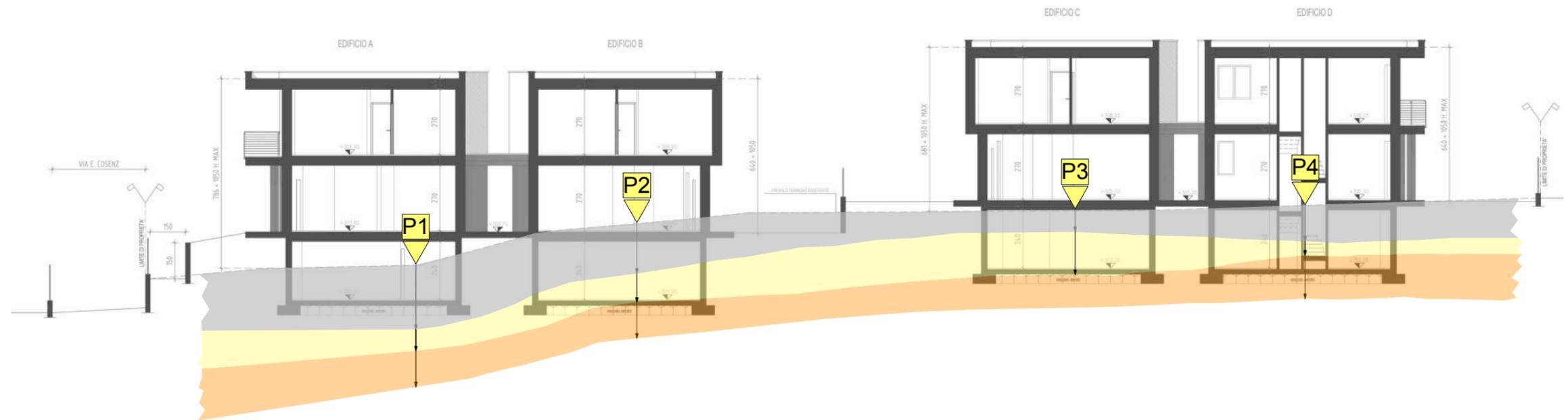
GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate con Cagno (Co)

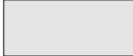
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
Cento Pertiche srl Via Scaletta, 65/67 Olgiate Comasco (Co)	Via Cosenz, 4 Olgiate Comasco (Co)	TAVOLA N. 4 estratto Carta geologica (scala 1:5.000)



	Ubicazione della prova penetrometrica dinamica
	Traccia di sezione (Tavola 6)

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate con Cagno (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
Cento Pertiche srl Via Scaletta, 65/67 Olgiate Comasco (Co)	Via Cosenz, 4 Olgiate Comasco (Co)	TAVOLA N. 5 Planimetria delle indagini (scala 1:200)



-  Prova penetrometrica dinamica
-  Unità litotecnica 1
-  Unità litotecnica 2
-  Unità litotecnica 3

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate con Cagno (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
Cento Pertiche srl Via Scaletta, 65/67 Olgiate Comasco (Co)	Via Cosenz, 4 Olgiate Comasco (Co)	TAVOLA N. 6 Sezione stratigrafica (scala 1:200)

## DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

### CARATTERISTICHE PENETROMETRO

**MODELLO: TG 63 -100**

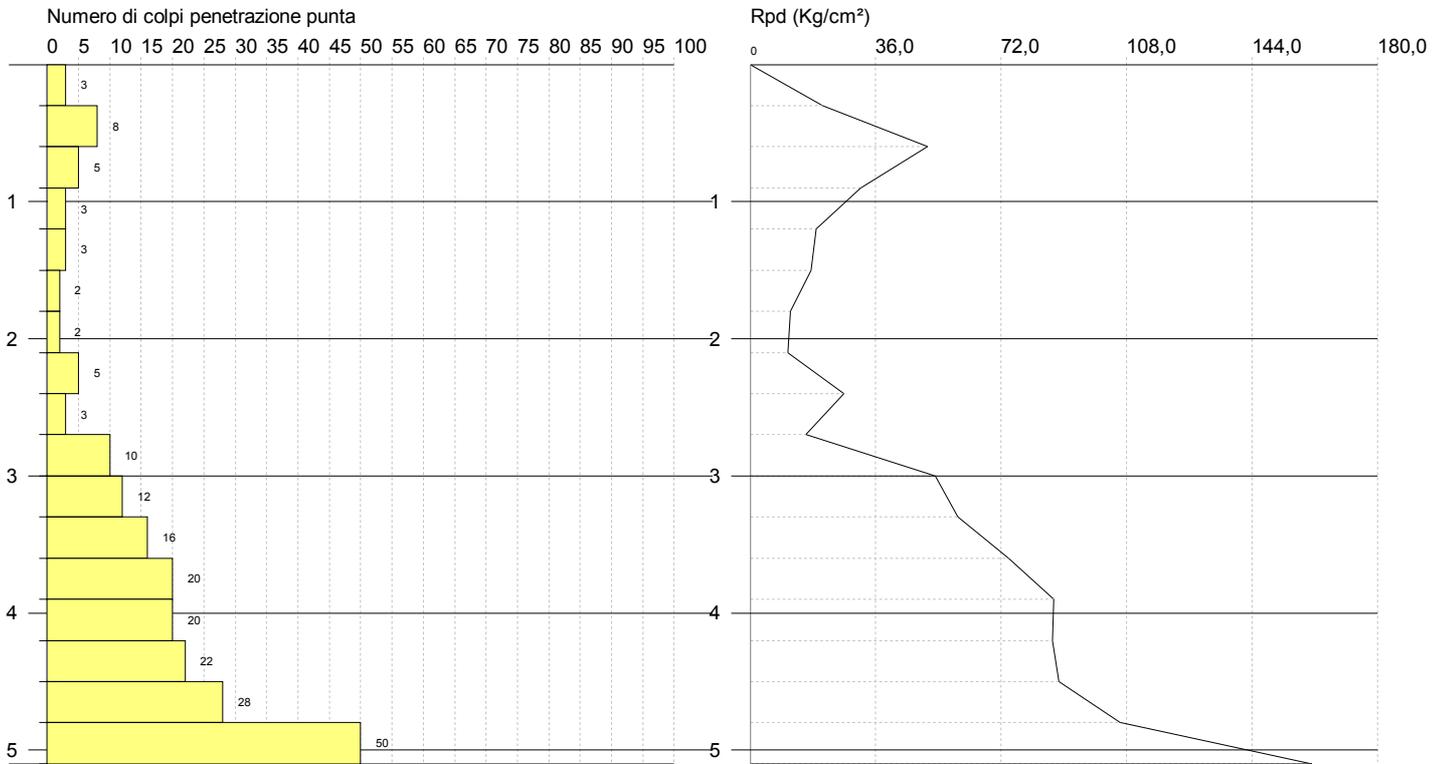
- peso della massa battente:	63 kg
- altezza di caduta:	0.75 m
- lunghezza aste:	0.90m
- diametro aste :	34 mm
- diametro punta conica:	51mm
- angolo del cono:	60°
- diametro rivestimento:	48/38mm
- lunghezza rivestimento:	0.90m

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P01  
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Cento Pertiche  
Cantiere: Via Cosenz, 4  
Località: Olgiate Comasco (Co)

