



GEO.LOGO
Studio di Geologia

Dott. Marco Cinotti

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA PER L'AMPLIAMENTO DELL'ECOCENTRO E LA REALIZZAZIONE DI TETTOIE

RICHIEDENTE: COINGER

LOCALITA': Castiglione Olona, Via Boccaccio (VA)

RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA

Febbraio 2017

Il progettista
Dott. Geol. Marco Cinotti

Marco Cinotti



1



INDICE

INDICE	2
1. Premessa	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO	7
3. Idrografia ed idrogeologia	14
4. PROVE DI RESISTENZA MECCANICA DEI TERRENI	18
5. CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI – FORMULE STATICHE	27
Metodo di Terzaghi (1955)	30
Formula di Meyerhof (1963)	31
Formula di Hansen (1970)	31
Formula di Vesic (1975)	32
Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)	32
6. CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	41
7. INDICAZIONI PER IL PROGETTO SISMICO DEGLI EDIFICI	47
8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI TECNICHE.	53



1. Premessa

Su incarico di Coinger s.r.l., con sede in Via Chiesa a Erbamolle a Brunello, il sottoscritto Dott. Geol. Cinotti Marco, con studio in Busto Arsizio, Via Col di Lana n° 3, ha eseguito i necessari accertamenti al fine di caratterizzare, da un punto di vista geologico, idrogeologico e geotecnico, il terreno di fondazione su cui sarà realizzato l'ampliamento dell'Ecocentro Comunale e poggeranno i basamenti delle strutture metalliche di sostegno alle tettoie da realizzare a protezione dei cassoni per la raccolta differenziata.



Figura 1 - Immagine satellitare area d'intervento

Secondo quanto stabilito dal D.M. 14/01/08 ed in particolare dal capitolo 6 del Testo Unico delle Costruzioni, con la presente relazione sarà illustrata la modellazione geologica del sito così



come risultante dalle specifiche indagini eseguite in funzione dell'importanza dell'opera. In questo modo sarà possibile accertare le caratteristiche stratigrafiche, geotecniche, idrauliche ed idrogeologiche dei terreni di fondazione.

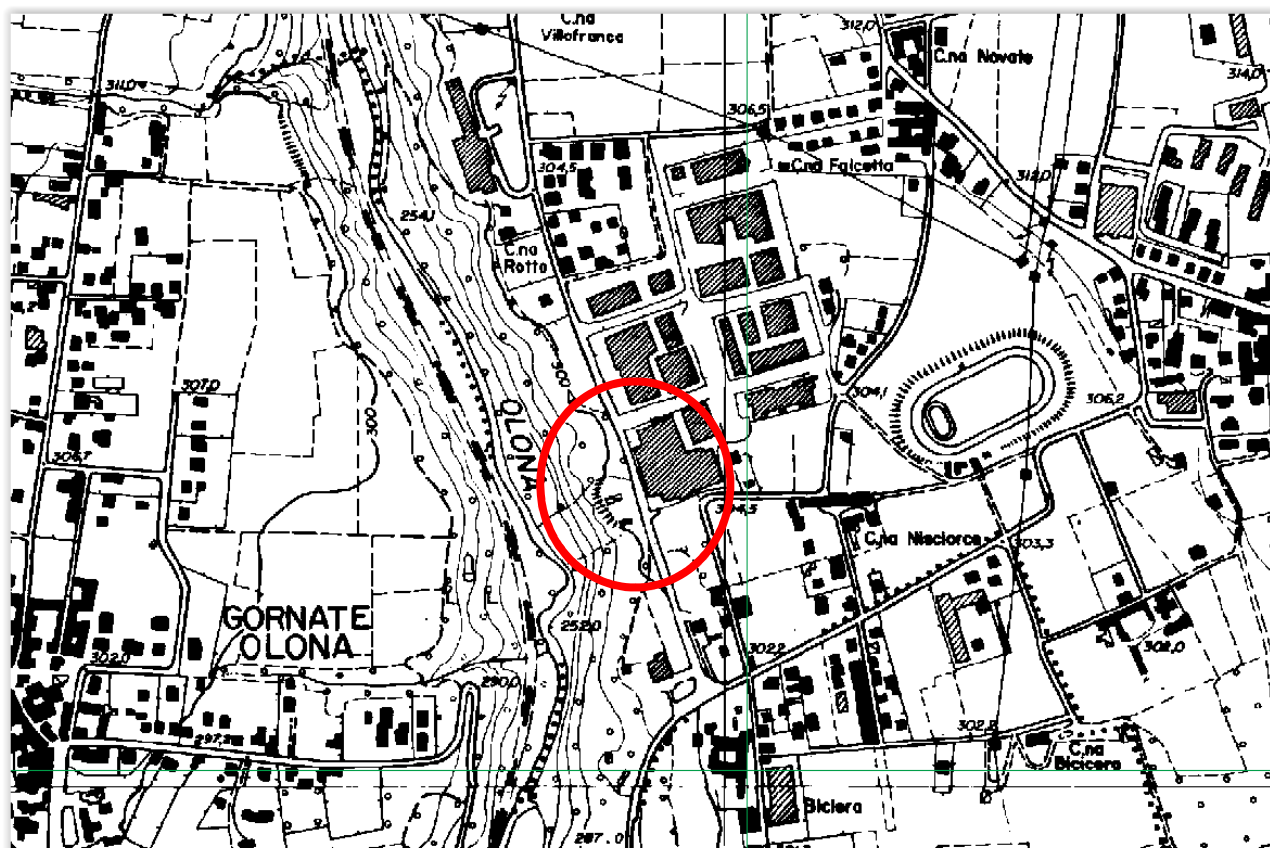


Figura 2 - Estratto Carta Tecnica Regione Lombardia

Il lavoro si è sviluppato inizialmente in uno studio di massima dell'area, condotto sia mediante consultazione dei lavori reperibili in bibliografia, sia con l'effettuazione di ricognizioni in loco, per definirne le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrauliche ed idrogeologiche.

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche del terreno interessato dal citato progetto, sono stati valutati oltre i dati bibliografici presenti, i risultati di quattro prove penetrometriche dinamiche superpesante eseguita nell'area con penetrometro Pagani TG 63-100 KN fino al raggiungimento del rifiuto strumentale (Numero di colpi > 100).



Sulla base dei risultati delle indagini, delle osservazioni di campagna e delle elaborazioni effettuate, si è pervenuti ad una caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti il sottosuolo e ad una valutazione della capacità portante del terreno di fondazione dell'opera in progetto in funzione della tipologia di fondazione prescelta.

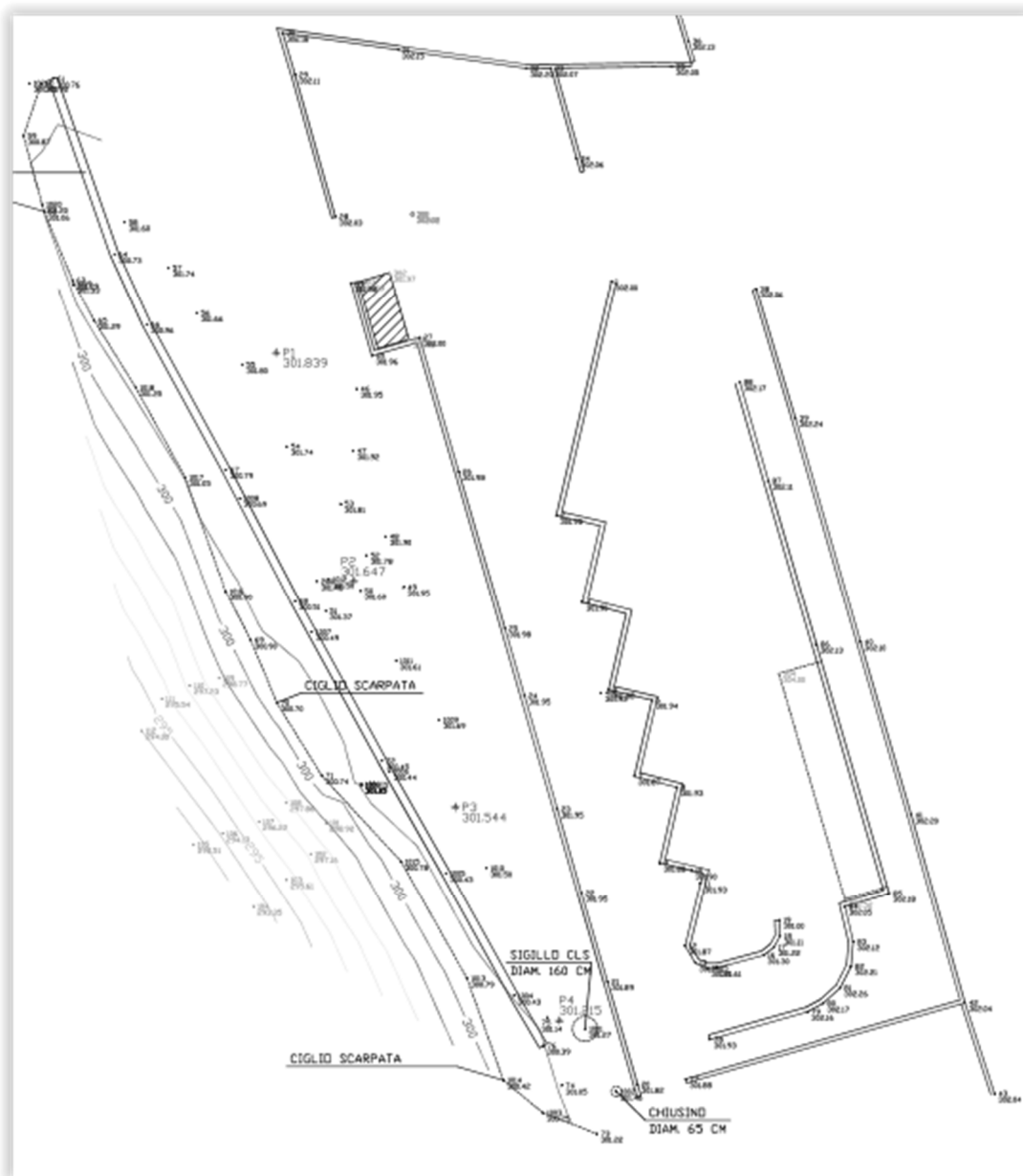


Figura 3 – Rilievo topografico area d'intervento



In aggiunta si è proceduto anche alla realizzazione di uno stendimento sismico a rifrazione finalizzato all'individuazione dei materiali di copertura rispetto al sottostante substrato roccioso.

Le ipotesi fondazionali effettuate, dovranno in ogni modo essere riconsiderate alla luce delle scelte effettuate dal competente progettista strutturale delle opere in esame.

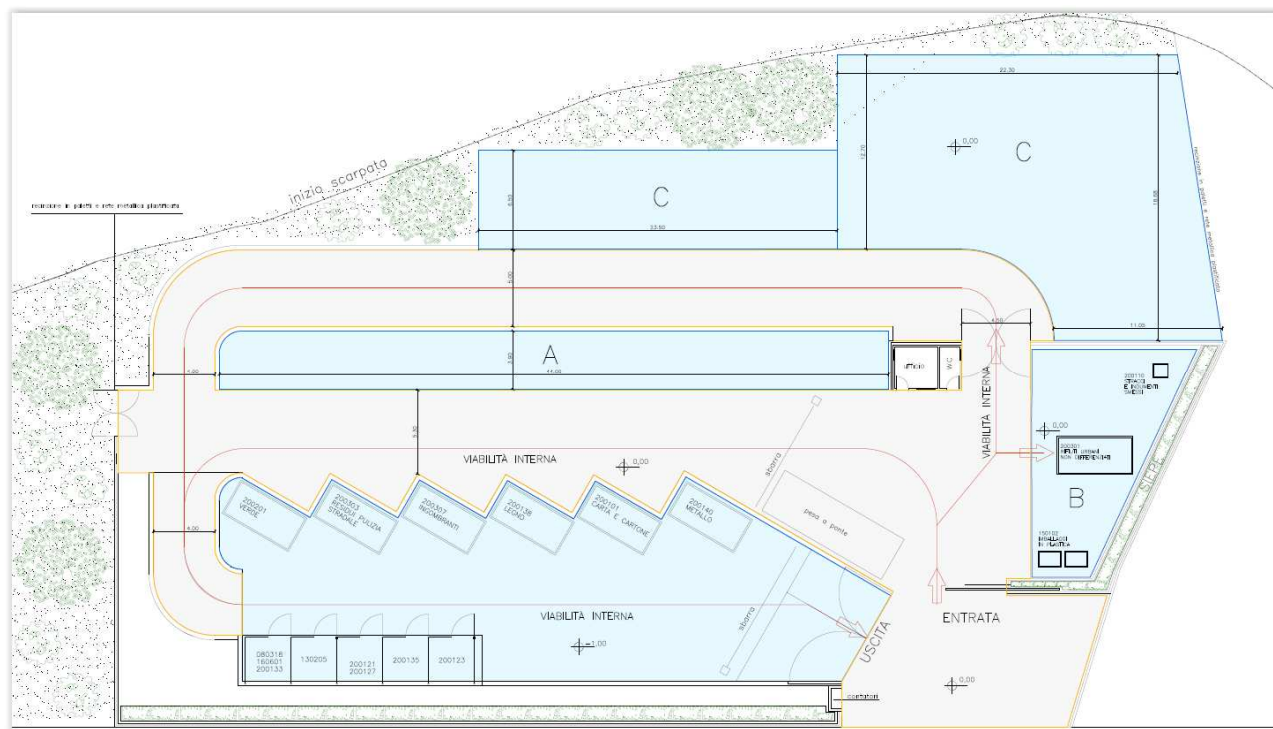


Figura 4 - Intervento in progetto



2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO

2.1. Ubicazione dell'area e descrizione del sito

L'area, descritta nel foglio 31 della Carta geologica d'Italia (Varese), è costituita dai ripiani terrazzati che delimitano ad est la vallata percorsa dal Torrente Olona.

