

P.A. denominato "COMPARTO 9"

RELAZIONE GEOLOGICA:
PROVE PENETROMETRICHE

ALLEGATO "F"

PROGETTISTI:

BENTIVEGNA Arch. TIZIANA
Via C. Battisti, 88 -20862 Arcore -

TITTA Geom. PIERLUIGI
Via C. Battisti, 88 -20862 Arcore -

PROPRIETARI:

Sig.ra Patrizia FRIGERIO

Sig.ra Giovanna Carla GELMINI

Sig. Carlo MARIANI

Sig.ra Silvana COLOMBO

Sig. Sergio Enzo OGLIARI

Sig. Alberto VILLA

Sig.ra Giovanna VILLA

Sig.ra Rosaria VILLA

ORDINE DEGLI ARCHITETTI,
PIANIFICATORI, PAESAGGISTI E
CONSERVATORI DELLA PROVINCIA
DI MONZA E DELLA BRIANZA

BENTIVEGNA
ARCHITETTO
1990



Patrizia Frigerio

Giovanna Carla Gelmini

Carlo Mariani

Silvana Colombo

Sergio Enzo Ogliari

Alberto Villa

Giovanna Villa

Rosaria Villa

Architettura Ambiente & Design srl



RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DEL NUOVO PIANO ATTUATIVO DENOMINATO COMPARTO 9 IN VIA MONVISO NEL COMUNE DI MONZA

Monza, maggio 2017

A cura di: Dott. Geol. R. Cortiana
Dott. Geol. F. Valentini



INDICE

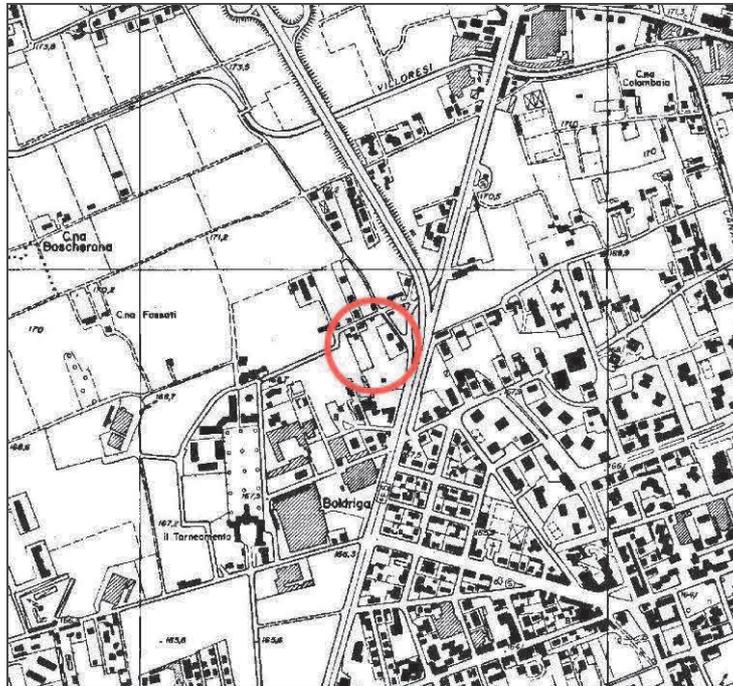
1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	5
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	6
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	7
4.1	Classificazione nazionale	7
4.2	Classificazione regionale.....	9
4.3	Progettazione antisismica	10
5	INDAGINE SISMICA	15
6	ANALISI RISCHIO SISMICO	18
6.1	Analisi di I livello	18
6.2	Analisi di II livello	18
7	ESAMA CARTOGRAFIA TEMATICA.....	20
8	INDAGINE GEOGNOSTICA APRILE 2014	22
9	INDAGINE GEOGNOSTICA APRILE 2017	23
10	PARAMETRI GEOTECNICI	25
11	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI	28
11.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	28
11.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	31
12	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....	33
13	CONCLUSIONI.....	34

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE
- PROFILO SISMICO MASW

1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico dello Studio Architettura Ambiente & Design srl con sede in Via Battisti 88 ad Arcore (MB) illustra i risultati di uno studio geologico condotto in un'area situata in via Monviso nel Comune di Monza.