Data: 31/01/2020

Scala 1:55

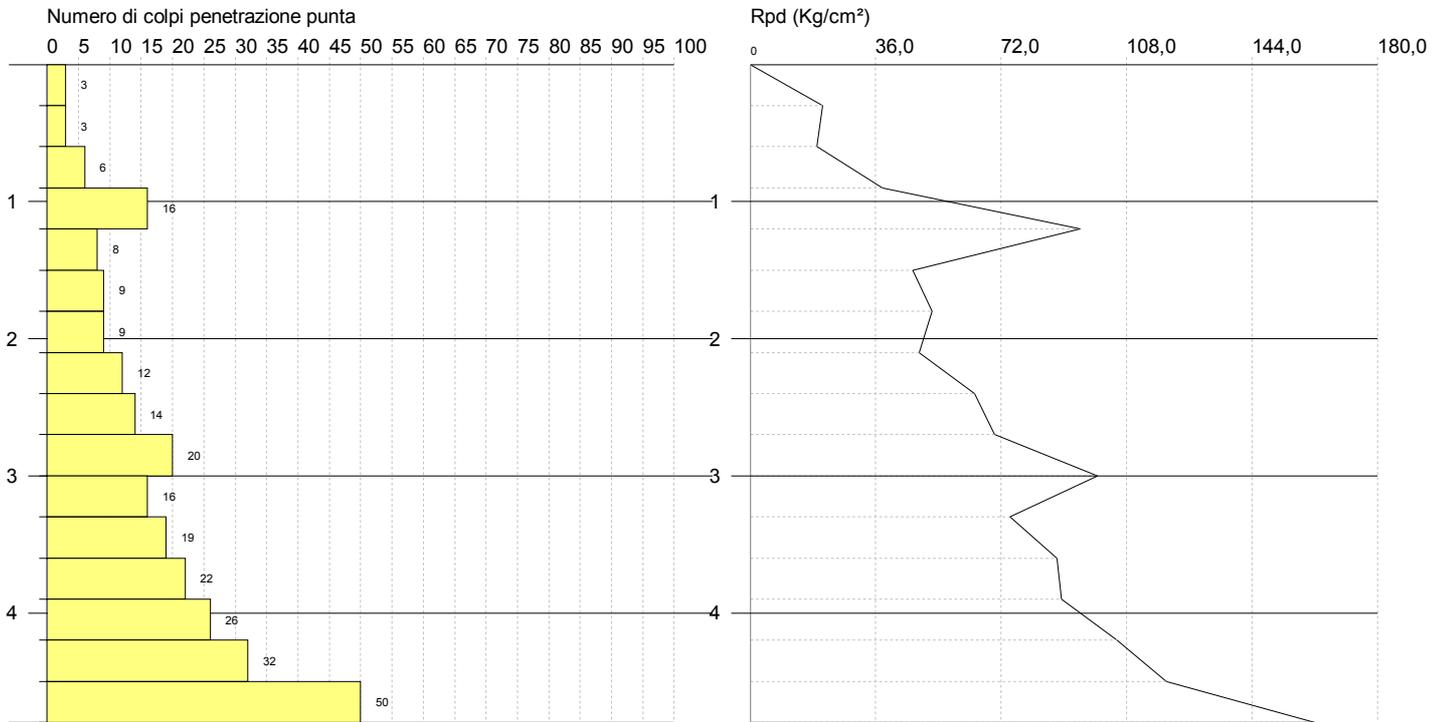


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P02  
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Cento Pertiche  
Cantiere: Via Cosenz, 4  
Località: Olgiate Comasco (Co)

Data: 31/01/2020

Scala 1:55

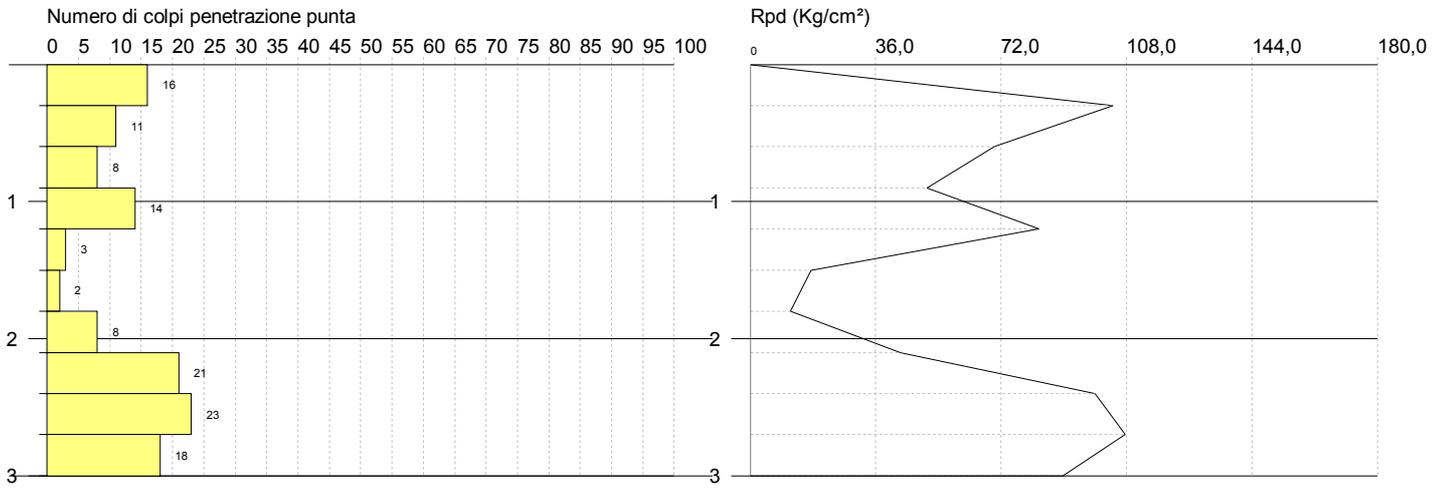


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P03  
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Cento Pertiche  
Cantiere: Via Cosenz, 4  
Località: Olgiate Comasco (Co)

Data: 31/01/2020

Scala 1:55

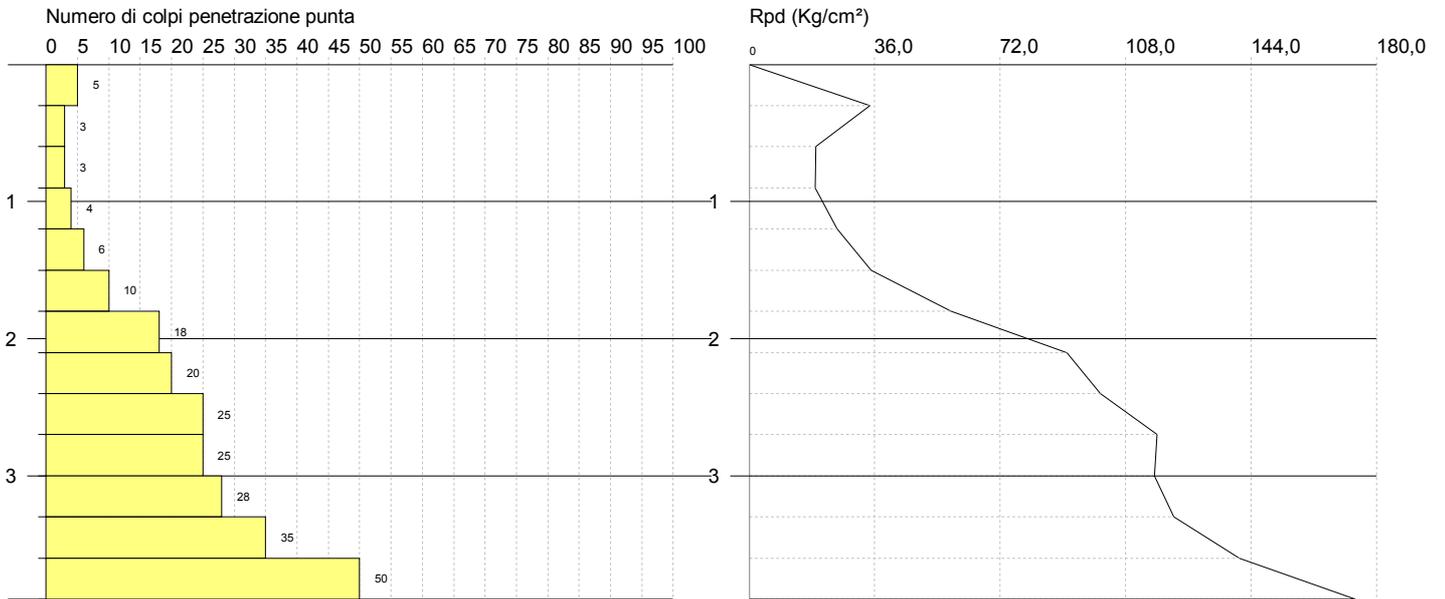


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P04  
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Cento Pertiche  
Cantiere: Via Cosenz, 4  
Località: Olgiate Comasco (Co)

Data: 31/01/2020

Scala 1:55





# **CENTO PERTICHE SRL**

## **Via Della Scaletta 65/67**

### **COMO**

---

P.C. convenzionato per realizzazione  
di nuovi edifici residenziali unifamiliari  
Comune di Olgiate Comasco (Co) – via Enrico Cosenz

---

**FASCICOLO 2**  
**RELAZIONE GEOTECNICA R2 (AI SENSI DEL D.M. 17.01.18)**

Solbiate con Cagno (CO), febbraio 2020  
12/2020/GT – Rif. 18/2020

## 1. PREMESSA

Come da incarico conferito è stata redatta la presente relazione geotecnica a supporto del progetto relativo la costruzione di 4 edifici residenziali unifamiliari in Comune di Olgiate Comasco, sui terreni ubicati al mappale 2697 (Fg. 9) in fregio a via Enrico Cosenz; nel settore indicato nella corografia di Tav. 1.