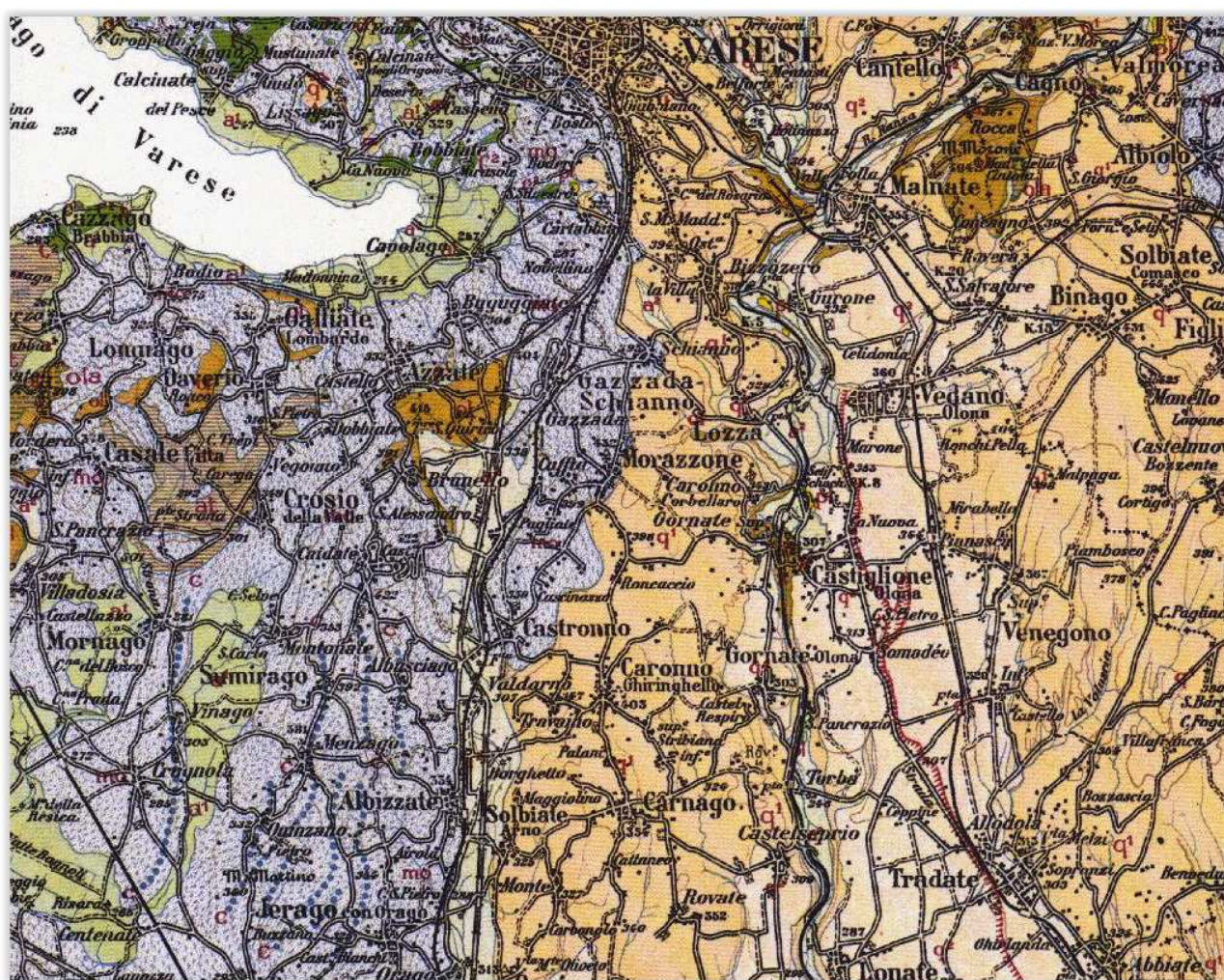
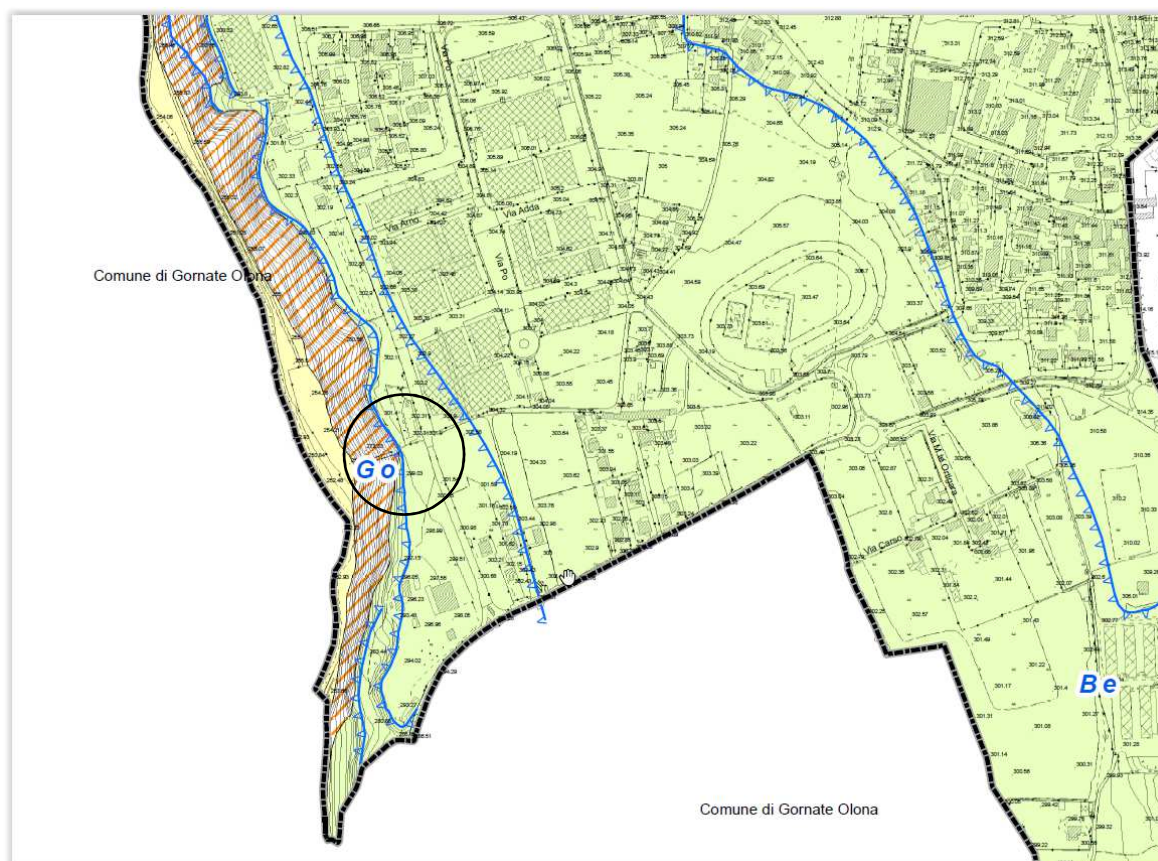


Figura 5 - Estratto Carta geologica d'Italia - F. 31



Tali depositi, di epoca Wurmiana e post wurmiana, contengono talora anche depositi fluvioglaciali, specialmente minute sabbie micacee.



Complesso glaciale recente



Alloformazione di Cantù (Ca) (Pleistocene superiore)

Depositi fluvioglaciali comprendenti ghiaie poligeniche da medie a grossolane a sup_
porto clastico o di matrice sabbiosa o sabbioso-limosa; profilo di alterazione poco evo_
luto di spessore generalmente < 2,5 m



All gruppo di Besnate indifferenziato (Be) (Pleistocene medio-superiore)

Depositi fluvioglaciali comprendenti ghiaie poligeniche passanti a ghiaie ciottolose a
supporto clastico, localmente a supporto di matrice sabbiosa o sabbioso-limosa;
frequenti irregolari intercalazioni di livelli sabbiosi; localmente occorrenza di livelli
cementati. Profilo di alterazione mediamente evoluto di spessore compreso fra 2,5-4,5 m;
copertura loessica diffusa.

Figura 6 - Estratto Carta Geologica - Comune Castiglione Olona



L'area di studio si inserisce nella media pianura terrazzata lombarda, tra la pianura alluvionale principale e i primi rilievi prealpini. In tale settore, i lembi residui delle antiche superfici deposizionali di origine fluvioglaciale si compenetrano a monte con le colline moreniche dei vasti apparati pleistocenici delle colate glaciali principali (Verbano, Ceresio e Lario).

La struttura geologica della regione appare generalmente caratterizzata dalla presenza di depositi quaternari di origine continentale sostanzialmente riconducibili all'attività glaciale, fluvioglaciale e fluviale.

Al di sotto dei depositi fluvioglaciali più antichi si riscontra il substrato roccioso oligocenico di ambiente sedimentario marino.

L'area oggetto del presente progetto è ricompresa nella media pianura terrazzata lombarda, tra la pianura alluvionale principale e i primi rilievi prealpini. In questa zona porzione delle antiche superfici deposizionali di origine fluvioglaciale si inseriscono all'interno delle colline moreniche costituite dai vasti apparati pleistocenici delle colate glaciali principali (Verbano, Ceresio e Lario).

La struttura geologica risulta pertanto caratterizzata dalla presenza di depositi quaternari di origine continentale generati dall'attività glaciale, fluvioglaciale e fluviale.

9

Incrociando i diversi elementi morfologici e di rischio presenti sul territorio, perveniamo così alla Carta di Fattibilità.

Le classi ottenute sono le seguenti:

- classe di fattibilità con modeste limitazioni (2);
- classe di fattibilità con consistenti limitazioni (3);
- classe di fattibilità con gravi limitazioni (4).

In base alle norme di piano, nessuna nuova opera o trasformazione del suolo può essere realizzata se non preceduta dagli specifici studi prescritti per le classi di fattibilità 2, 3 e 4 (limitatamente ai casi consentiti); questi devono essere realizzati prima della progettazione degli interventi in quanto propedeutici alla pianificazione dell'intervento e alla progettazione stessa.

L'area oggetto del presente studio è ricompresa tra la Classe 2a - FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI e la Classe 3C (CLASSE 2).