Corografia area di studio

Nell'area in esame è prevista nell'ambito del nuovo Piano Attuativo denominato "Comparto 9 " la realizzazione di 3 nuovi edifici residenziali.



Planimetria intervento in progetto

Scopo della presente relazione è verificare la fattibilità, per quanto attiene le problematiche geologico-tecniche ed idrogeologiche, del nuovo Piano Attuativo "Comparto 9", si tratta in sostanza di verificare, con maggiore puntualità rispetto alle indicazioni generali dettate dalla perizia geologica a supporto del P.G.T. vigente, ed in ottemperanza delle prescrizioni dettate dalla perizia stessa, la fattibilità dell'intervento in oggetto.

Nel mese di aprile 2014 lo STUDIO TECNICO ASSOCIATO (Baroncini dott. geol. Rodolfo & Domenichini dott. geol. Miriam) con sede in Via Romea n° 2283 a CESENA (FC) ha eseguito una campagna di indagini geognostiche, in corrispondenza del lotto 1, consistita nell'esecuzione di cinque prove penetrometriche dinamiche, di due prelievi a percussione e di un'indagine sismica di tipo HVSR per la determinazione della categoria sismica del sottosuolo. Nel mese di aprile 2017, a completamento dell'indagine eseguita, gli scriventi hanno realizzato un'indagine geognostica preliminare consistita nell'esecuzione di 4 prove penetrometriche dinamiche. Le prove sono state eseguite in corrispondenza dei lotti 2 e 3 non interessati dall'indagine del 2014.

Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e alla Circ. 617/09.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

L'area in esame è situata presso il margine inferiore della "alta pianura terrazzata" lombarda che, a grandi linee, è compresa tra la pianura Padana vera e propria a sud e gli anfiteatri morenici della Brianza a nord.

Questa zona è costituita da depositi quaternari abbandonati dalle alluvioni fluvio-glaciali che si sono verificate nei periodi interglaciali separanti le caratteristiche glaciazioni del Pleistocene. Nel Pleistocene dai rilievi alpini scesero grandiose lingue glaciali, con ripetute avanzate e successivi ritiri anche nell'ambito di ciascuna delle tre glaciazioni riconosciute, denominate tradizionalmente dalla più antica: Mindel, Riss e Wurm. Contemporaneamente e successivamente a ciascuna delle grandi invasioni glaciali, corsi d'acqua che scendevano dalle Alpi depositarono le loro ghiaie e sabbie. Si formò una coltre alluvionale che costituisce la parte superficiale del sottosuolo monzese e che ospita la falda acquifera sfruttata per l'approvvigionamento idrico.