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI

### D.M. 17.01.2018

Il D.M. 17.01.2018 ("Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni") aggiorna e sostituisce il D.M. 14.01.2008 ("Norme tecniche per le costruzioni").

Nell'ambito della documentazione prevista dai Decreti Ministeriali di riferimento, in materia di progettazione geologica e geotecnica, il presente elaborato costituisce la relazione geotecnica.

La relazione contiene i valori di riferimento per resistenze e cedimenti del terreno per le tipologie fondazionali che si potranno adottare per la costruzione.

La relazione non contiene le verifiche della sicurezza e delle prestazioni dell'opera; queste verifiche dovranno essere prodotte dal Progettista in fase esecutiva, nell'ambito della relazione sulle fondazioni, una volta definite le azioni che la struttura trasmetterà al sottosuolo ed una volta scelta e progettata la fondazione.

La relazione contiene inoltre i valori di riferimento per le inclinazioni di sicurezza da conferire ai fronti di scavo.

### D.d.u.o. nr. 19904 – 21/11/2003

Elenco degli edifici ed opere di competenza regionale aventi funzione strategica o rilevante.

### D.G.R. nr. X/2119 - 11 luglio 2014.

Aggiornamento delle zone sismiche dei comuni lombardi

### L.R. nr. 33 – 12 ottobre 2015

Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche

### 3. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO IN PROGETTO – VITA NOMINALE E RELATIVA CLASSE D'USO

#### 3.1. Caratteristiche intervento in progetto e fondazioni adottate

Il progetto prevede la realizzazione di 4 fabbricati residenziali a due piani fuori terra ed un piano interrato, indicati sulle planimetrie di progetto con A, B, C e D.

In relazione all'andamento della superficie topografica il piano interrato e le sottostanti fondazioni, si trovano a profondità differenti rispetto al piano campagna e variabili tra 2.5m ÷ 1.7m in corrispondenza dell'edificio A; di 3.5m ÷ 4m, in corrispondenza dell'edificio B e di 3.0m ÷ 3.5m in corrispondenza degli edifici C e D; salvo variazioni di alcuni decimetri che non condizionano gli esiti delle valutazioni di ordine geologico e geotecnico.

In base ai dati della relazione geologica (vedi fascicolo 1) nel sottosuolo, a quote compatibili con l'imposta fondazioni, sono presenti terreni con caratteristiche geotecniche idonee per l'imposta di fondazioni dirette del tipo tradizionale quali travi o plinti.

La presente relazione riporta pertanto i valori di riferimento di resistenze e cedimenti del terreno per le seguenti tipologie fondazionali:

FONDAZIONE	DIMENSIONI	PROFONDITA' IMPOSTA	CONFINAMENTO
Trave	Larghezza (B) = 0.8m ÷ 1.5m	Entro 0.8m da soletta interrato	0.6 m
Plinto	1m x 1m ÷ 1.5m x 1.5m	Entro 0.8m da soletta interrato	0.6 m

Per realizzare gli edifici sono previsti sbancamenti nel pendio con altezze dei fronti concordanti con gli approfondimenti previsti per realizzare l'interrato e le sottostanti fondazioni e quindi mediamente comprese tra un minimo di 2.5m ed un massimo di 4.0m.

#### 3.2. Vita nominale di progetto

Ai fini della determinazione dell'azione sismica per gli interventi in progetto si adotta il seguente valore minimo di vita nominale di progetto  $V_N$  (vedi tabella 2.4.1 – D.M.

17/01/2018):

TIPO DI COSTRUZIONE	VALORE MINIMO DI $V_N$
Costruzione con livelli di prestazione ordinarie	50 anni

### 3.3. Classe d'uso

Le valutazioni geologiche sono riferite ad una classe d'uso II che è quella propria delle "costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche o sociali essenziali" (paragrafo 2.4.2. - D.M. 17.01.2018).

## 4. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico del sottosuolo, con i relativi parametri caratteristici, coincide con la modellazione litostratigrafica/geotecnica a tre strati illustrata al § 9 della relazione geologica.

In particolare nell'applicare le procedure previste dal D.M. 17.01.2018 per la definizione dei parametri geotecnici, secondo la sequenza operativa: dato di indagine → parametro medio → parametro caratteristico → parametro di progetto; sussistono le condizioni per applicare la relazione: parametro medio = parametro caratteristico.

La tabella seguente riassume il modello geotecnico generale di riferimento per le verifiche.

Unità geotecnica	1	2	3
$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	18	19
$\varphi_k$ (°)	24	31	≥ 35
$c_k$ (kPa)	0	0	0
$E_k$ (MPa)	6	10	≥ 40

Nella tabella:  $\gamma_d$  = indice di densità -  $\gamma$  = peso di volume naturale -  $\varphi$  = angolo di attrito, -  $c$  = coesione (non drenata e drenata),  $E$  = modulo di elasticità

In Tav. 2 si osserva che nell'ambito di un comune modello geotecnico a 3 strati, le condizioni geotecniche, a quota fondazione, sono differenti nei 4 edifici; in particolare la condizione più restrittiva è quella che si riscontra nel sottosuolo dell'edificio A,

dove nel settore interessato dalle azioni a base fondazione (o volume significativo) sono presenti sia la seconda che la terza unità (caratteristiche geotecniche medie e caratteristiche geotecniche elevate); mentre per gli altri 3 edifici (B, C e D) a quota fondazione è già presente la sola terza unità (caratteristiche geotecniche elevate).

Le verifiche geotecniche finalizzate ad individuare resistenze e cedimenti del terreno sono riferite alla condizione più restrittiva (presenza, a base fondazione, dei terreni della seconda e terza unità); tenuto conto che queste condizioni, pur restrittive nell'ambito dei 4 edifici, non sono eccessivamente penalizzanti (caratteristiche geotecniche medio elevate) i risultati vengono convalidati per tutti e 4 gli edifici.

Le verifiche relative alle inclinazioni di sicurezza dei fronti di scavo sono riferite alle prime due unità.

## **5. CARATTERISTICHE SISMICHE SITO SPECIFICHE**

### **Zona sismica di appartenenza (D.G.R. 11 luglio 2014, nr. 21199)**

Zona 4

### **Periodo di riferimento per l'azione sismica**

Il periodo di riferimento per l'azione sismica si ricava dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove:

$V_R$  = periodo di riferimento per l'azione sismica

$V_N$  = vita nominale minima = 50 anni

$C_U$  = coefficiente d'uso: per strutture con classe d'uso II  $C_U = 1$  (tab.2.4.II – D.M. 17.01.2018).

$$V_R = 50 \times 1 = 50$$

## **Pericolosità sismica di base**

Nella tabella in pagina seguente si riportano i valori di base dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$ , forniti dall'INGV e che definiscono la pericolosità sismica di base per l'area in oggetto e per tempi di ritorno compresi tra 30 anni (SLO – stato limite di operatività) e 975 anni (SLC – prevenzione collasso), con periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = 50$  anni, classe d'uso dell'edificio II.

<b>Stato Limite</b>	<b><math>T_r</math> (anni)</b>	<b><math>A_g</math> (g)</b>	<b><math>F_o</math></b>	<b><math>T_c^*</math> (s)</b>
Operatività (SLO)	30	0.015	2.590	0.157
Danno (SLD)	50	0.019	2.563	0.160
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.039	2.633	0.282
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.047	2.660	0.304

$a_g$  = l'accelerazione sismica orizzontale di picco in condizioni di campo libero su suolo di categoria A e topografia piana;  $F_o$  e  $T_c^*$  = parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione su suolo rigido e superficie topografica pianeggiante

## **Categoria topografica**

T1 (ambito subpianeggiante)

## **Categoria sottosuolo**

B

## **Coefficienti sismici sito specifici**

La presenza di sottosuolo di categoria C comporta l'intervento, sulla sismicità di base, dei fattori di amplificazione stratigrafica ( $S_s$  e  $C_c$ ); mentre il fattore di amplificazione topografica ( $S_T$ ) è pari ad 1.