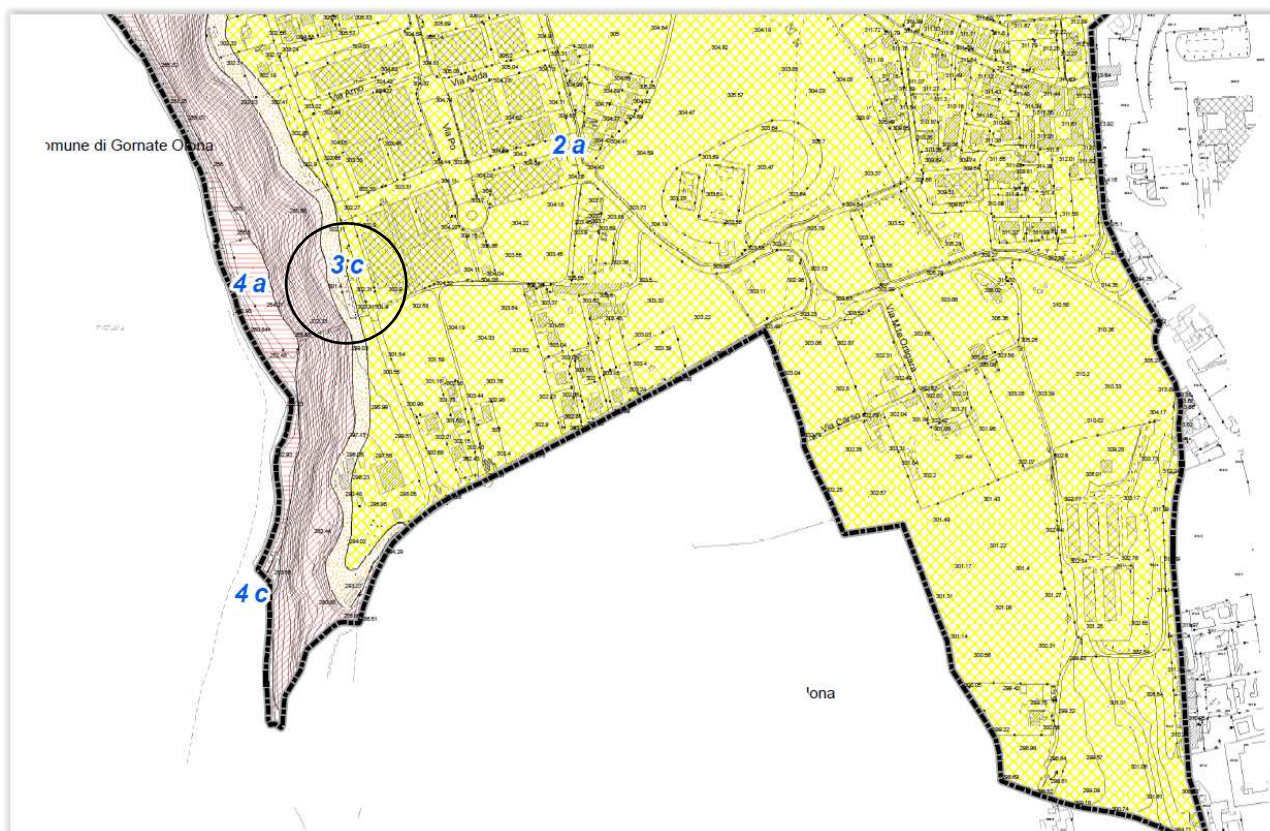


Figura 7 - Estratto Carta di fattibilità - Comune di Castiglione Olona

Proprio rispetto a quest'ultima esistono le principali limitazioni dovute alla vicinanza di queste aree, con zone caratterizzate da versanti ad elevata pendenza.

Secondo l'**Art. 11 –Classe 3c di fattibilità geologica** infatti queste zone costituiscono *Fasce di protezione di bordo dei cigli di scarpata, aree subpianeggianti di culmine e ad acclività da bassa a moderata in contesto prevalentemente extra-urbano prossime a versanti acclivi in evoluzione morfologica.*

I fattori limitanti sono i seguenti:

- *acclività variabile;*
- *variabilità litologica e di conducibilità idraulica dei depositi;*
- *possibile presenza di localizzate direttrici di scorrimento acque sotterranee;*
- ***possibile presenza di direttrici di scorrimento superficiale verso il pendio sottostante;***



- **limitata propensione all'insorgere di fenomeni di dissesto a prevalente carattere superficiale;**
- **possibile presenza di riporti presso il ciglio in equilibrio precario;**
- **prossimità ad aree di versante in evoluzione morfologica;**
- variabilità delle condizioni di drenaggio con possibile occorrenza di situazioni di propensione al ristagno entro settori parzialmente depressi o interclusi correlate a scarsa conducibilità idraulica dei terreni;
- vulnerabilità per possibilità di ristagno in concomitanza con periodi meteorologici non favorevoli.

Fermo restando il rispetto dei contenuti di cui al D.M. 14.01.2008 e della Circolare del C.S.LL.PP. 617/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" la realizzazione di nuove opere è subordinata alla esecuzione di specifiche indagini di approfondimento.

Sono consentiti gli interventi edilizi di cui alla L.R. 12/2005, art. 27, commi a-b-c-d-e salvo che per ogni intervento di modifica dello stato dei luoghi le verifiche effettuate dovranno riguardare anche le aree di pertinenza anche se non direttamente interessate dalle opere di progetto.

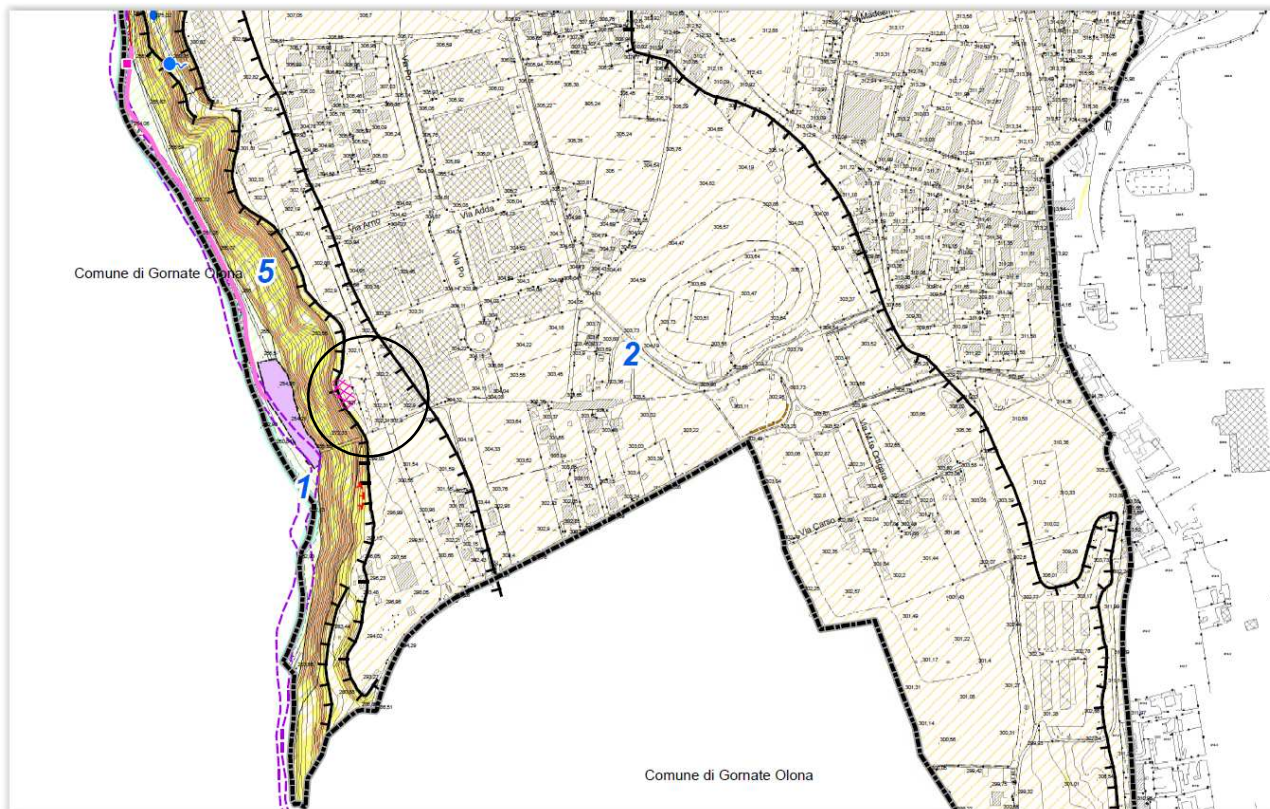
In via di minima dovranno essere verificati:

11

- rischio idrogeologico per interazione con eventuali orli di terrazzo o variazioni di pendenza;
- assetto morfologico con definizione di dettaglio del quadro planoaltimetrico delle aree oggetto di intervento e delle aree adiacenti;
- interferenze con eventuali direttrici attive di drenaggio superficiale e con i relativi areali di alimentazione;
- ricostruzione delle originarie direttrici di deflusso/drenaggio e modificazioni indotte, valutazione delle possibilità di ripristino funzionale o di effettuazione di opere compensative;
- caratteristiche litologiche delle unità presenti fino a profondità rappresentativa;
- stabilità aree di intervento in corso d'opera e a fine lavori;
- stabilità delle aree di pertinenza non interessate dalle opere;
- condizioni di drenaggio e smaltimento delle acque;
- interazioni con costruzioni adiacenti;
- caratteristiche geotecniche e grado di portanza dei terreni di fondazione;
- presenza di acque nel sottosuolo;



- verifica di stabilità relativamente all'interazione manufatto-scarpata.



12

2.3 Forme dei processi antropici








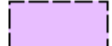

-  canale artificiale; derivazione da corso d'acqua (in tratteggio andamento presunto tratto coperto)
-  opere di regimazione trasversali su corsi d'acqua (briglie, soglie, salti di fondo)
-  opere di difesa idraulica: muri in calcestruzzo armato
-  opere di difesa idraulica: massi ciclopici e/o argini
-  opere di difesa idraulica: rilevato
-  vasca laminazione Fosso Zocca
-  aree di rimaneggiamento antropico
-  vasca decantazione liquami
-  terrazzamenti antropici

Figura 8 - Estratto Carta geomorfologica - Comune di Castiglione Olona



E' da rilevare infatti, come l'area oggetto di espansione della piazzola comunale sia costituita da un ripiano morfologico limitato ad ovest da una ripida scarpata con vergenza verso il corso del torrente Arno, posto a circa 50 metri più in basso.

Al margine sud del lotto esistente un piccolo impluvio che, raccogliendo le acque meteoriche provenienti dall'area oggetto di ampliamento e quelle della rete fognaria comunale, le convoglia a cielo aperto verso il fondovalle dove scorre il citato Torrente Arno.

Come è possibile vedere dalla Carta geomorfologica del Comune di Castiglione Olona, il terreno in oggetto, può essere stato originato, almeno in parte, da un rimodellamento antropico tramite la realizzazione di riporti con materiale terroso.



3. Idrografia ed idrogeologia

3.1. CENNI SULLA RETE IDRICA DI SUPERFICIE

I bacini principali della Provincia di Varese sono 4: Lago Maggiore, Lago di Biandronno, Fiume Ticino, Fiume Lambro; ad essi fanno capo 40 bacini secondari, di cui 30 appartenenti al Lago Maggiore, 8 al Ticino, 2 al Lambro.

Le acque di precipitazioni cadenti in un bacino, in parte vengono eliminate per evapotraspirazione (direttamente dal suolo o attraverso la vegetazione); la rimanente parte percola nel sottosuolo e defluisce superficialmente attraverso i collettori naturali.

Le acque che defluiscono per via sotterranea possono passare in bacini attigui e tale possibilità dipende dalla struttura geologica e dalla permeabilità dei terreni; così pure ad uno stesso bacino possono pervenire attraverso il sottosuolo acque di altri bacini. Questo concetto significa che non sempre spartiacque superficiali corrispondono a spartiacque sotterranei.

Pertanto il bilancio idrico di un bacino espresso nella forma più semplice, risulta dal raffronto fra la quantità d'acqua che entra nel bacino sotto forma di precipitazioni e che proviene da altri bacini per via sotterranea, e quella che esce, sotto forma di acqua di scorrimento superficiale, di evaporazione, di traspirazione delle piante e per perdite sotterranee. Di estrema difficoltà è la determinazione della porzione d'acqua che proviene da altri bacini o che scola in altri bacini per via sotterranea.

Per un primo orientamento delle caratteristiche idrogeologiche del territorio, riteniamo dunque proponibile solamente un bilancio estremamente schematico, basato in gran parte su valori stimati per analogia con bacini situati in condizioni geoclimatologiche simili a quelle delle zone studiate.

Non potendosi effettuare una stima obbiettiva delle risorse idriche realmente contenute nel sottosuolo per i motivi già enunciati, ci si è limitati ad una loro valutazione.

Nelle grandi linee, il territorio varesino si compone di tre zone, aventi ciascuna caratteristiche differenti:

- la zona di montagna, comprendente il Dumentino, il Luinese, la Valcuvia, i bacini afferenti



al lago di Lugano;

- la zona di collina e media montagna, comprendente l'alta valle Olona, la valle dell'Amo, la regione dei laghi di Monate, Comabbio, Biandronno e Varese;
- la zona di pianura a cui appartiene la zona di studio.

A loro volta, ciascuna di queste zone si può suddividere in una serie di aree omogenee, assimilabili alla luce delle odierne conoscenze a veri e propri bacini idrogeologici.

A) *Zona di Montagna* - Bacini: Dumenza, Valcuvia, Margorabbia, Luino, Cuasso, Ponte Tresa, Castelveccana.

B *Zona di Media Montagna* - Bacini: Lago di Varese, Laghi di Comabbio e Monate, Alta valle Olona, Valmorea, Amo, Lentate, Sesto Calende, Ticino nord.

C) *Zona di pianura* - Bacini: Media valle Olona, Sumirago, Cimbri, Daverio, Ticino sud, Busto-Castellanza.