Stralcio Carta Geolitologica della Brianza

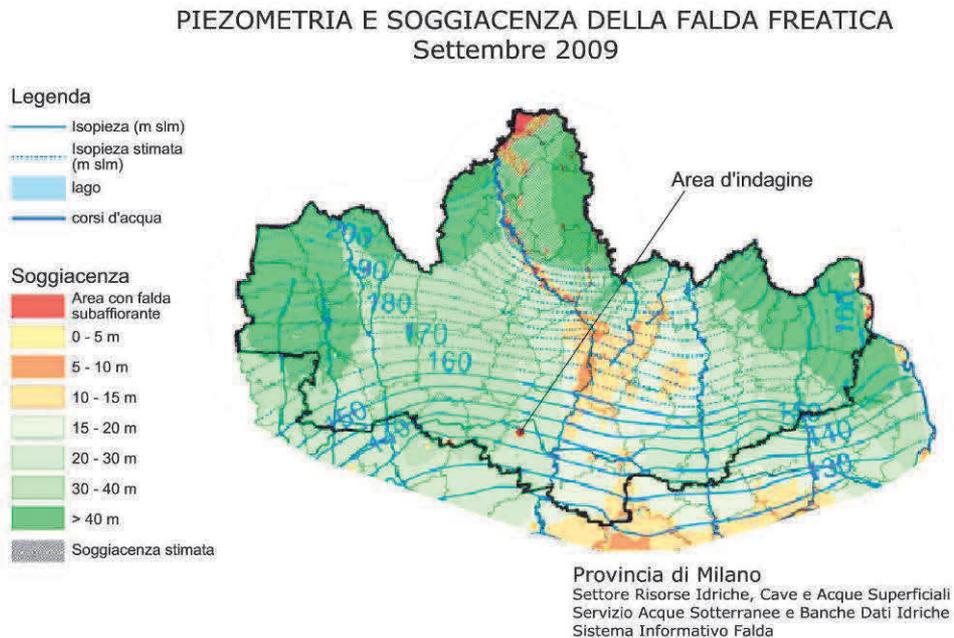
Come si osserva dalla Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (Foglio 45 – Milano), dalla Carta Geologica della Lombardia in scala 1:250.000 e nello stralcio di carta geologica allegata (estratto della Carta Geolitologica della Brianza), la zona in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi fluvio-glaciali appartenenti al Diluvium Recente (Fluvio-glaciale Wurm).

FLUVIOGLACIALE WURM

L'unità fluvio-glaciale Wurm (DILUVIUM RECENTE) è litologicamente costituita da sedimenti ghiaioso-sabbiosi, talvolta con lenti limose o argilloso-limose, che generalmente mostrano caratteristiche d'addensamento discrete. Sono presenti, alle volte, intercalazioni di livelli conglomeratici che raggiungono spessori anche considerevoli e che sono però caratterizzati da una notevole variabilità sia laterale che orizzontale.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dai dati reperiti presso il Sistema Informativo Falda della Provincia di Milano si evince che la quota della superficie freatica è posta ad una profondità compresa tra 20 e 30 m rispetto alla quota di piano campagna.



La presenza di letti e orizzonti poco permeabili che si alternano ad altri con permeabilità maggiore, potrebbe favorire l'instaurarsi di una serie di modeste falde superficiali sospese, anche ipodermiche, a carattere prettamente temporaneo, legate agli eventi meteorici più intensi.

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Le azioni sismiche attese in un certo sito si prevedono, su base probabilistica, tramite la pericolosità sismica che è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la valutazione della pericolosità sismica porta poi alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