La tabella in pagina seguente riporta i coefficienti sito specifici da introdurre nelle formule per il calcolo degli spettri di risposta elastici.

<b>Coefficiente</b>	<b>SLO</b>	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>	<b>SLC</b>
S <sub>s</sub> amplificazione stratigrafica	1.20	1.20	1.20	1.20
C <sub>c</sub> coeff. funz. categoria	1.59	1.58	1.42	1.40
S <sub>T</sub> amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00
Kh	0.004	0.004	0.009	0.011
Kv	0.002	0.002	0.005	0.006
A <sub>max</sub> (m/sec <sup>2</sup> )	0.177	0.220	0.459	0.554
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

## 6. VALORI DI RIFERIMENTO PER RESISTENZE E CEDIMENTI DEL TERRENO

### 6.1. Resistenze

Vengono calcolati i valori delle resistenze del terreno ( $R_d$ ) relative ai seguenti stati limite ultimi (vedi anche § 6.4.2.1. del D.M. 17.01.2018):

1. SLU di tipo geotecnico (GEO)

Viene calcolato il valore di  $R_d$  di riferimento per la verifica relativa al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno; il calcolo è stato eseguito secondo i criteri previsti dall'approccio 2 secondo la combinazione (A1 + M1 + R3); dove i coefficienti parziali M1 assumono valore unitario, mentre R3 vale 2,3.

2. SLU di tipo strutturale (STR)

Viene calcolato il valore di  $R_d$  di riferimento per la verifica relativa al raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali; il calcolo è stato eseguito secondo i criteri previsti dall'approccio 2 secondo la combinazione (A1 + M1 + R3); dove i coefficienti parziali M1 assumono valore unitario, mentre  $R3 = 1$  (nella verifica il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto)

Nel calcolo di  $R_d$  intervengono i soli coefficienti M ed R, mentre i coefficienti A intervengono nel calcolo delle azioni di progetto.

Per entrambi gli stati limite le resistenze sono state calcolate secondo i criteri di Brinch & Hansen (per il dettaglio vedi tabelle di calcolo in allegato).

Di seguito si riassumono i valori della resistenza del terreno.

Tipologia fondazionale	Verifica SLU di tipo geotecnico (GEO) R <sub>D</sub> di riferimento	Verifica SLU di tipo strutturale (STR) R <sub>D</sub> di riferimento
Trave B = 0.8 m	1.6 kg/cm <sup>2</sup>	3.8 kg/cm <sup>2</sup>
Trave B = 1.0 m	1.8 kg/cm <sup>2</sup>	4.1 kg/cm <sup>2</sup>
Trave B = 1.2 m	2.0 kg/cm <sup>2</sup>	4.4 kg/cm <sup>2</sup>
Trave B = 1.5m	2.5 kg/cm <sup>2</sup>	5.1 kg/cm <sup>2</sup>
Plinto 1.0 m x 1.0 m	2.0 kg/cm <sup>2</sup>	4.8 kg/cm <sup>2</sup>
Plinto 1.5 m x 1.5 m	2.5 kg/cm <sup>2</sup>	5.4 kg/cm <sup>2</sup>

Ai sensi della normativa vigente le azioni di progetto alla base delle nuove fondazioni, o  $E_d$ , dovranno essere compatibili con le resistenze del terreno, secondo la relazione:

$$E_d \leq R_d$$

## 6.2. Analisi dei cedimenti

L'analisi dei cedimenti è stata eseguita utilizzando le formule basate sulla teoria dell'elasticità (vedi tabelle in allegato).

Nella realtà il comportamento del terreno, entro il volume significativo, non è rigorosamente descrivibile in base a Egorov & Harr, essendo presente, sotto fondazione, terreni dotati di una certa percentuale in limo.

Il metodo prescelto è però in grado di fornire un risultato sufficientemente attendibile, in presenza di questo tipo di terreni, per il grado di precisione richiesto dal carattere preliminare delle valutazioni geotecniche.

Inoltre nell'ambito delle diverse metodologie in uso, il metodo utilizzato fornisce i risultati tra i più conservativi, questo approccio consente quindi un maggiore margine di sicurezza relativamente a quanto sopra esposto.

Il cedimento è stato calcolato per un range di valori di  $E_d$  variabili tra 1.5 kg/cm<sup>2</sup> e 2.5 kg/cm<sup>2</sup>; i valori introdotti sono compatibili con le resistenze del terreno allo stato SLU-GEO; rappresentano un intervallo di valori entro il quale dovrebbero rientrare le azioni di progetto.

La seguente tabella riassume i valori del cedimento.

Tipologia fondazionale	Azione / cedimento						
	1.0 Kg/cm <sup>2</sup>	1.2 Kg/cm <sup>2</sup>	1.5 Kg/cm <sup>2</sup>	1.8 Kg/cm <sup>2</sup>	2.0 Kg/cm <sup>2</sup>	2.2 Kg/cm <sup>2</sup>	2.5 Kg/cm <sup>2</sup>
Trave B = 0.8 m	0.3 cm	0.5 cm	0.8 cm	---*	---*	---*	---*
Trave B = 1.0 m	0.3 cm	0.5 cm	0.7 cm	1.0 cm	---*	---*	---*
Trave B = 1.2 m	0.4 cm	0.5 cm	0.8 cm	1.0 cm	1.2 cm	---*	---*
Trave B = 1.5m	0.5 cm	0.7 cm	1.0 cm	1.2 cm	1.4 cm	1.6 cm	1.9 cm
Plinto 1.0 m x 1.0 m	0.3 cm	0.4 cm	0.6 cm	0.8 cm	1.0 cm	---*	---*
Plinto 1.5 m x 1.5 m	0.3 cm	0.5 cm	0.7 cm	1.0 cm	1.2 cm	1.4 cm	1.6 cm

---\* valori che non soddisfano  $E_d \leq R_d$

Le scelte di progetto dovranno soddisfare la relazione:  $E_d \leq C_d$

$E_d$  è l'azione alla base della fondazione (carico) e  $C_d$  è il valore limite del cedimento tollerato dalla struttura, o effetto dell'azione.

## 7. INCLINAZIONI FRONTI DI SCAVO

Per realizzare il piano interrato dei 4 edifici e le sottostanti fondazioni sono previsti lavori di scavo con altezze mediamente variabili tra 2.5m e 4.0m.

Le inclinazioni di sicurezza devono soddisfare la consueta relazione

$$R_d \geq E_d$$

dove  $E_d$  sono le azioni che prepongono all'instabilità lungo il fronte ed  $R_d$  sono le "resistenze stabilizzanti".

$E_d$  dipende dal peso di volume del terreno, dall'altezza e inclinazione del fronte e da eventuali carichi a monte;  $R_d$  dipende dai parametri di resistenza al taglio dei terreni.

La verifica viene condotta secondo il metodo proposto da Hoek & Bray.

A partire dal valore caratteristico dei parametri geotecnici dei primi due strati (strati di interesse per il fronte di scavo) e dall'altezza massima del fronte viene calcolato un fattore di stabilità; in base a tale fattore mediante procedimento grafico (carte di stabilità) si risale all'inclinazione della scarpata che soddisfa la relazione  $R_d \geq E_d$ .

Il calcolo viene eseguito secondo l'approccio 1 – combinazione 2 (A2 + M2 + R2).

Inoltre  $R_D$  deriva dalla resistenza calcolata con applicazione del coefficiente riduttivo parziale  $R_2 = 1.1$ .

I parametri geotecnici introdotti nella verifica derivano dal modello geotecnico del sottosuolo; è stato inoltre introdotto un valore di coesione apparente compatibile con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo (15 kPa).

Per le modalità di calcolo si rimanda allo schema allegato a fine relazione.

La seguente tabella riporta le inclinazioni di sicurezza

ALTEZZA FRONTE	INCLINAZIONE
2.5 cm	90°
3.0 cm	85°
3.5 cm	83°
4.0 cm	82°

Si tenga conto che il valore della coesione a breve termine tenderà ad annullarsi nel tempo e/o all'esposizione dei fronti all'azione degli agenti atmosferici.