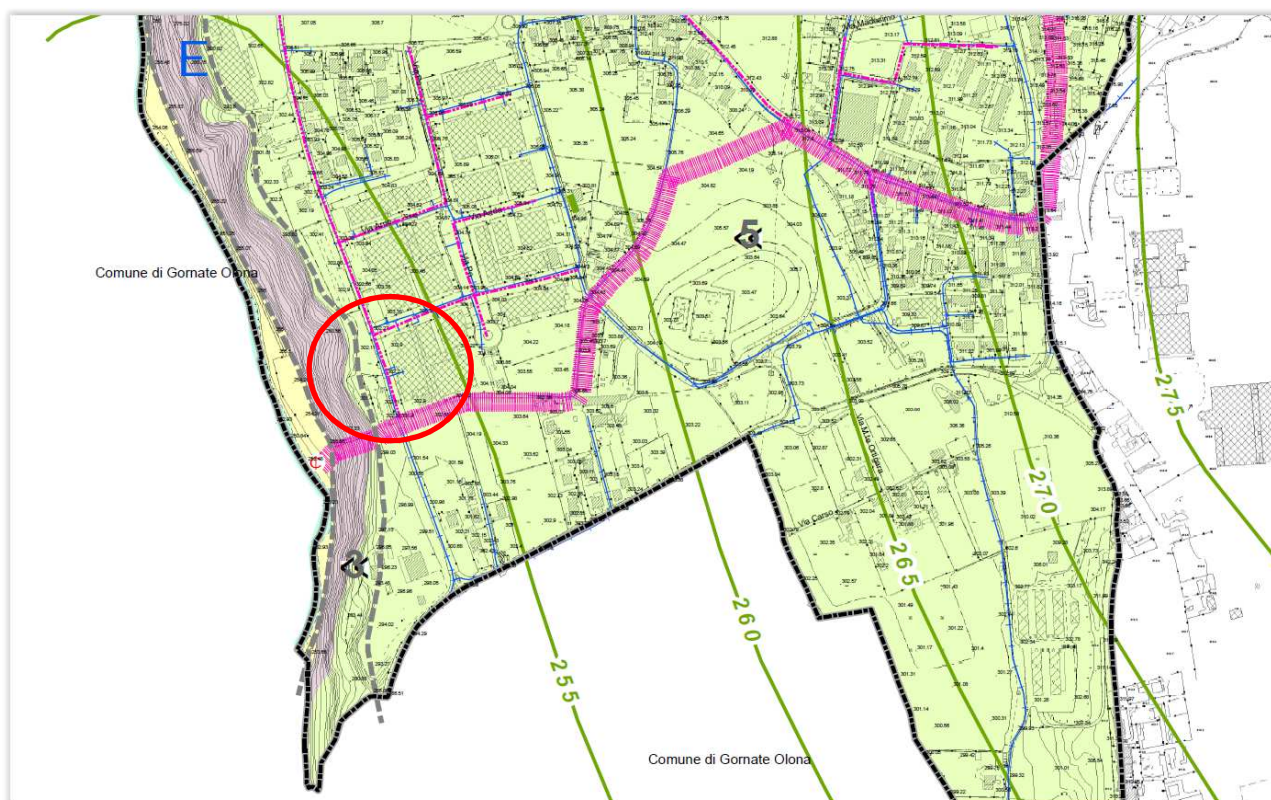






Figura 9 - Estratto Carta Idrogeologica - PGT Comune Castiglione Olona



4. Classificazione preliminare dei terreni in range di permeabilità subsuperficiale

-  **TERRENI A PERMEABILITA' MEDIO/ALTA** (alluvioni recenti/attuali a prevalenza di sabbie, ghiaie e ciottoli). Zona di aerazione di pochi metri; vulnerabilità della falda da alta a elevata. Permeabilità in diminuzione nel settore meridionale per la presenza di depositi fini più abbondanti
-  **TERRENI A PERMEABILITA' MEDIO/BASSA** (depositi fluvioglaciali terrazzati a prevalenza di ciottoli, ghiaie e sabbie con rare lenti limoso-argillose). Zona di aerazione > 40 m; vulnerabilità della falda da media a bassa.
-  **TERRENI A PERMEABILITA' BASSA** (depositi fluvioglaciali del Mindel a prevalenza di ciottoli e ghiaie in matrice limoso-argillosa). Zona di aerazione prossima a 70 m; vulnerabilità della falda da molto bassa a nulla per la presenza di un forte cappellaccio di materiale alterato impermeabile.
-  **TERRENI A PERMEABILITA' SECONDARIA**
 - depositi conglomeratici tipo "Ceppo" con grado di cementazione variabile e presenza di cavità e fratture; permeabilità variabile; vulnerabilità da bassa ad elevata;
 - conglomerati e arenarie (Gonfolite): permeabilità primaria nulla (ruolo idrostrutturale di base impermeabile) con circolazione idrica limitata alla porzione superficiale alterata/fratturata.

5. Suddivisione preliminare in "complessi idrogeologici omogenei"






-  Valli oloceniche e attuali (Fiume Olona, Torrente La Selvagna) scavate nel substrato roccioso caratterizzate da materasso alluvionale a geometria nastriforme di spessore generalmente ridotto (stimato 15-20 m) con acquifero libero (localmente semiconfinato) poco profondo alimentato dalle perdite di subalveo, dalle infiltrazioni efficaci delle precipitazioni meteoriche e dai travasi dalle aree adiacenti in rilievo morfologico.
-  Paleovalle dell'Olona in forma di ampia depressione del substrato roccioso di oltre 200 metri di profondità, colmata da sedimenti di prevalente natura limoso-argillosa; acquifero di tipo multistrato con livelli produttivi confinati nei subordinati livelli di ghiaie, sabbie e conglomerati; presenza di acquifero freatico superficiale poco profondo.
-  Aree negative prive di idrostrutture di interesse acquedottistico: condizioni di substrato roccioso affiorante o a debole profondità (massima stimata circa 30 m da p.c.) ad andamento subpianeggiante spesso sottostante a depositi con profilo di alterazione evoluto a bassa permeabilità; aree acclivi di versante con processi di ruscellamento tendenzialmente prevalenti su quelli di infiltrazione nel sottosuolo. Presenza di falda sospesa in Gonfolite.
-  Aree con presenza di acquiferi semiconfinati e confinati, prive dell'acquifero libero: falda confinata superiormente o inferiormente da orizzonti a bassa permeabilità che possono generare parziale sovrappressione della stessa ma non impediscono del tutto il drenaggio verticale e la comunicazione fra falde sovrapposte
-  Aree con presenza di acquiferi multistrato: alternanza di livelli di depositi grossolani, conglomerati e argillosi con spessore complessivo fino a circa 60-80 metri sede di acquifero multistrato con sistema di più falde confinate sovrapposte, ognuna parzialmente o totalmente isolata da orizzonti a permeabilità molto bassa e quindi con una propria pressione piezometrica.

Figura 10 - Estratto Legenda Carta Idrogeologica



Ciascuno di questi bacini, costituisce l'unità-base, interdipendente con altri bacini finitimi, dai quali risulta separato solamente a tratti da veri e propri limiti impermeabili. Ciò significa che la struttura regionale appare come un mosaico di strutture minori, fra loro collegate da scambi idrici talora di vasta portata e interesse.



4. PROVE DI RESISTENZA MECCANICA DEI TERRENI

4.1 Prove S.C.P.T. – Modalità esecutive

Come citato in premessa, sono state eseguite quattro prove penetrometriche dinamiche (Standard Cone Penetration Test) con Penetrometro Dinamico Superpesante DPSH Pagani Mod. TG65-100 semovente avente le seguenti caratteristiche:

- Punta conica diametro 51 mm.;
- Conicità 60°;
- Maglio di battuta 63.5 kg;
- Volata base 75 cm.

La prova penetrometrica dinamica, consiste nel misurare il numero di colpi N_{SPT} necessari ad infiggere per 30 cm. nel terreno una punta conica, collegata alla superficie da una batteria d'aste senza soluzione di continuità.

La prova è interrotta quando si registra un numero di colpi N_{SCPT} superiore a 100, per un affondamento pari o minore di 30 cm. della punta o comunque fino al raggiungimento della profondità influenzata dai carichi trasmessi dalla fondazione.

Dai valori di N_{SPT} sono ricavati i diagrammi riportanti in ascissa, il numero di colpi/piede N e in ordinata le quote, in metri, relative al piano di campagna.

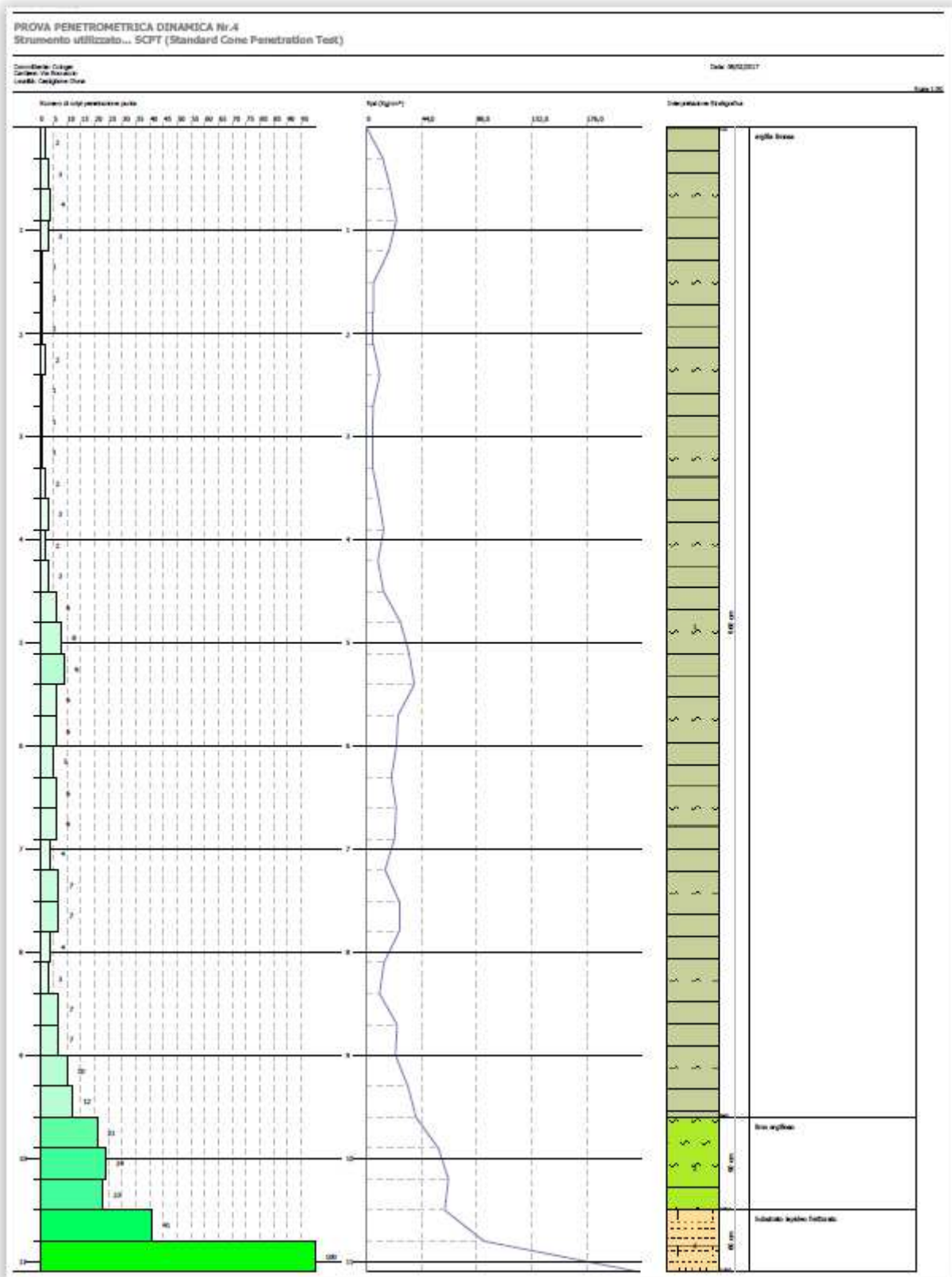
Come possiamo vedere dalla colonna stratigrafica interpretativa fino a circa 9 metri di profondità osserviamo la presenza di termini fini argillosi - limosi. Oltre questa profondità aumenta la componente limosa che diventa via via predominante fino ad arrivare al rifiuto strumentale oltre i 10 metri dal p.c..