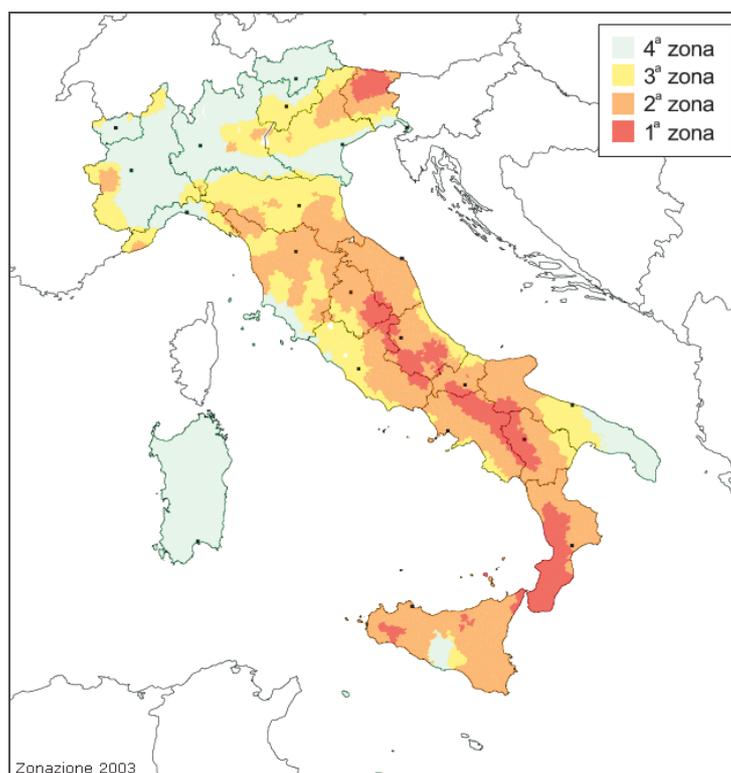
4.1 Classificazione nazionale

OPCM 20 marzo 2003

Sulla base del documento *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale* elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dalla Commissione Naz. Di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi (23 aprile 1997) e successive precisazioni, sono state individuate in tutto il territorio nazionale 4 zone sismiche, secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. La valutazione di a_g è stata calcolata con metodologie internazionali aggiornate periodicamente con procedure trasparenti e riproducibili.

La zonizzazione sismica dell'intero territorio nazionale è stata effettuata secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8/05/03 Supplemento Ordinario n. 72: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ✓ Allegato 1 - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ✓ Allegato 2 - *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*
- ✓ Allegato 3 - *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti*
- ✓ Allegato 4 - *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazioni e di sostegno dei terreni.*



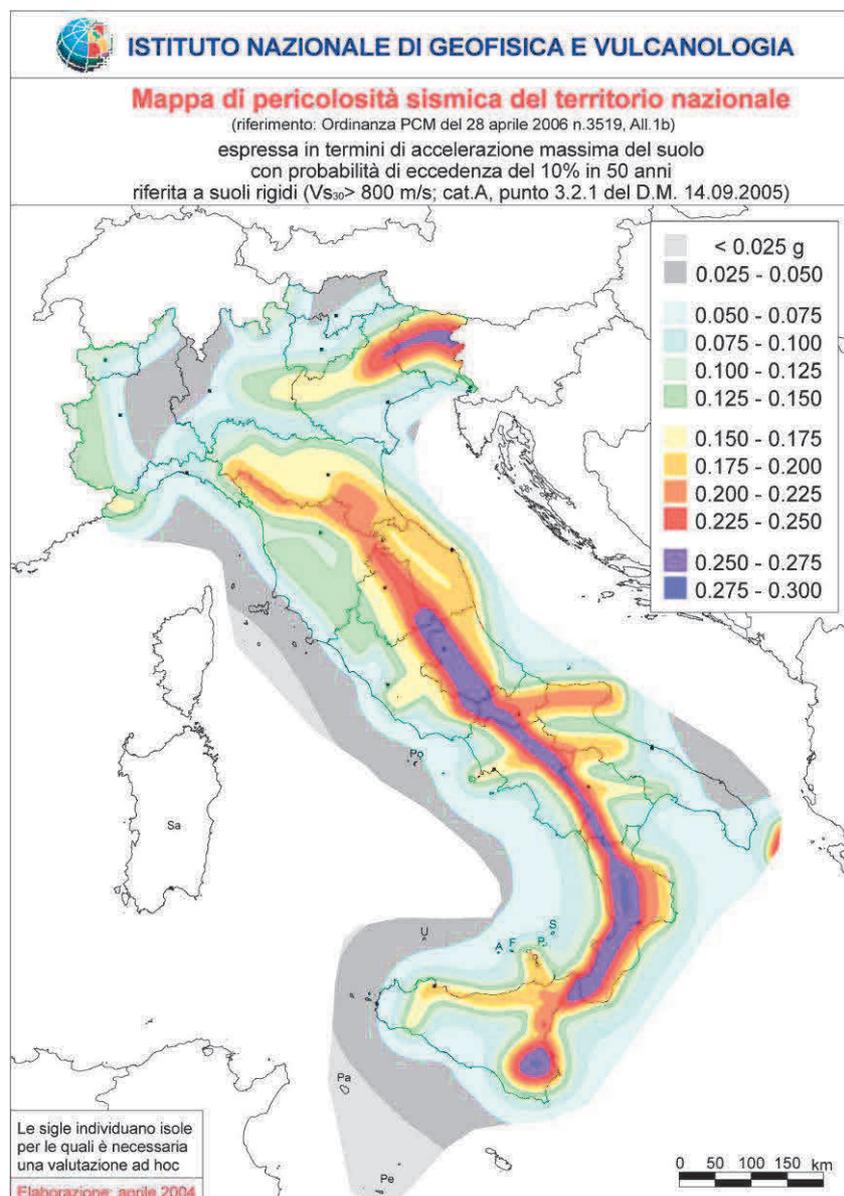
Secondo questa zonizzazione (vedasi figura di seguito riportata) il comune di Monza si trova in **zona 4** (colore verde), cioè nella zona, tra quelle individuate, di minor rischio sismico.