Oltre all'adozione delle inclinazioni di sicurezza, sopra riportate, si dovranno pertanto adottare le seguenti prescrizioni precauzionali rientranti nell'ordinaria casistica della sicurezza di cantiere:

- eseguire con sollecitudine le opere di contenimento previste (muri);
- evitare di caricare con accumuli di materiale vario il ciglio superiore degli scavi;
- eseguire, se possibile, le opere di scavo in periodi non piovosi;
- evitare infiltrazioni di acqua da monte che potrebbero contribuire a innescare movimenti franosi; valutando di proteggere i fronti più alti con teli in polietilene in concomitanza di eventi pluviometrici importanti

Dott. Geol. Carlo Lurati



The stamp is circular and contains the following text: "ORDINE DEI GEOLOGI DELLA LOMBARDIA" around the perimeter, "LURATI CARLO" in the center, and "n° 670" below the name.

**TABELLE DI CALCOLO**

# CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO VERIFICHE SLU GEO A1 + M1 + R3 – CONDIZIONI STATICHE

## METODO DI CALCOLO

Brinch – Hansen

## FORMULA ADOTTATA

$$R_{D(ULT)} = q \times N_q \times S_q \times D_q \times I_q \times B_q \times G_q + 0.5 \times \gamma_{k2} \times B \times N_g \times S_g \times D_g \times I_g \times B_g \times G_g + c \times N_c \times S_c \times D_c \times I_c \times B_c \times G_c$$

Nq, Ng, Nc	=	Fattori di portanza
Sq, Sg, Sc	=	Fattori di forma
Dq, Dg, Dc	=	Fattori di approfondimento
Iq, Ig, Ic	=	Fattori di inclinazione carico
Bq, Bg, Bc	=	Fattori di inclinazione base
Gq, Gg, Gc	=	Fattori di pendio
Df	=	Confinamento fondazione nel terreno
q	=	$\gamma_{k1} \times Df$
$\gamma_{k1}$	=	Peso di volume terreno sopra il piano di posa (valore caratteristico x M1)
$\gamma_{k2}$	=	Peso di volume terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico x M1)
B	=	Larghezza fondazione
$c_k$	=	Coesione terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico x M1)
$R_D$	=	$R_{D(ULT)} / R_3 =$ Resistenza del terreno allo stato limite ultimo ( $R_3 = 2.3$ )

$$N_q = \exp(\pi \times \tan \varphi_{k2}) \times \text{tg}^2(45 + \varphi_{k2}/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \text{ctg} \varphi_{k2}$$

$$N_g = 1.5 \times (N_q - 1) \times \text{tg} \varphi_{k2}$$

$$S_c = 0.2 \times B/L, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L), \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$S_q = 1 + (B/L) \times \text{tg} \varphi_{k2}$$

$$S_g = 1 - 0.4 \times (B/L)$$

$$D_c = 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$D_c = 1 + 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$D_q = 1 + 2 \times \text{tg} \varphi_{k2} \times (1 - \text{sen} \varphi_{k2})^2 \times k$$

$$D_g = 1$$

$$I_c = 0.5 - 0.5 \times \sqrt{1 - H/(A_f \times c_a)} \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$I_c = I_q - (1 - I_q)/(N_q - 1) \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$I_q = \{1 - [0.5 \times H / (V + A_f \times c_a \times \text{ctg} \varphi_{k2})]\}^5$$

$$I_g = \{1 - [0.7 \times H / (V + A_f \times c_a \times \text{ctg} \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ = 0$$

$$I_g = \{[1 - (0.7 \cdot b^\circ / 450) \times H / (V + A_f \times c_a \times \text{ctg} \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ > 0$$

$$B_c = b^\circ / 147 \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$B_c = 1 - b^\circ / 147 \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$B_q = \exp(-2 \times b^\circ \times \text{tg} \varphi_{k2})$$

$$B_g = \exp(-2.7 \times b^\circ \times \text{tg} \varphi_{k2})$$

$$G_c = p^\circ / 147, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$G_c = 1 - p^\circ / 147, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$G_q = G_g = (1 - 0.5 \times \text{tg} \varphi_{k2})^5$$

Dove: B = larghezza fondazione – L = lunghezza fondazione – Df = confinamento fondazione nel terreno -- k = Df/B per Df/B ≤ 1 -- k = tg<sup>2</sup>ϕ<sub>k2</sub> · (Df/B) per Df/B > 1 -- H = componente longitudinale del carico -- V = componente assiale del carico b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale -- A<sub>f</sub> = area effettiva della fondazione -- c<sub>a</sub> = adesione alla base

<b>Fondazione</b>	<b>TR-1</b>	<b>TR-2</b>	<b>TR-3</b>	<b>TR-4</b>
Tipologia	trave	trave	trave	trave
Larghezza B (m)	0,8	1,0	1,2	1,5
Lunghezza L (m)	10,0	10,0	10,0	10,0
Confinamento Df (m)	0,6	0,6	0,6	0,6
Angolo d'attrito $\phi^\circ$	31	31	31,5	32,2
Peso di volume sopra il piano di posa $\gamma_1$ (kN/mc)	16,00	16,00	16,00	16,00
Peso di volume sotto il piano di posa $\gamma_2$ (kN/mc)	19,00	19,00	19,00	19,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Fattori di portanza</b>				
N <sub>c</sub>	32,64	32,64	34,01	36,05
N <sub>q</sub>	20,61	20,61	21,84	23,70
N <sub><math>\gamma</math></sub>	17,68	17,68	19,16	21,45
<b>Fattori di forma</b>				
S <sub>c</sub>	1,05	1,06	1,08	1,10
S <sub>q</sub>	1,05	1,06	1,07	1,09
S <sub><math>\gamma</math></sub>	0,97	0,96	0,95	0,94
<b>Fattori di approfondimento</b>				
D <sub>c</sub>	1,30	1,24	1,20	1,16
D <sub>q</sub>	1,21	1,17	1,14	1,11
D <sub><math>\gamma</math></sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Fattori di inclinazione carico</b>				
I <sub>c</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
I <sub>q</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
I <sub><math>\gamma</math></sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Fattori di inclinazione base</b>				
B <sub>c</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
B <sub>q</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
B <sub><math>\gamma</math></sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Fattori di pendio</b>				
G <sub>c</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
G <sub>q</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
G <sub><math>\gamma</math></sub>	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Calcolo portanza</b>				
Coefficiente parziale R3	2,3	2,3	2,3	2,3
Correzione di Terzaghi	Si	Si	Si	Si
Resistenza limite (kg/cm <sup>2</sup> )	3,89	4,15	4,74	5,75
<b>Resistenza SLU AP2 (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1,69</b>	<b>1,80</b>	<b>2,06</b>	<b>2,50</b>
Profondità cuneo efficace (m)	0,71	0,88	1,07	1,36

<b>Fondazione</b>	<b>PL-1</b>	<b>PL-2</b>
Tipologia	plinto	plinto
Larghezza B (m)	1,0	1,5
Lunghezza L (m)	1,0	1,5
Confinamento Df (m)	0,6	0,6
Angolo d'attrito $\phi^\circ$	31	32
Peso di volume sopra il piano di posa $\gamma_1$ (kN/mc)	16,00	16,00
Peso di volume sotto il piano di posa $\gamma_2$ (kN/mc)	19,00	19,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cmq)	0,00	0,00
<b>Fattori di portanza</b>		
Nc	32,64	35,45
Nq	20,61	23,15
N $\gamma$	17,68	20,76
<b>Fattori di forma</b>		
Sc	1,63	1,65
Sq	1,60	1,62
S $\gamma$	0,60	0,60
<b>Fattori di approfondimento</b>		
Dc	1,24	1,16
Dq	1,17	1,11
D $\gamma$	1,00	1,00
<b>Fattori di inclinazione carico</b>		
Ic	1,00	1,00
Iq	1,00	1,00
I $\gamma$	1,00	1,00
<b>Fattori di inclinazione base</b>		
Bc	1,00	1,00
Bq	1,00	1,00
B $\gamma$	1,00	1,00
<b>Fattori di pendio</b>		
Gc	1,00	1,00
Gq	1,00	1,00
G $\gamma$	1,00	1,00
<b>Calcolo portanza</b>		
Coefficiente parziale R3	2,3	2,3
Correzione di Terzaghi	Si	Si
Resistenza limite (kg/cmq)	4,81	5,90
<b>Resistenza SLU AP2 (kg/cmq)</b>	<b>2,09</b>	<b>2,57</b>
Profondità cuneo efficace (m)	0,88	1,35

# CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO VERIFICHE SLU STR A1 + M1 + R3 – CONDIZIONI STATICHE

## METODO DI CALCOLO

Brinch – Hansen

## FORMULA ADOTTATA

$$R_{D(ULT)} = q \times N_q \times S_q \times D_q \times I_q \times B_q \times G_q + 0.5 \times \gamma_{k2} \times B \times N_g \times S_g \times D_g \times I_g \times B_g \times G_g + c \times N_c \times S_c \times D_c \times I_c \times B_c \times G_c$$

Nq, Ng, Nc	=	Fattori di portanza
Sq, Sg, Sc	=	Fattori di forma
Dq, Dg, Dc	=	Fattori di approfondimento
Iq, Ig, Ic	=	Fattori di inclinazione carico
Bq, Bg, Bc	=	Fattori di inclinazione base
Gq, Gg, Gc	=	Fattori di pendio
Df	=	Confinamento fondazione nel terreno
q	=	$\gamma_{k1} \times D_f$
$\gamma_{k1}$	=	Peso di volume terreno sopra il piano di posa (valore caratteristico x M1)
$\gamma_{k2}$	=	Peso di volume terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico x M1)
B	=	Larghezza fondazione
$c_k$	=	Coesione terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico x M1)
$R_D$	=	$R_{D(ULT)} / R_3 =$ Resistenza del terreno allo stato limite ultimo ( $R_3 = 1$ )

$$N_q = \exp(\pi \times \tan \varphi_{k2}) \times \text{tg}^2(45 + \varphi_{k2}/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \text{ctg} \varphi_{k2}$$

$$N_g = 1.5 \times (N_q - 1) \times \text{tg} \varphi_{k2}$$

$$S_c = 0.2 \times B/L, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L), \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$S_q = 1 + (B/L) \times \text{tg} \varphi_{k2}$$

$$S_g = 1 - 0.4 \times (B/L)$$

$$D_c = 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$D_c = 1 + 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$D_q = 1 + 2 \times \text{tg} \varphi_{k2} \times (1 - \text{sen} \varphi_{k2})^2 \times k$$

$$D_g = 1$$

$$I_c = 0.5 - 0.5 \times \sqrt{1 - H/(A_f \times c_a)} \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$I_c = I_q - (1 - I_q)/(N_q - 1) \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$I_q = \{1 - [0.5 \times H / (V + A_f \times c_a \times \text{ctg} \varphi_{k2})]\}^5$$

$$I_g = \{1 - [0.7 \times H / (V + A_f \times c_a \times \text{ctg} \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ = 0$$

$$I_g = \{[1 - (0.7 \cdot b^\circ / 450) \times H / (V + A_f \times c_a \times \text{ctg} \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ > 0$$

$$B_c = b^\circ / 147 \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$B_c = 1 - b^\circ / 147 \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$B_q = \exp(-2 \times b^\circ \times \text{tg} \varphi_{k2})$$

$$B_g = \exp(-2.7 \times b^\circ \times \text{tg} \varphi_{k2})$$

$$G_c = p^\circ / 147, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$G_c = 1 - p^\circ / 147, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$G_q = G_g = (1 - 0.5 \times \text{tg} \varphi_{k2} \times p^\circ)^5$$

Dove: B = larghezza fondazione – L = lunghezza fondazione – D<sub>f</sub> = confinamento fondazione nel terreno -- k = D<sub>f</sub>/B per D<sub>f</sub>/B ≤ 1 -- k = tg<sup>2</sup>ϕ<sub>k2</sub> · (D<sub>f</sub>/B) per D<sub>f</sub>/B > 1 -- H = componente longitudinale del carico -- V = componente assiale del carico b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale -- A<sub>f</sub> = area effettiva della fondazione -- c<sub>a</sub> = adesione alla base

## RESISTENZE SLU STR

Fondazione	TR-1	TR-2	TR-3	TR-4
Tipologia	trave	trave	trave	trave
Larghezza B (m)	0,8	1,0	1,2	1,5
Lunghezza L (m)	10,0	10,0	10,0	10,0
Confinamento Df (m)	0,6	0,6	0,6	0,6
Angolo d'attrito $\phi^\circ$	31	31	31	31,4
Peso di volume sopra il piano di posa $\gamma_1$ (kN/mc)	16,00	16,00	16,00	16,00
Peso di volume sotto il piano di posa $\gamma_2$ (kN/mc)	19,00	19,00	19,00	19,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cmq)	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Fattori di portanza</b>				
Nc	32,64	32,64	32,64	33,73
Nq	20,61	20,61	20,61	21,59
N $\gamma$	17,68	17,68	17,68	18,85
<b>Fattori di forma</b>				
Sc	1,05	1,06	1,08	1,10
Sq	1,05	1,06	1,07	1,09
S $\gamma$	0,97	0,96	0,95	0,94
<b>Fattori di approfondimento</b>				
Dc	1,30	1,24	1,20	1,16
Dq	1,21	1,17	1,14	1,11
D $\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Fattori di inclinazione carico</b>				
Ic	1,00	1,00	1,00	1,00
Iq	1,00	1,00	1,00	1,00
I $\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Fattori di inclinazione base</b>				
Bc	1,00	1,00	1,00	1,00
Bq	1,00	1,00	1,00	1,00
B $\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Fattori di pendio</b>				
Gc	1,00	1,00	1,00	1,00
Gq	1,00	1,00	1,00	1,00
G $\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Calcolo portanza</b>				
Coefficiente parziale R1	1	1	1	1
Correzione di Terzaghi	Si	Si	Si	Si
Resistenza limite (kg/cmq)	3,89	4,15	4,42	5,14
<b>Resistenza SLU AP1 - CB1 (kg/cmq)</b>	<b>3,89</b>	<b>4,15</b>	<b>4,42</b>	<b>5,14</b>
Profondità cuneo efficace (m)	0,71	0,88	1,06	1,34

## RESISTENZE SLU STR

<b>Fondazione</b>	<b>PL-1</b>	<b>PL-2</b>
Tipologia	plinto	plinto
Larghezza B (m)	1,0	1,5
Lunghezza L (m)	1,0	1,5
Confinamento Df (m)	0,6	0,6
Angolo d'attrito $\phi^\circ$	31	31,4
Peso di volume sopra il piano di posa $\gamma_1$ (kN/mc)	16,00	16,00
Peso di volume sotto il piano di posa $\gamma_2$ (kN/mc)	19,00	19,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cmq)	0,00	0,00
<b>Fattori di portanza</b>		
Nc	32,64	33,73
Nq	20,61	21,59
N $\gamma$	17,68	18,85
<b>Fattori di forma</b>		
Sc	1,63	1,64
Sq	1,60	1,61
S $\gamma$	0,60	0,60
<b>Fattori di approfondimento</b>		
Dc	1,24	1,16
Dq	1,17	1,11
D $\gamma$	1,00	1,00
<b>Fattori di inclinazione carico</b>		
Ic	1,00	1,00
Iq	1,00	1,00
I $\gamma$	1,00	1,00
<b>Fattori di inclinazione base</b>		
Bc	1,00	1,00
Bq	1,00	1,00
B $\gamma$	1,00	1,00
<b>Fattori di pendio</b>		
Gc	1,00	1,00
Gq	1,00	1,00
G $\gamma$	1,00	1,00
<b>Calcolo portanza</b>		
Coefficiente parziale R1	1	1
Correzione di Terzaghi	Si	Si
Resistenza limite (kg/cmq)	4,81	5,43
<b>Resistenza SLU AP1 - CB1 (kg/cmq)</b>	<b>4,81</b>	<b>5,43</b>
Profondità cuneo efficace (m)	0,88	1,34

PLINTO

## CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

### METODO DI CALCOLO

Teoria dell'elasticità

### FORMULA ADOTTATA

$$S_d = C_d \times q \times B \times (1 - \mu^2 / E)$$

---

S <sub>d</sub>	=	Cedimento
C <sub>d</sub>	=	Coefficiente di forma e rigidità della fondazione
q	=	Carico netto sul terreno alla base della fondazione
B	=	Minima dimensione laterale dell'area caricata
μ	=	Rapporto Poisson terreno
E	=	Modulo elastico medio terreno

### **VALORI DEL COEFFICIENTE DI FORMA - CEDIMENTO AL CENTRO DI UN'AREA UNIFORMEMENTE CARICATA (Egorov, 1958 – Harr, 1966)**