GEO.LOGO
Studio di Geologia

Dott. Marco Cinotti



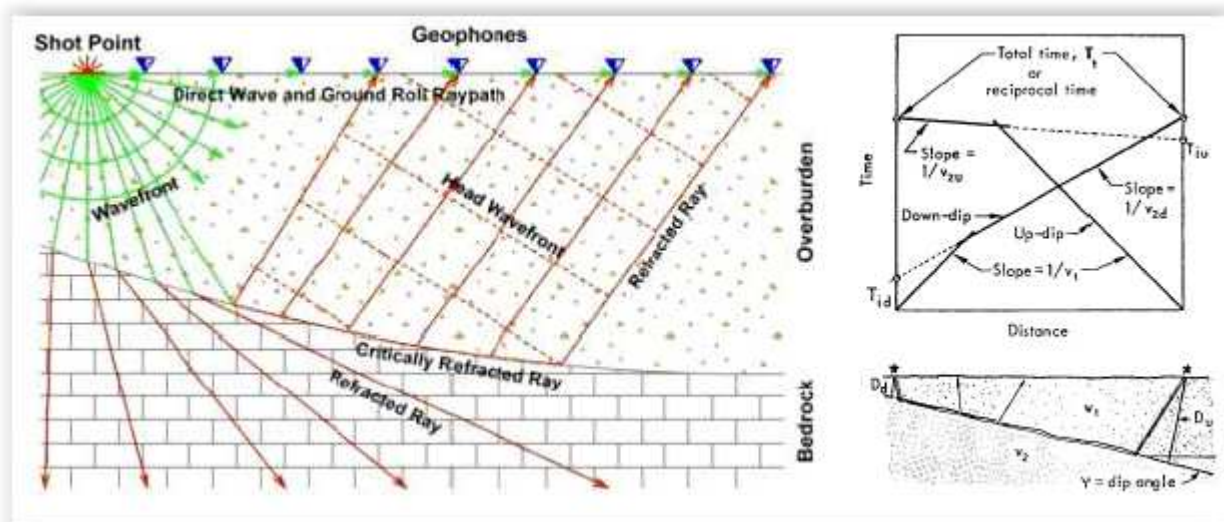


Al fine di verificare gli spessori dei diversi materiali è stata realizzata anche un'indagine sismica a rifrazione, longitudinalmente all'ampliamento in progetto.

Il rilievo sismico a rifrazione di onde P è un metodo di indagine basato sulla misura dei tempi di percorso che le onde elastiche, generate nel terreno in un punto-sorgente, impiegano per raggiungere dei ricevitori (geofoni) disposti sulla superficie del terreno ed allineati con il punto di energizzazione. La distanza tra i geofoni e quella del punto di energizzazione sono scelte in base allo spessore ed ai tipi di materiale che si vogliono indagare.

Le onde elastiche che si propagano in profondità e vengono in parte deviate (rifratte) lungo l'interfaccia che separa due mezzi a differente impedenza acustica (V_1 , V_2) ed in parte proseguono verso il basso finché l'energia viene completamente assorbita dal mezzo in cui si propaga.

L'effetto di queste onde è la formazione di vibrazioni che vengono captate da sensori posti sulla superficie, generalmente elettromagnetici, in grado di trasformare la sollecitazione meccanica, che subisce la massa mobile del magnete, in un segnale elettrico che, debitamente amplificato, viene riprodotto su monitor e memorizzato su supporto informatico.

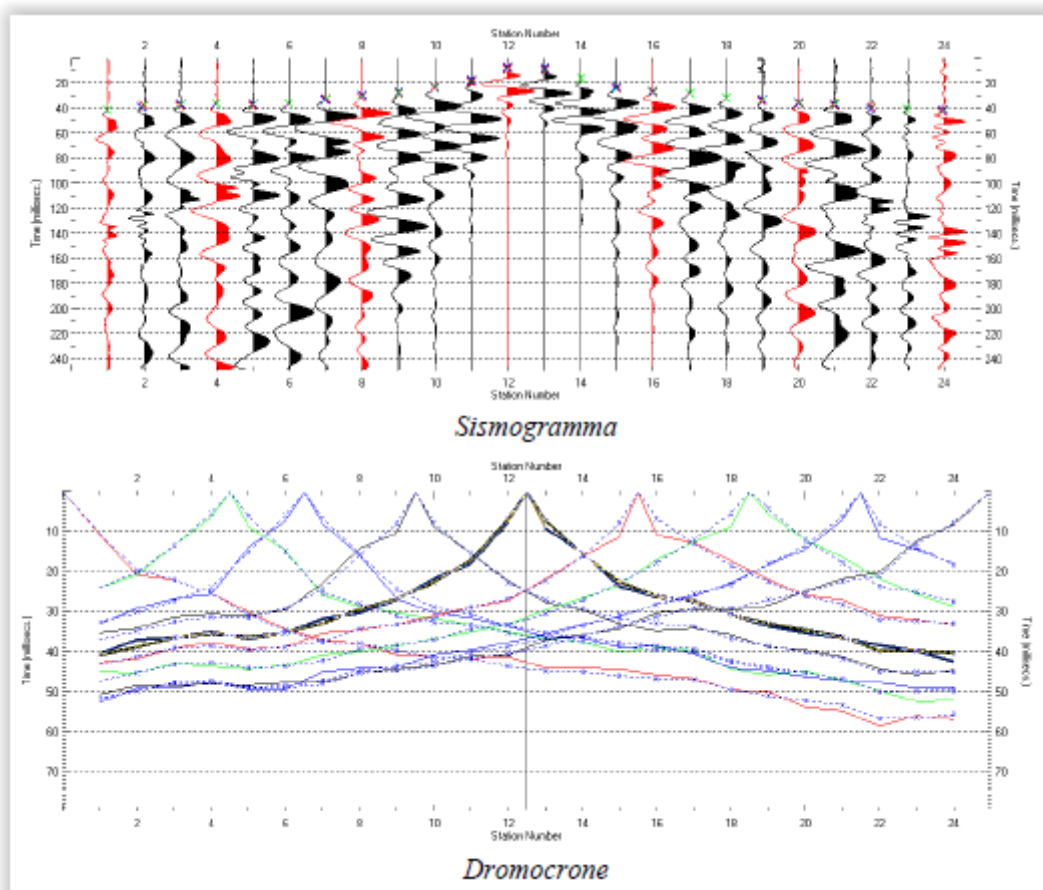


20

Con i tempi di percorso rilevati mediante i geofoni e le distanze degli stessi dai punti di energizzazione si tracciano dei diagrammi tempi-distanze (dromocrone) che permettono di calcolare sia la velocità di propagazione delle onde di compressione P, sia la profondità e lo spessore dei terreni che sono stati attraversati dalle onde sismiche.



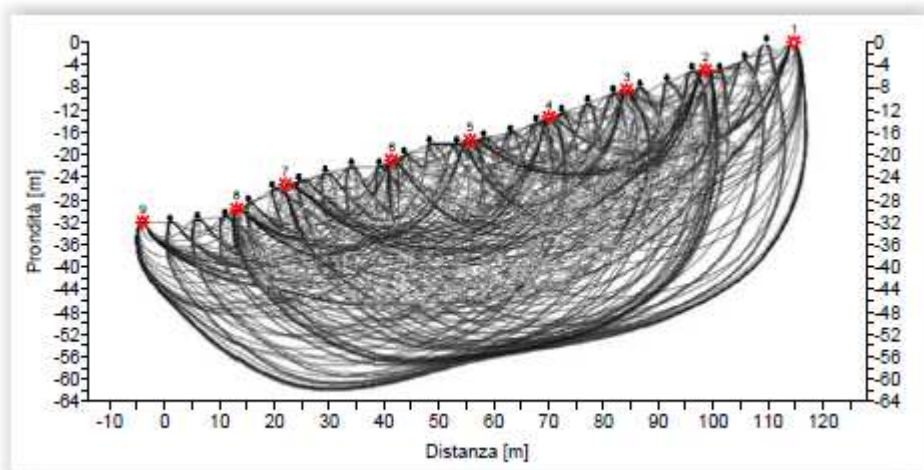
L'interpretazione delle dromocrone consente di ricavare delle sezioni sismiche che schematizzano la distribuzione della velocità in funzione della profondità.



Dall'analisi delle dromocrone è possibile definire il numero dei sismostrati presenti nel sottosuolo (ovviamente per la finestra temporale adottata che è funzione della lunghezza dello stendimento e della quantità di energia utilizzata). E' importante sottolineare che la sismica a rifrazione funziona solo per velocità crescenti. L'interpretazione per la risoluzione geometrica dei sismostrati (profondità e velocità) si avvale di diverse metodologie di calcolo dalle più semplici procedure dirette (Hagedoorn, 1959; Barry, 1967), seguendo le leggi generali dell'ottica, a quelle più complesse sia 1D che 2D che elaborano i dati mediante la tecnica del GRM (Palmer, 1980), del Ray-tracing o della tomografia (Hampson & Russell, 1984; Olsen, 1989). La finalità della tomografia è la dettagliata esplorazione del modello di distribuzione della velocità in un mezzo. Essa si basa sui primi



arrivi ottenuti per set plurimi di coppie sorgente-ricevitore: la sola limitazione è quella che i raggi sismici formino una rete completa e cioè, idealmente, ciascun punto del mezzo investigato dovrebbe essere attraversato dai raggi in tutte le direzioni.



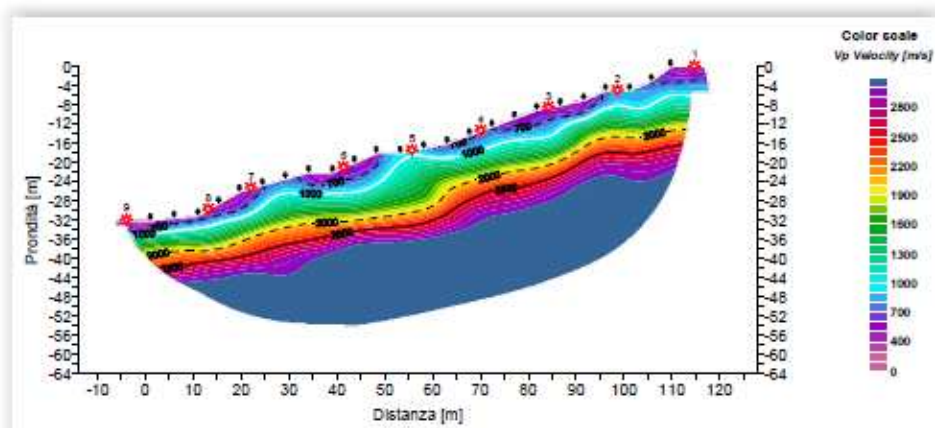
L'analisi dei raggi sismici con un programma di inversione tomografica discretizza il modello fisico e restituisce un modello di distribuzione delle velocità delle onde di compressione P (isotache espresse in

m/s) coerente con il modello geologico del sottosuolo.

Il metodo può essere utilizzato per numerose applicazioni, tra cui:

- definire la profondità e la geometria del substrato lapideo;
- caratterizzare le zone di frana,
- definire la classificazione sismica dei suoli (V_{s30} , microzonazione sismica),
- valutare le caratteristiche di deformabilità dei terreni e di rilevati (grado di addensamento);
- valutare il grado di ammaloramento di strutture in calcestruzzo;
- valutare l'escavabilità di rocce e terreni.

Per l'elaborazione dei dati si è utilizzato il Software Rayfract, prodotto dalla Intelligent Resource inc., che effettua l'inversione di dati sismici attraverso due fasi distinte. Nella prima fase l'inversione avviene con il metodo Delta T+V (Gebrande and Miller 1985), che si basa sulla ricostruzione di velocità per ogni CMP (common midpoint). Questo metodo permette di ottenere un modello del campo di velocità indagato immettendo solo dati geometrici, topografici e primi arrivi. Il software permette quindi di effettuare un controllo sul modello proveniente dall'inversione tramite l'algoritmo di "forward modelling", che permette di ricostruire le dromocrone relative al nuovo modello consentendo, ad esempio, di evidenziare zone con scadente modellizzazione, errori di picking, ecc.



La fase successiva consiste nel perfezionamento del modello ottenuto tramite il Wavepath Eikonal Travelttime tomography processing (Schuster 1993 – Geophysics –

September 1993 – Volume 58, Issue 9, pp. 1341 – 1323; Watanabe – SEG meeting 1999), che rappresenta una vera e propria inversione tomografica tramite il tracciato di raggi e la ricostruzione del fronte d'onda generato tenendo conto della frequenza del segnale utilizzato, con una soluzione alle differenze finite dell'equazione eiconale. Tale inversione non presenta le limitazioni evidenziate nel metodo Delta T+V, e permette di ottenere un modello di velocità altamente affidabile.