OPCM 28 aprile 2006

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/06 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11/05/06 Serie Generale Anno 147° - n. 108 (*Criteria generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*) adotta come riferimento ufficiale una nuova mappa di pericolosità sismica e definisce i criteri generali per la classificazione delle zone sismiche. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ❖ Allegato 1A - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ❖ Allegato 1B - *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*

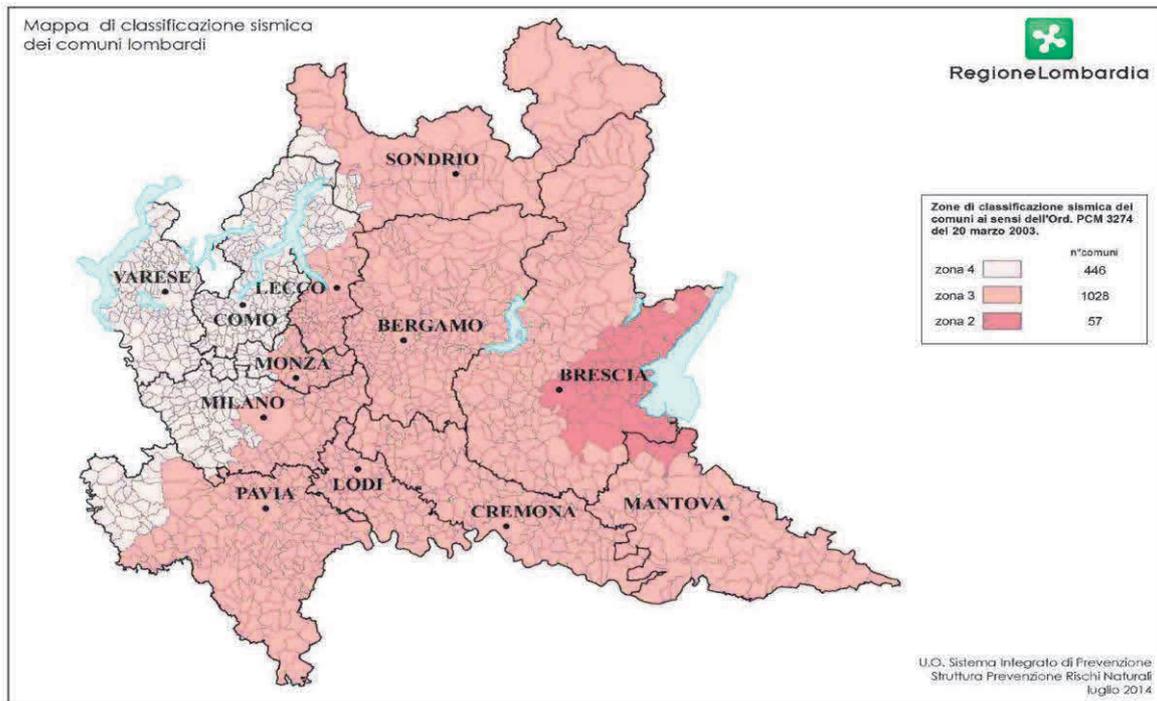
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s).



4.2 Classificazione regionale

D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129

La Regione Lombardia con D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 *Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia* (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d) e pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione in data 16 luglio 2014 ha provveduto alla nuova classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia così come previsto dall'ordinanza **O.P.C.M. 3519/06** "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".