H/B	Cerchio Diametro = B	Rettangolo						Striscia infinita L/B = ∞
		L/B = 1	L/B = 1.5	L/B = 2	L/B = 3	L/B = 5	L/B = 10	
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
0.50	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1.0	0.70	0.75	0.81	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
1.5	0.80	0.86	0.97	1.03	1.07	1.08	1.08	1.08
2.5	0.88	0.97	1.12	1.22	1.33	1.39	1.40	1.40
3.5	0.91	1.01	1.19	1.31	1.45	1.56	1.59	1.60
5.0	0.94	1.05	1.24	1.38	1.55	1.72	1.82	1.83
∞	1.00	1.12	1.36	1.52	1.78	2.10	2.53	∞

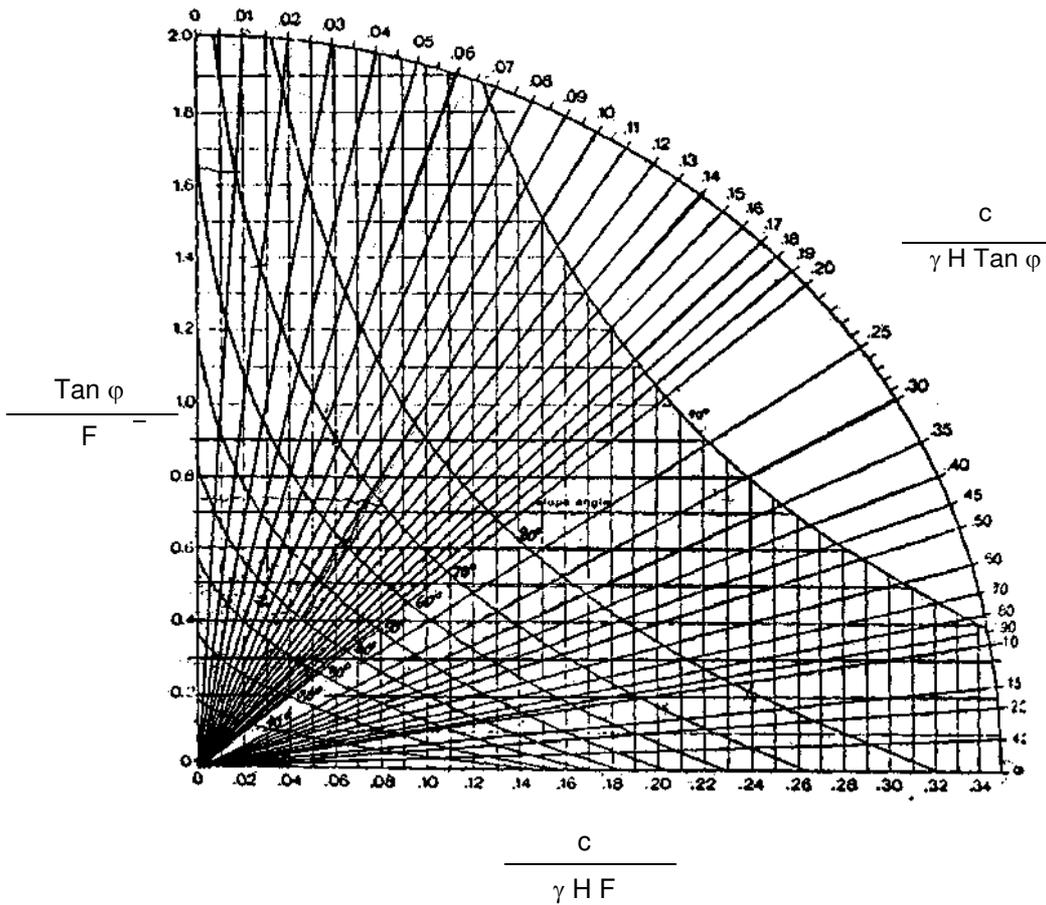
<b>Fondazione</b>	<b>TR-1</b>	<b>TR-2</b>	<b>TR-3</b>	<b>TR-4</b>
<b><u>Parametri terreno-fondazione</u></b>				
posizione punto	media	media	media	media
larghezza B (m)	0,8	1,0	1,2	1,5
lunghezza L (m)	10	10	10	10
spessore strato cedevole H (m)	1,5	1,2	1,2	1,2
quota imposta fondazioni (m)	3,5	3,5	3,5	2,5
modulo elastico medio terreno E (kg/cm <sup>2</sup> )	100	100	100	100
rapporto di Poisson terreno	0,35	0,35	0,35	0,35
peso di volume naturale (kN/m <sup>3</sup> )	16,5	16,5	16,5	16,5
coefficiente di forma Cd	1,20	0,93	0,83	0,68
L/B	12,50	10,00	8,33	6,67
H/B	1,88	1,20	1,00	0,80
tensione naturale alla quota imposta (kg/cm <sup>2</sup> )	0,59	0,59	0,59	0,42
<b><u>Cedimento</u></b>				
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	1,00	1,00	1,00	1,00
carico netto sul terreno	0,41	0,41	0,41	0,58
cedimento (cm)	<b>0,35</b>	<b>0,34</b>	<b>0,36</b>	<b>0,52</b>
<b><u>Cedimento</u></b>				
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	1,20	1,20	1,20	1,20
carico netto sul terreno	0,61	0,61	0,61	0,78
cedimento (cm)	<b>0,51</b>	<b>0,50</b>	<b>0,53</b>	<b>0,70</b>
<b><u>Cedimento</u></b>				
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	1,50	1,50	1,50	1,50
carico netto sul terreno	0,91	0,91	0,91	1,08
cedimento (cm)	<b>0,77</b>	<b>0,74</b>	<b>0,80</b>	<b>0,97</b>
<b><u>Cedimento</u></b>				
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	1,80	1,80	1,80	1,80
carico netto sul terreno	1,21	1,21	1,21	1,38
cedimento (cm)	<b>1,02</b>	<b>0,99</b>	<b>1,06</b>	<b>1,23</b>
<b><u>Cedimento</u></b>				
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	2,00	2,00	2,00	2,00
carico netto sul terreno	1,41	1,41	1,41	1,58
cedimento (cm)	<b>1,19</b>	<b>1,15</b>	<b>1,23</b>	<b>1,41</b>
<b><u>Cedimento</u></b>				
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	2,20	2,20	2,20	2,20
carico netto sul terreno	1,61	1,61	1,61	1,78
cedimento (cm)	<b>1,36</b>	<b>1,31</b>	<b>1,41</b>	<b>1,59</b>
<b><u>Cedimento</u></b>				
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	2,50	2,50	2,50	2,50
carico netto sul terreno	1,91	1,91	1,91	2,08
cedimento (cm)	<b>1,61</b>	<b>1,56</b>	<b>1,67</b>	<b>1,86</b>

<b>Fondazione</b>	<b>PL-1</b>	<b>PL-2</b>
<b><u>Parametri terreno-fondazione</u></b>		
posizione punto	centro	centro
larghezza B (m)	1,0	1,5
lunghezza L (m)	1,0	1,5
spessore strato cedevole H (m)	1,2	1,2
quota imposta fondazioni (m)	3,5	3,5
modulo elastico medio terreno E (kg/cm <sup>2</sup> )	100	100
rapporto di Poisson terreno	0,35	0,35
peso di volume naturale (kN/m <sup>3</sup> )	16,5	16,5
coefficiente di forma Cd	0,79	0,64
L/B	1,00	1,00
H/B	1,20	0,80
tensione naturale alla quota imposta (kg/cm <sup>2</sup> )	0,59	0,59
<b><u>Cedimento</u></b>		
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	1,00	1,00
carico netto sul terreno	0,41	0,41
cedimento (cm)	<b>0,29</b>	<b>0,35</b>
<b><u>Cedimento</u></b>		
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	1,20	1,20
carico netto sul terreno	0,61	0,61
cedimento (cm)	<b>0,42</b>	<b>0,51</b>
<b><u>Cedimento</u></b>		
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	1,50	1,50
carico netto sul terreno	0,91	0,91
cedimento (cm)	<b>0,63</b>	<b>0,77</b>
<b><u>Cedimento</u></b>		
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	1,80	1,80
carico netto sul terreno	1,21	1,21
cedimento (cm)	<b>0,84</b>	<b>1,02</b>
<b><u>Cedimento</u></b>		
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	2,00	2,00
carico netto sul terreno	1,41	1,41
cedimento (cm)	<b>0,98</b>	<b>1,19</b>
<b><u>Cedimento</u></b>		
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	2,20	2,20
carico netto sul terreno	1,61	1,61
cedimento (cm)	<b>1,12</b>	<b>1,36</b>
<b><u>Cedimento</u></b>		
carico di esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	2,50	2,50
carico netto sul terreno	1,91	1,91
cedimento (cm)	<b>1,32</b>	<b>1,61</b>