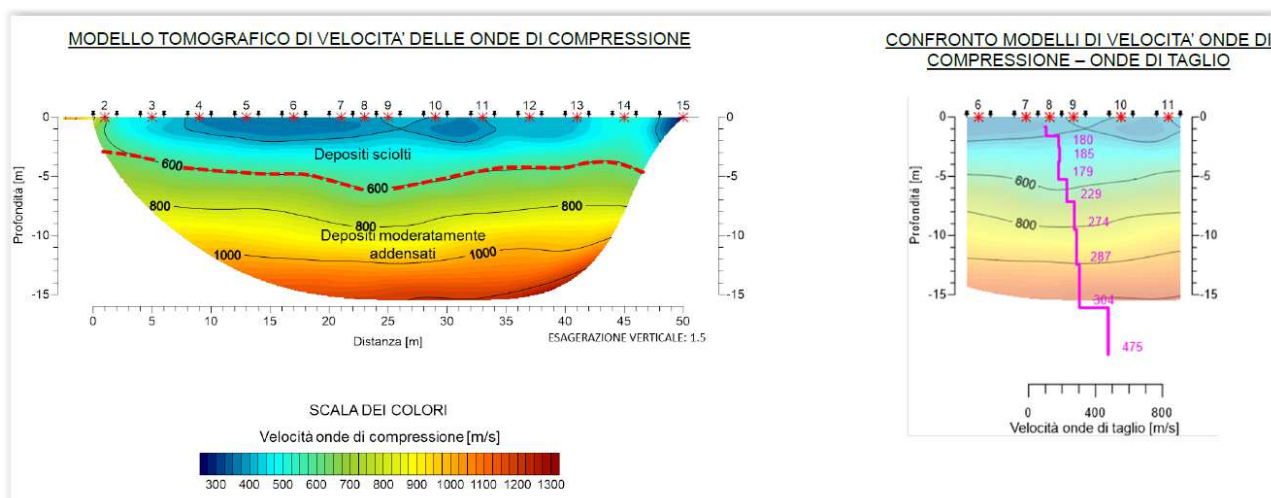
La prospezione sismica con elaborazione tomografica, effettuata secondo le giuste prescrizioni tecniche, permette di mettere in risalto fenomeni di anisotropia anche in presenza di un orizzonte apparentemente omogeneo.

23

I dati relativi all'indagine sismica per onde di superficie sono stati elaborati con il software Surfseis V. 4.2 (Kansas University, USA), che analizza la curva di dispersione sperimentale per le onde di Rayleigh. L'inversione numerica della curva, secondo un processo iterativo ai minimi quadrati, consente di ottenere un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo.

4.2. Risultati delle indagini

Nella figura a pagina seguente è illustrata la mappa di distribuzione delle velocità delle onde di compressione (VP) per la sezione acquisita; il modello tomografico di VP è riportato anche nel testo per una migliore comprensione dei risultati.



Il modello sismostratigrafico individuato identifica due unità:



- un sismostrato superficiale caratterizzato da velocità delle onde di compressione inferiori a 600 m/s (colore azzurro). Tale sismostrato individua livelli di coperture detritiche sciolte o coltri di alterazione caratterizzate da scadenti caratteristiche meccaniche.
- Un secondo sismostrato, materializzato da un moderato incremento nel gradiente di velocità, con velocità delle onde di compressione crescenti da 600 m/s a circa 1300 m/s (colore giallo-rosso).

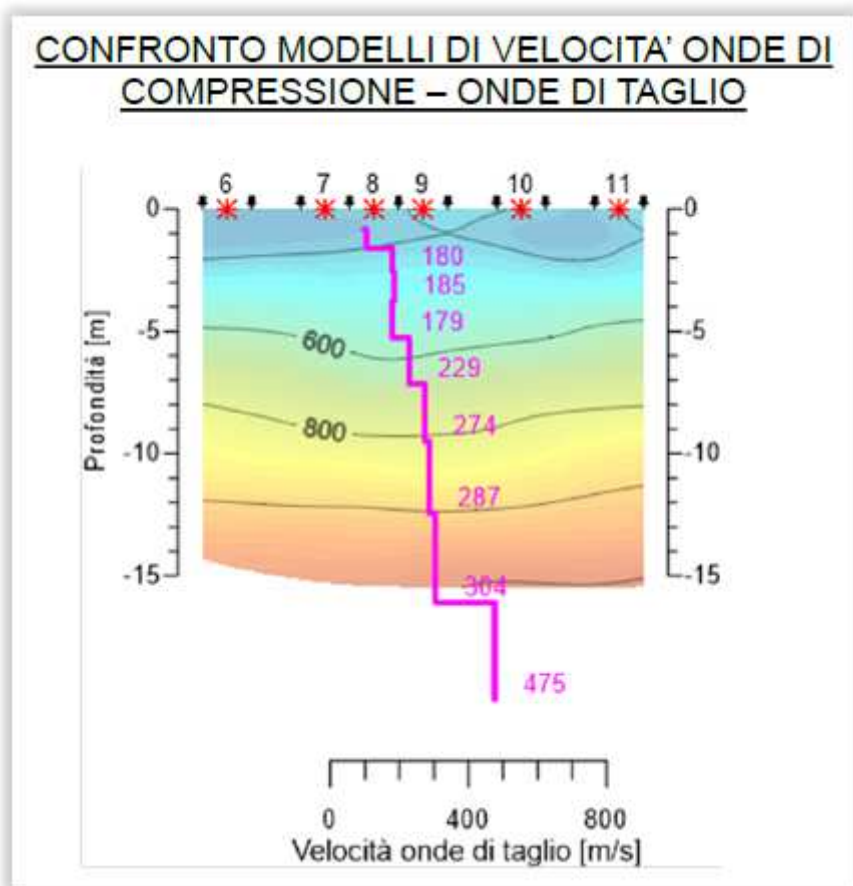
Sono rappresentati da questo sismostrato depositi grossolani caratterizzati da addensamento medio o depositi fini mediamente consistenti.

Lo stendimento sismico realizzato è stato utilizzato anche per la caratterizzazione di sito mediante onde di superficie (metodo MASW).

Sono state effettuate due basi di energizzazione ad una distanza pari a 4 metri dagli estremi dello stendimento. Nella figura seguente è illustrato un confronto tra la mappa di distribuzione delle



velocità delle onde di compressione (VP) ed il modello sismostratigrafico ricavato dall'elaborazione dei dati mediante il metodo MASW.



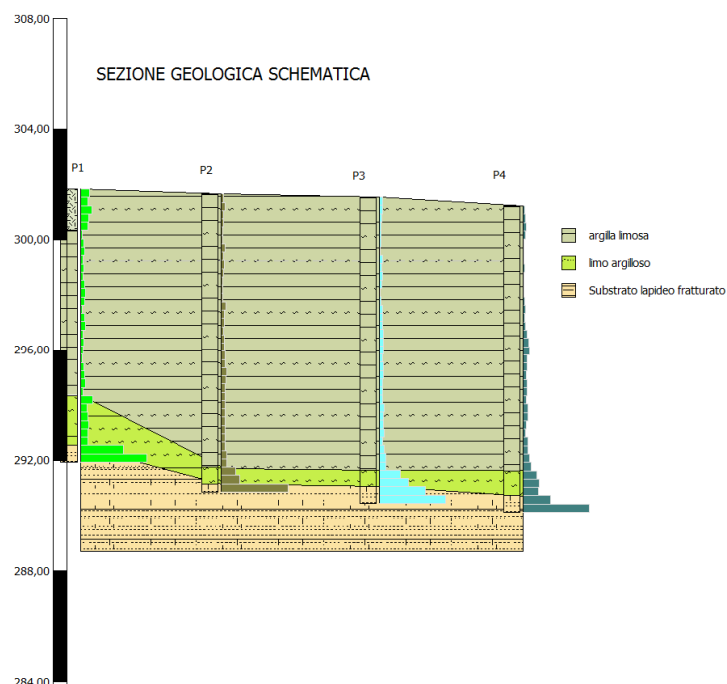
25

Anche i diagrammi ed i dati numerici relativi alle prove penetrometriche dinamiche, evidenziano la successione di più unità geotecniche, caratterizzate da differente resistenza alla penetrazione.

In nessuna delle prove è stata osservata la presenza di una falda, o presunta tale, anche se, non è da escludere che esistano falde locali sospese nei termini a maggior granulometria.

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche dei materiali attraversati, si rimanda agli allegati alla presente relazione. E' da considerare in ogni caso, come i parametri geotecnici indicati, siano ricavati da interpolazioni empiriche basate sui risultati del sondaggio geognostico e pertanto sia opportuno operare un'adeguata ponderazione degli stessi e delle ipotesi progettuali effettuate.

I diagrammi ed i dati numerici relativi alle prove S.C.P.T. evidenziano la successione di n° 3 unità geotecniche, caratterizzate da differente resistenza alla penetrazione.



Volendo parametrizzare i diversi termini osservati nel sondaggio, possiamo pervenire alla sottostante tabella, che indica i principali parametri geotecnici delle terre.

26

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Litotipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
9,6	1,59	4,25	Coesivo	A	1,55	1,85	0,74	1,15	1,83	argilla limosa
10,5	21,42	22,66	Coesivo	B	2,12	2,21	1,58	1,15	24,63	limo argilloso
11,1	41	68,52	Coesivo	C	2,5	2,5	1,75	1,15	47,15	Substrato lapideo fratturato

LITOTIPO A – ARGILLA LIMOSA

Strato con bassissima resistenza alla penetrazione (valori di N_{SPT} di < 5 colpi/piede), in base alla classificazione AGI può essere definito come *Privo di consistenza*.

LITOTIPO B – LIMO ARGILLOSO

Livello più resistente che prelude il rifiuto strumentale, ha valori di $N_{SPT} > 25$ colpi/piede, si presenta molto consistente.



5. CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI – FORMULE STATICHE

5.1. Normative di riferimento e dati di progetto

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

Sono state eseguite le verifiche dimensionali delle fondazioni ipotizzando dei plinti aventi i seguenti parametri dimensionali:

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	2,5 m
Lunghezza fondazione	2,5 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	2,0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,2/0,2 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,023
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,284
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0046
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,07

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1



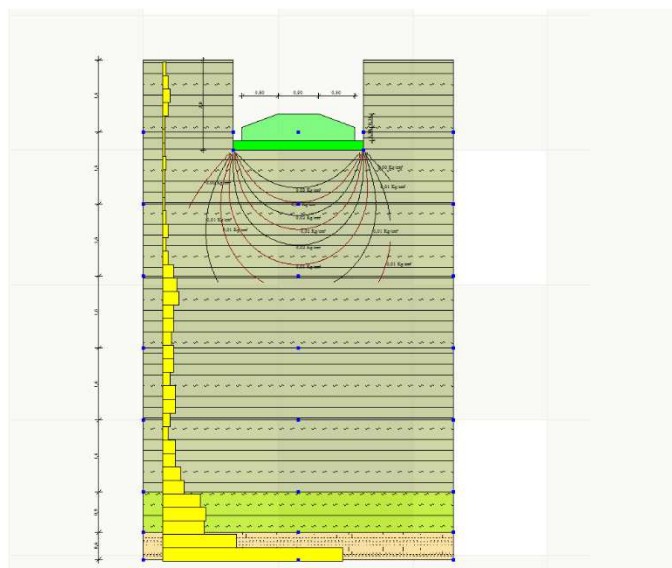
S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,15	2,58	0,16
S.L.D.	50,0	0,18	2,55	0,17
S.L.V.	475,0	0,37	2,63	0,28
S.L.C.	975,0	0,45	2,65	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,225	0,2	0,0046	0,0023
S.L.D.	0,27	0,2	0,0055	0,0028
S.L.V.	0,555	0,2	0,0113	0,0057
S.L.C.	0,675	0,2	0,0138	0,0069



STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1,6	1550,0	1850,0	0,0	0,0	0,11	18,3	20,46	0,0	0,0	0,0	Argilla limosa
1,6	1550,0	1850,0	0,0	0,0	0,11	18,3	20,46	0,0	0,0	0,0	Argilla limosa
1,6	1550,0	1850,0	0,0	0,0	0,11	18,3	20,46	0,0	0,0	0,0	Argilla limosa
1,6	1550,0	1850,0	0,0	0,0	0,11	18,3	20,46	0,0	0,0	0,0	Argilla limosa
1,6	1550,0	1850,0	0,0	0,0	0,11	18,3	20,46	0,0	0,0	0,0	Argilla limosa
1,6	1550,0	1850,0	0,0	0,0	0,11	18,3	20,46	0,0	0,0	0,0	Argilla limosa
0,9	2120,0	2210,0	0,0	0,0	1,66	246,3	253,0	0,0	0,0	0,0	Limo argilloso
0,6	2500,0	2500,0	0,0	0,0	3,18	471,5	482,69	0,0	0,0	0,0	Substrato roccioso fratturato



Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	0,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	0,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	0,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	0,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	0,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1	1
2	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	Si	1	1	1	1	1	1	1
5	Si	1	1	1	1	1	1	1

5.2. Carico limite di fondazioni su terreni

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Individuato il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione d'equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione d'equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad un'equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo d'attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2) - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B è pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) è $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno.