La Regione Lombardia con **D.G.R. 8 ottobre 2015 – n. XI/4144** – *Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 11 luglio 2014, n. 2129* «*Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)* - ha ulteriormente deliberato di differire al 10 aprile 2016 il termine dell'entrata in vigore della D.G.R. 21 luglio 2014, n.2129.

Secondo la nuova classificazione il comune di Monza si trova in **zona 3** caratterizzata da una $AgMax$ pari a 0,058594.

4.3 Progettazione antisismica

D.M. 14 gennaio 2008

Dal 1° luglio 2009 la progettazione antisismica in Italia è regolata dal D.M. 14/01/08 per tutte le zone sismiche e per tutte le tipologie di edifici.

Il D.M. 14 gennaio 2008 (*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*), pubblicato sulla G.U. n. 29 del 04/02/08, in vigore dal 5 marzo 2008, sostituisce il precedente D.M. 14 settembre 2005, fatto salvo il periodo di monitoraggio di 18 mesi di cui al comma 1 dell'art. 20 della L. 28 febbraio 2008, n. 31.

Queste nuove Norme Tecniche per la Costruzioni definiscono i criteri definitivi per la classificazione sismica del territorio nazionale in recepimento del Voto 36 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 27 luglio 2007 (*Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale*); tali criteri prevedono la valutazione dell'azione sismica definita puntualmente al variare del sito e del periodo di ritorno considerati, in termini di accelerazione del suolo a_g e di forma dello spettro di risposta. Costituiscono parte integrante del decreto:

- Allegato A - *Pericolosità sismica*
- Allegato B - *Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.*

Diversamente dalla precedente normativa l'azione sismica non viene più valutata riferendosi ad una zona sismica (territorialmente coincidente con più entità amministrative), ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, ma viene valutata sito per sito e costruzione per costruzione.

Secondo l'allegato A l'azione sismica sulle costruzioni viene valutata a partire da una pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; i risultati dello studio di pericolosità devono essere forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata in funzione delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e morfologiche della superficie; tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo indicate nella tabella 3.2.II, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*, capitolo 3 *Azioni sulle costruzioni* del D.M. 14/01/2008.

Sono state definite cinque classi di terreni (A, B, C, D, E) identificabili in base ai valori della velocità equivalente $V_{S,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. In mancanza di misure di V_s , l'identificazione della categoria di sottosuolo può essere effettuata sulla base dei valori di altre grandezze geotecniche, quali il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica (N_{SPT}) per depositi di terreni prevalentemente a grana grossa e la resistenza non drenata (c_u) per depositi di terreni prevalentemente a grana fine.

In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie di sottosuolo di riferimento:

- A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.
- B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

- 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_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D *Depositi di terreni grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- E *Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con $V_S > 800$ m/s).

La classificazione è effettuata sulla base del parametro $V_{S,30}$ che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata utilizzando la seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (NTC):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*.

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

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. L'area di esame presenta configurazioni superficiali semplici, pertanto è possibile adottare la classificazione riportata in tabella 3.2.IV.

Sulla base dei dati topografici disponibili (riportati in cartografia), l'area rientra mediamente nella categoria **T1** ovvero *Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* .

D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003

La Regione Lombardia con D.G.R. n. 14964 del 7/11/03 prende atto della classificazione fornita in prima applicazione dalla citata ordinanza 3274/03 ed impone l'obbligo della progettazione antisismica per i comuni che ricadono in zona 2, zona 3 ed in zona 4 esclusivamente per gli edifici strategici e rilevanti, così come individuati dal D.D.U.O. n. 19904 del 21/11/03.

D.G.R. n IX/2616 del 30 novembre 2011

Per l'analisi della pericolosità sismica dell'area in esame si è fatto riferimento all'Allegato 5 (*Analisi e valutazione degli effetti sismici di sito in Lombardia finalizzate alla definizione dell'aspetto sismico nei Piani di Governo del Territorio*)

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1 ^a livello fase pianificatoria	2 ^a livello fase pianificatoria	3 ^a livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2 ^a livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2.
Zona sismica 4	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03)	- Nelle aree indagate con il 2 ^a livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Tale allegato illustra la metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale che prevede tre livelli di approfondimento, di seguito sintetizzati:

1° livello, riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti. Questo livello, obbligatorio per tutti i Comuni, prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale deve essere riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo, riportate nella Tabella 1 dell'Allegato 5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale - PSL).