# STABILITÀ DELLE PARETI DI SCAVO

## CRITERIO DI CALCOLO:

E. Hoek & S.W. Bray, "Rock Slope Engineering" - 1976



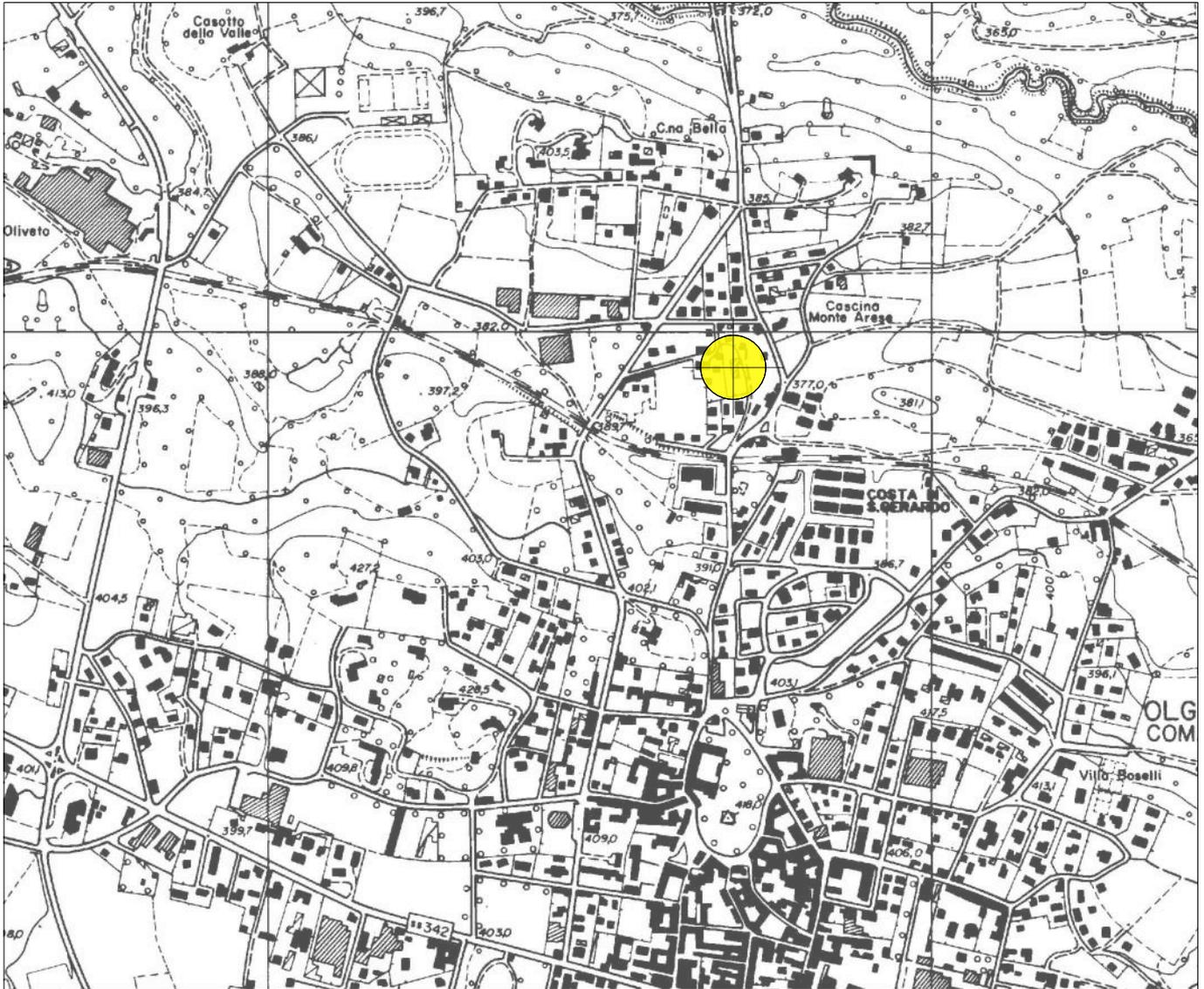
- c = Coesione
- $\gamma$  = Peso di volume del terreno
- H = Altezza della scarpata
- F = Fattore di sicurezza
- $\phi$  = Angolo di attrito del terreno

Per il valore numerico dei parametri vedi pagine seguenti

$c = 0,15 \text{ kg/cmq}$   
 $\phi 1 = 24^\circ$   
 $\phi 2 = 31^\circ$   
 $\gamma 1 = 1,7 \text{ t/mc}$   
 $\gamma 2 = 1,8 \text{ t/mc}$   
 $Fs \text{ min} = 1,1$

H (m)	c (t/mq)	$\gamma$ (kN/mc)	$\phi$ (°)	Fs	$\tan\phi / Fs$	$c / \gamma H \tan\phi$	Inclinazione (°)
2,5	1,5	1,70	24	1,1	0,40	0,79	90
3,0	1,5	1,70	25	1,1	0,40	0,66	85
3,5	1,5	1,71	25	1,1	0,42	0,53	83
4,0	1,5	1,72	26	1,1	0,44	0,44	82
				1,1			

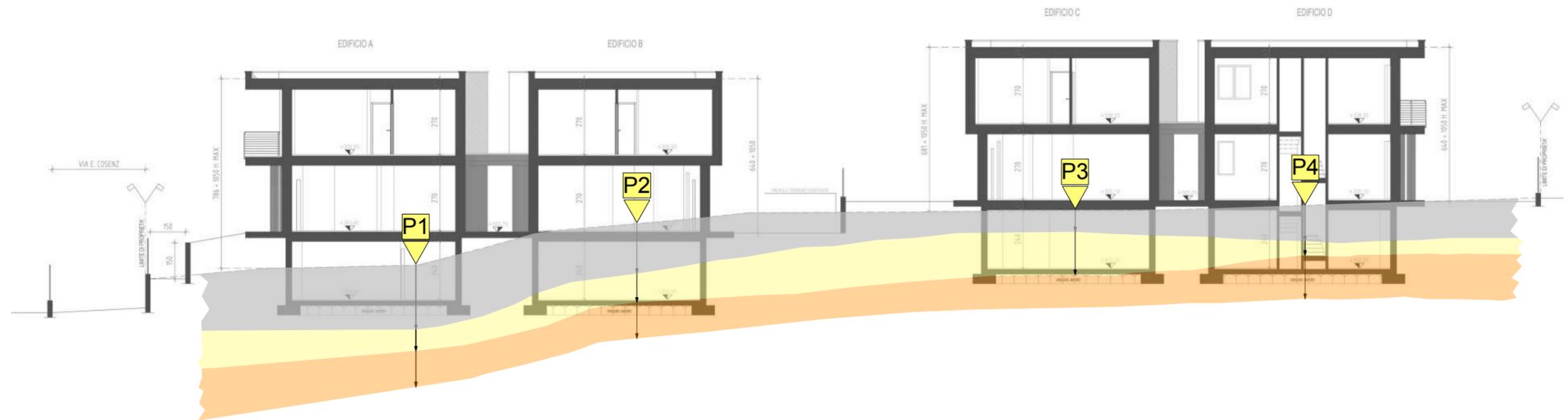
**TAVOLE**

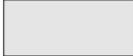


Ubicazione dell'ambito d'indagine

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate con Cagno (Co)

COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
Cento Pertiche srl Via Scaletta, 65/67 Olgiate Comasco (Co)	Via Cosenz, 4 Olgiate Comasco (Co)	TAVOLA N. 1 Corografia (scala 1:10.000)



-  Prova penetrometrica dinamica
-  Unità litotecnica 1
-  Unità litotecnica 2
-  Unità litotecnica 3

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate con Cagno (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
Cento Pertiche srl Via Scaletta, 65/67 Olgiate Comasco (Co)	Via Cosenz, 4 Olgiate Comasco (Co)	TAVOLA N. 2 Sezione stratigrafica (scala 1:200)