L'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

31

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale $q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$

Carico inclinato $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_j che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.



La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

32

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

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



Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

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

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

Dove:

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

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

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

33

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



A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	1,2 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,2 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	1,19 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,19 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	1,05 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,05 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1,2 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,2 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1,05 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,05 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	0,97 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,54 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	0,95 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,53 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	0,85 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,47 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	0,97 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,54 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	0,85 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,47 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	0,97 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,54 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	0,95 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,53 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	0,85 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,47 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	0,97 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,54 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	0,85 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,47 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Come possiamo vedere dall'allegata relazione di calcolo, i valori di capacità portante sono ridotti.

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

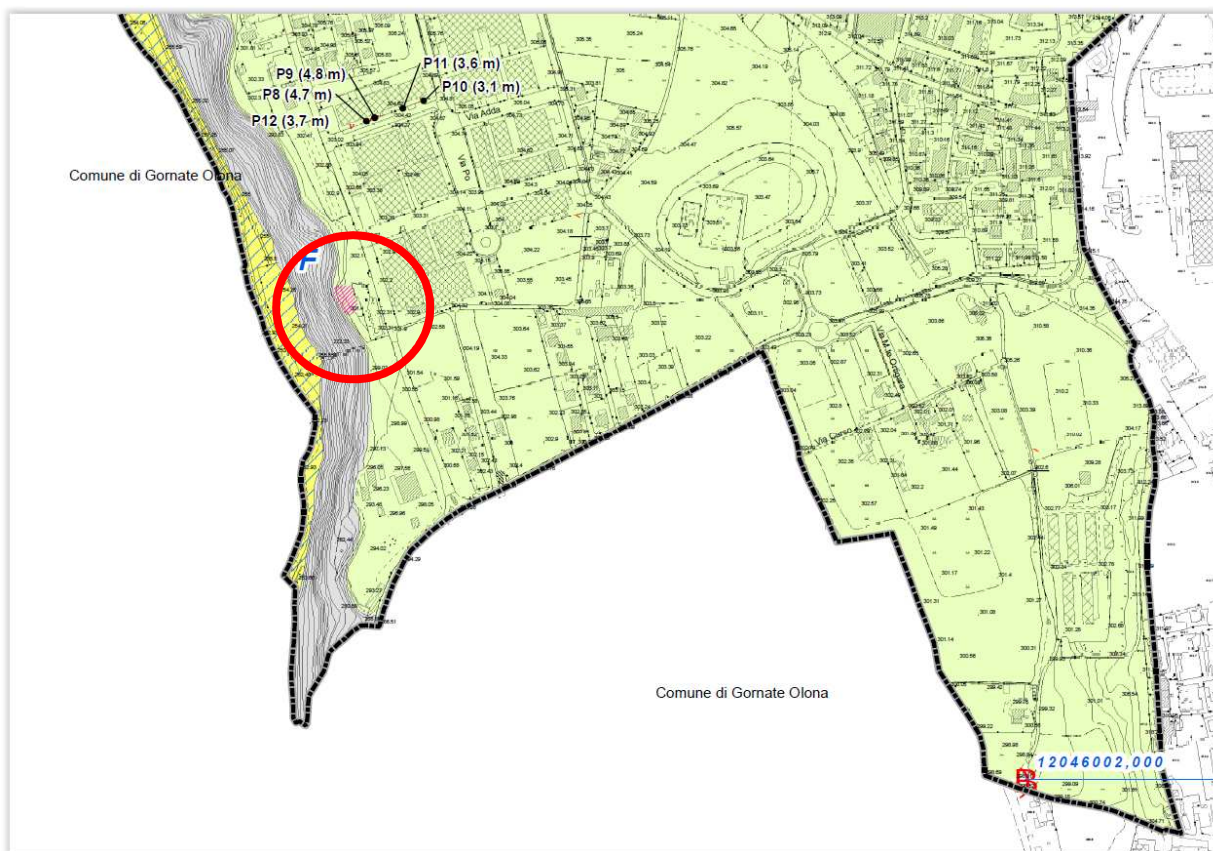
Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	0,85 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	0,47 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	0,28 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3,05
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	0,34 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

Anche la carta geotecnica allegata al PGT del Comune di Castiglione Olona, evidenzia questa situazione di scarsa portanza aggravata, probabilmente, anche dalla presenza di un riporto antropico.



40


	<p>UNITA' C: ghiaie ciottolose a supporto di matrice sabbiosa o sabbioso-limosa</p> <p>Litologia prevalente: ghiaie poligeniche passanti a ghiaie ciottolose a supporto clastico, localmente a supporto di matrice sabbiosa o sabbioso-limosa; frequenti irregolari intercalazioni di livelli sabbiosi; localmente occorrenza di livelli cementati o lenti limoso/argillose discontinue.</p> <p>Pedologia: suoli molto profondi, con scheletro comune, tessitura da media a moderatamente fine, a drenaggio da mediocre a rapido e permeabilità da moderata a moderatamente elevata. Substrato costituito da ghiaie e ciottoli parzialmente alterati, in matrice sabbioso limosa, di origine fluvio-glaciale, con pietrosità superficiale elevata</p> <p>Formazione geologica: depositi fluvio-glaciali wurmiani ed alluvioni antiche terrazzate.</p> <p>Morfologia: terrazzi fluvio-glaciali intermedi stabili (Wurm, Riss p.p.) dell'alta pianura ghiaiosa e lembi terrazzati antichi erosi, ribassati rispetto ai pianalti mindeliani, ma rilevati rispetto al livello fondamentale della pianura con quota media di 315 m. s.l.m. e pendenza media del 1,9%; valli alluvionali corrispondenti ai piani di divagazione di corsi d'acqua fossili del reticolato idrografico olocenico con terrazzi fluviali stabili a morfologia ondulata delimitati da scarpate erosive evidenti.</p> <p>Classificazione ASTM: GW, GW-GP, GC-GM, GM (CL-ML).</p> <p>Caratteristiche tecniche generali: terreni a comportamento prevalentemente incoerente con stato di addensamento variabile, generalmente buono. Al di sotto del primo strato a caratteristiche tecniche mediocri o scadenti (con spessore fino a 2-3 metri p.c.) le caratteristiche tecniche sono buone, con valori di capacità portante discreti e limitata possibilità di cedimenti.</p> <p>Problematiche: da valutare con attenzione la portanza dei terreni interessati da manufatti importanti ed il contributo delle acque occasionalmente circolanti in superficie; vulnerabilità medio-alta dell'acquifero captato ad uso idropotabile</p>
---	---

Figura 11 - Estratto Carta geotecnica - PGT Comune di Castiglione Olona



6. CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

6.1. Cedimenti edometrici

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

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

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

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

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

41

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

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

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

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

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



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

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);

la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;

il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

42

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

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

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

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



CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	0,28 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	10,0
Distanza 1,25	m
Angolo	90 °
Cedimento totale	0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,6	0,403	0	Edometrico	0	--	0
3	4	0,62	0	Edometrico	0	--	0
4	5,6	0,868	0	Edometrico	0	--	0
5	7,2	1,116	0	Edometrico	0	--	0
6	8,8	1,364	0	Edometrico	0	--	0
7	10,05	1,583	0	Edometrico	0	--	0
8	10,8	1,754	0	Edometrico	0	--	0

6.2 Cedimenti elastici

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

43

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_j = 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:

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

44

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.

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0,3 Kg/cm ²
Spessore strato	9,0 m
Profondità substrato roccioso	30,0 m
Modulo Elastico	18,3 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25



Coefficiente di influenza I1	0,46
Coefficiente di influenza I2	0,02
Coefficiente di influenza Is	0,48
=====	
Cedimento al centro della fondazione	1,05 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,37
Coefficiente di influenza I2	0,05
Coefficiente di influenza Is	0,4
Cedimento al bordo	0,44 mm
=====	

6.3 Cedimenti di Burland e Burbidge

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1,706}{N_{AV}^{1,4}}$$

45

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0,5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1,25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s , f_H ed f_t sono rispettivamente:



$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	0,3 Kg/cm ²
Tempo	10,0
Profondità significativa Zi (m)	2,09
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	11,71429
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,405
Indice di compressibilità	0,054
Cedimento	1,329 mm

46

Come abbiamo visto nelle diverse simulazioni sopradescritte e con i ridotti carichi ipotizzati, perveniamo a valori di cedimento simili e compatibili con i valori generalmente accettati (< 2,5 cm).



7. INDICAZIONI PER IL PROGETTO SISMICO DEGLI EDIFICI

L'effetto che il terremoto provoca sulle strutture si può ricondurre ad un movimento del terreno su cui è fondato l'edificio. Il suolo a sua volta determina nella struttura l'innesco di una serie di accelerazioni la cui intensità è funzione dell'entità della vibrazione sismica, *della natura geologica del terreno*, e delle caratteristiche dei materiali impiegati.

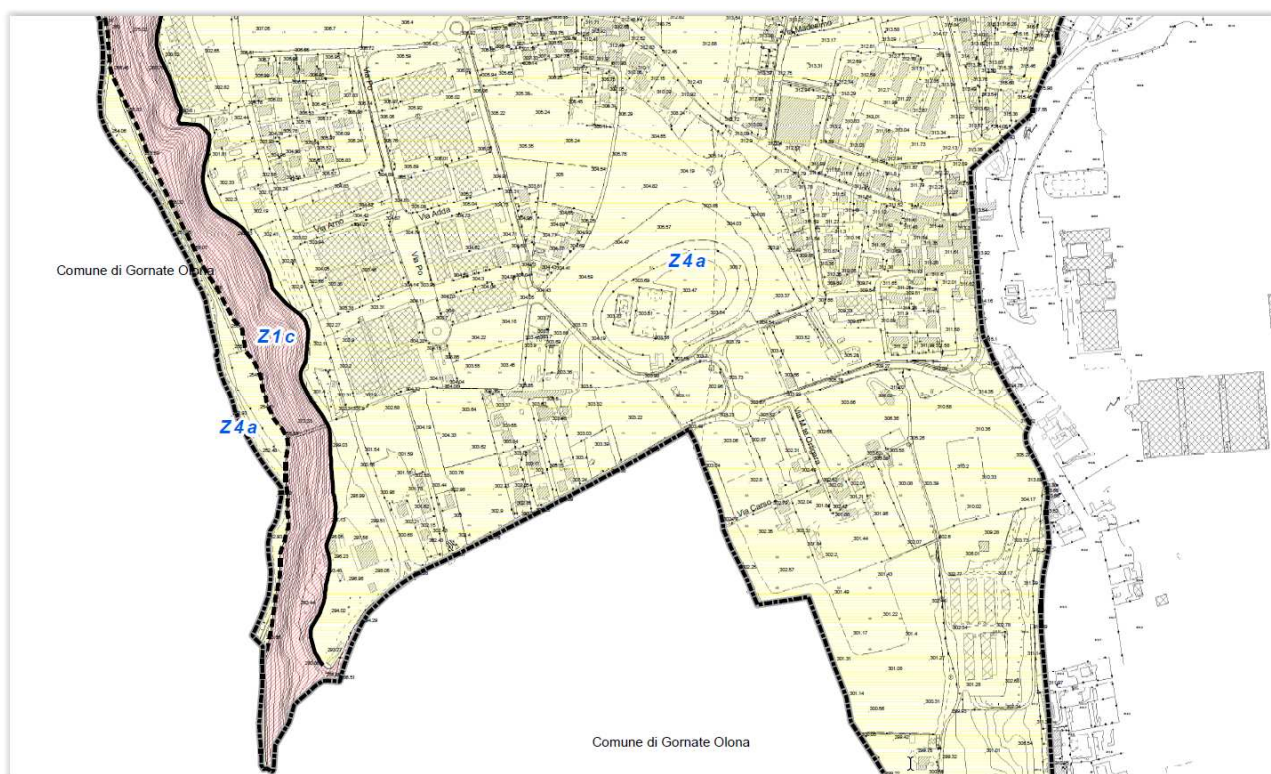


Figura 12 - Estratto della carta della Pericolosità Sismica Locale - PGT Comune Castiglione Olona

In base alla normativa italiana è possibile schematizzare l'azione sismica come un insieme di forze orizzontali statiche; in questo modo possiamo effettuare un'analisi del fenomeno di tipo statico (limitata ad alcune tipologie strutturali) o di tipo dinamico (sempre applicabile). Il progettista, deve garantire per le strutture in progetto, alcune prestazioni in caso si verifichi un evento sismico. In particolare la struttura progettata dovrà garantire un certo comportamento per azioni che si possono verificare una sola volta in un lasso di tempo lungo (sisma grave), ed un diverso tipo di



comportamento per azioni che invece si possono verificare ad intervalli temporali più brevi (sisma lieve).

Nel primo caso la struttura, pur potendo riportare danni anche gravissimi agli elementi non portanti, deve in ogni modo garantire l'equilibrio statico, cioè non collassare. Nella seconda ipotesi invece, non dovranno verificarsi per la stessa, alcun tipo di danno.

E' importante osservare come la nuova normativa ha modificato completamente il modo di considerare l'accelerazione sismica sulla struttura, definendola ora tramite la rappresentazione grafica dello spettro di risposta. Questo è funzione del livello di sismicità della zona, delle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, mentre non dipende dalla tipologia strutturale.

Nell'Ordinanza P.C.M. sono state definite quattro zone sismiche distinte in base all'accelerazione al suolo (la Lombardia è inserita in zona IV):

Zona	Accelerazione al suolo
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

Al fine di determinare poi l'azione sismica in funzione delle caratteristiche del sito, sono state individuate 5 diverse tipologie di terreno:

Cat. Suolo	Tipo	N_{spt}	C_u (kPa)	Velocità diffusione onde sismiche (*)
A	Suoli omogenei molto rigidi			$V_{s30} > 800 \text{ m/s}$
B	Sabbie molto addensate	$N_{spt} > 50$	$C_u > 250$	$360 \text{ m/s} < V_{s30} < 800 \text{ m/s}$
C	Sabbie mediamente addensate	$15 < N_{spt} < 50$	$70 < C_u < 250$	$180 \text{ m/s} < V_{s30} < 360 \text{ m/s}$
D	Terreni granulari poco addensati	$N_{spt} < 15$	$C_u < 70$	$V_{s30} < 180 \text{ m/s}$
E	Terreni a strati superficiali alluvionali			V_{s30} come C o D nello strato superficiale (spessore tra 5 e 20 m) e come A nel substrato

(*) Velocità media di propagazione entro i primi 30 m di profondità a partire dal piano di posa delle fondazioni della struttura, delle onde sismiche di taglio.



Premesso sinteticamente quanto sopra, nella progettazione delle fondazioni dirette si dovranno osservare le seguenti fasi:

1. Scelta del piano di posa;
2. Calcolo del carico limite;
3. Calcolo dei cedimenti;
4. Calcolo della fondazione.

L'Ordinanza ha distinto poi le strutture in base al sistema costruttivo che le caratterizza distinguendo:

- Edifici con struttura in cemento armato;
- Edifici con struttura in acciaio;
- Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo;
- Edifici con struttura in muratura;
- Edifici con struttura in legno;
- Edifici isolati;
- Edifici esistenti;

definendo poi per gli stessi la:

- tipologia strutturale;
- Classe di duttilità;
- Tipologia di edificio.

49

Con il presente paragrafo, forniremo le indicazioni necessarie al progettista strutturale in merito alla tipologia di terreno su cui poggierà l'edificio in progetto. Secondo le correlazioni di Otha e Goto, applicabili esclusivamente a terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi, vediamo come il terreno sia inscrivibile nella **categoria C (sabbie mediamente addensate)**.

In base ai dati ottenuti dalle prove penetrometriche, interpretati secondo il Metodo del C.N.R.

- GNDT Da Seed e Idriss, tali terreni non sono soggetti a possibili fenomeni di liquefazione.



VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	0,90	80,00	155,127	0,177	0,177	0,000	0,000	0,00	
2	2,40	46,00	67,943	0,451	0,451	0,018	564,033	31039,58	Livello non liquefacibile
3	3,60	101,00	123,948	0,685	0,685	0,018	37907,080	2125778,00	Livello non liquefacibile
4	4,80	101,00	106,017	0,920	0,920	0,017	12696,640	725821,00	Livello non liquefacibile

Verificando la Carta della Pericolosità sismica locale allegata al Piano di Governo del Territorio del Comune di Somma Lombardo, possiamo vedere che l'area è ricompresa nella zona **Z4a – Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali o fluvioglaciali granulari.**

Considerato comunque il tipo di struttura in progetto, non è necessario predisporre un'indagine sismica di 2° livello.

Z4a	Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali granulari e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi: aree subpianeggianti a geometria nastriforme della piana alluvionale attuale e recente del Fiume Olona e terrazzi alluvionali stabili antichi affrancati dall'idromorfia sospesi rispetto al fondovalle attuale delimitati da scarpate erosive spesso oblitrate dalle modificazioni antropiche	Amplificazioni litologiche e geometriche	H2	II ^a solo nel caso di costruzioni di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003 (o per interventi di ampliamento qualora si tratti di edifici già esistenti) ferma restando la facoltà del Comune di estenderlo anche alle altre categorie di edifici; III ^a livello quando, a seguito dell'applicazione del II ^a livello la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (fattore di amplificazione F_s calcolato superiore a F_s di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano); in alternativa all'approfondimenti di III ^a livello è possibile utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre: aree a bassa acclività corrispondenti alle zone di piede versante costituenti il raccordo collina-pianura, con presenza di piccoli edifici di conoide detritico-torrentizia e falde detritico-colluviali connesse ai processi di degradazione e dilavamento dei versanti o di con relitti di antichi scaricatori.		H2	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (comprese le coltri loessiche): morene depresse del Diluvium antico (pianalto a "Ferretto" o morenico-fluvioglaciale Mindel)		H2	

Figura 13 - Estratto della Legenda della Carta Pericolosità Sismica Locale - PGT Comune Castiglione Olona

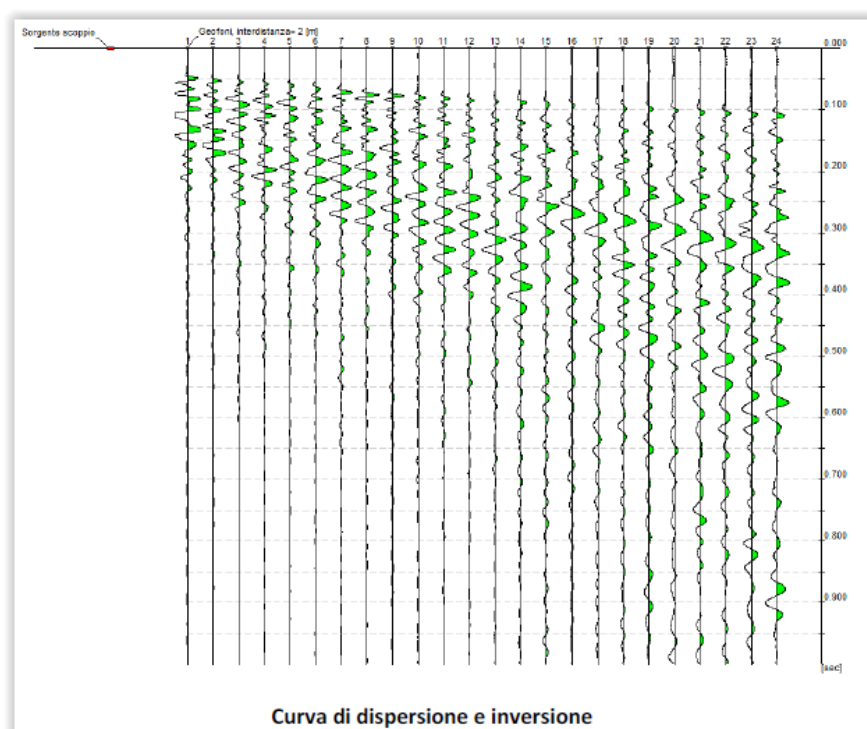


7.1 Indagine sismica MASW 30

La prova MASW permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali o di Rayleigh, che rappresentano più di due terzi dell'energia sismica generata nel corso di una prova.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

1. acquisizione dei dati di campo rappresentati dalle onde superficiali;
2. costruzione della curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale che descrive la variazione di v_s con la profondità.



Per ottenere un profilo della velocità delle onde sismiche di taglio (v_s) bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Le onde di superficie sono state generate tramite una mazza di 8 Kg battente su piattello metallico posta ad una distanza



compresa tra m 5 e 15 dai geofoni esterni dello stendimento effettuando più energizzazioni; per la registrazione sono stati utilizzati geofoni da 4,5 Hz collegati ad un sismografo ECHO12-24/2010 a 24 canali della AMBRO-GEO.

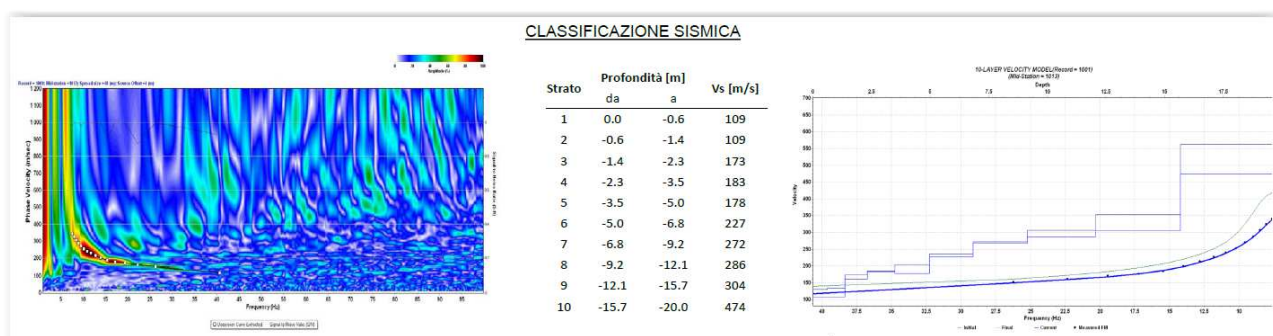
L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 2 m.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

Il modello sismostratigrafico osservato dall'analisi dei dati sismici per onde di superficie conferma in sintesi la valutazione stratigrafica proposta dai risultati dell'indagine a rifrazione evidenziando la presenza di:

- un livello di materiali sciolti in spessori pari a c.ca 5 metri (velocità onde di taglio $110 \div 180$ m/s);
- un secondo sismostrato caratterizzato da materiali a bassa rigidità esteso fino a circa 15 metri da p.c. (velocità onde di taglio $230 \div 300$ m/s);
- un terzo sismostrato costituito da materiali a rigidità medio-alta definito da velocità delle onde di taglio superiori a 470 m/s.

52



Suolo di tipo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT, 30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u, 30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).



8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI TECNICHE.

Alla luce di quanto emerso dal rilevamento di campagna, dall'analisi delle indagini geognostiche effettuate e dei dati ricavati da lavori precedenti, si evidenziano i seguenti fattori limitanti:

- A.** presenza di materiale privo di consistenza con uno spessore di almeno sei metri. Tale materiale potrebbe essere in parte di origine antropica;
- B.** Intervento in prossimità di una scarpata ad elevata pendenza;
- C.** Presenza di un importante impluvio al margine meridionale del lotto d'intervento.

Premesso quanto sopra, si esprimono le seguenti prescrizioni:

- A. Le fondazioni dovranno essere impostate al di sotto dello strato più superficiale privo di consistenza. La tensione ammissibile, ipotizzando dei plinti di fondazione impostati ad almeno 2 metri di profondità, non dovrà essere superiore a 0,3 kg/cmq. Preliminarmente alla realizzazione delle pavimentazioni su cui poggeranno i cassoni, si dovrà provvedere a bonificare il terreno anche mediante una sostituzione dello stesso;
- B. Tenuto conto che l'ampliamento è realizzato in prossimità di una scarpata ad elevata pendenza;
- C. In situazioni morfologiche come la presente, è importante operare una corretta regimazione delle acque superficiali dato che, specialmente in occasione di precipitazioni particolarmente intense, possono innescare importanti fenomeni gravitativi. Il canale di guardia esistente lungo il confine, dovrà essere mantenuto in funzione, operando anche una corretta impermeabilizzazione del fondo oltre ad una periodica manutenzione delle tombinature. Per quanto riguarda il pozzo esistente a sud, dovrà essere allontanato dal ciglio della scarpata o comunque verificata la corretta tenuta. Le nuove pavimentazioni dovranno preferibilmente convogliare le acque verso l'interno dell'insediamento. Le nuove condotte di raccolta delle acque meteoriche e quelle provenienti dai piazzali, dovranno essere a perfetta tenuta in modo tale da evitare pericolosi flussi sotterranei verso la scarpata.



GEO.LOGO
Studio di Geologia

Dott. Marco Cinotti

L'esatta valutazione dei valori di portata ammissibile e dei cedimenti, essendo legati anche alle caratteristiche geometriche e al tipo di fondazioni prescelte, è comunque rinviata al progettista che potrà avvalersi dei dati fornitigli e delle ipotesi progettuali effettuate.

Il sottoscritto progettista, si riserva in ogni caso la possibilità di verificare, durante le operazioni di scavo e consolidamento, la rispondenza delle ipotesi fatte nel presente studio, suggerendo eventuali modifiche e/o accorgimenti che si rendessero necessari.

Busto Arsizio, Febbraio 2017

Il progettista
Dott. Geol. Marco Cinotti