2° livello, caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce la stima di risposta sismica nei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa)

3° livello, definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini e analisi più approfondite.

Il primo livello è obbligatorio per tutti i comuni.

riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti. Questo livello, obbligatorio per tutti i Comuni, prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale deve essere riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo, riportate nella Tabella 1 dell'Allegato 5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale - PSL).

Consiste in un approccio di tipo qualitativo e costituisce lo studio propedeutico ai successivi livelli di approfondimento; è un metodo empirico che trova le basi nella continua e sistematica osservazione diretta degli effetti prodotti dai terremoti

Il metodo permette l'individuazione delle zone ove i diversi effetti prodotti dall'azione sismica sono, con buona attendibilità, prevedibili, sulla base di osservazioni geologiche e sulla raccolta dei dati disponibili per una determinata area, quali la cartografia topografica di dettaglio, la cartografia geologica e dei dissesti (a scala 1:10.000 e 1:2.000) e i risultati di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche già svolte e che saranno oggetto di un'analisi mirata alla definizione delle condizioni locali (spessore delle coperture e condizioni stratigrafiche generali, posizione e regime della falda, proprietà indice, caratteristiche di consistenza, grado di sovraconsolidazione, plasticità e proprietà geotecniche nelle condizioni naturali, ecc.). Perciò, salvo per quei casi in cui non siano disponibili informazioni geotecniche di alcun tipo, nell'ambito degli studi di 1° livello non sono necessarie nuove indagini geotecniche.

Lo studio consiste nella raccolta dei dati esistenti e nella redazione di un'apposita cartografia a scala 1:10.000 – 1:2.000 rappresentata dalla:

- carta geologica con le relative sezioni, in cui viene rappresentato il modello geologico e tettonico dell'area, le formazioni, le discontinuità e i lineamenti tettonici in essa presenti;

- carta geomorfologica, in cui vengono distinte le varie forme e i processi (dinamica dei versanti, dinamica fluviale, etc.) in atto, quiescenti o relitti presenti nell'area in esame;

- carta della pericolosità sismica locale (PSL), derivata dalle precedenti carte di base, in cui viene riportata la perimetrazione areale delle situazioni tipo Z1, Z2, Z4 e gli elementi lineari delle situazioni tipo Z3, Z5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (Tabella 1). In particolare per lo scenario Z3a si evidenzierà il ciglio della scarpata, per lo scenario Z3b la linea di cresta sommitale e per lo scenario Z5 il limite di contatto tra i litotipi individuati. Gli scenari Z1 e Z2 nell'analisi di 1° livello sono evidenziati sulla base del fenomeno prioritario che li caratterizza, quali fenomeni di instabilità e liquefazione e/o cedimenti: si sottolinea che le prescrizioni da assegnare a questi scenari in fase di pianificazione riguardano, oltre al fenomeno prioritario, anche i fenomeni di possibile amplificazione sismica che dovranno essere valutati in fase di progettazione sulla base degli interventi adottati per risolvere le problematiche prioritarie.

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
Z2a	Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.)	Cedimenti
Z2b	Zone con depositi granulari fini saturi	Liquefazioni
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

TABELLA 1 – SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

In riferimento alle diverse situazioni tipo, riportate nella suddetta tabella, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale – PSL) si effettua l'assegnazione diretta della classe di pericolosità e conseguentemente dei successivi livelli di approfondimento necessari.

All'interno delle aree classificate come scenario Z1 o Z2 non è necessario realizzare l'analisi di 2° livello ma si passa immediatamente all'analisi di 3° livello.

All'interno delle aree classificate come scenario Z3 o Z4, si potrà realizzare (nei casi sotto riportati) l'analisi di 2° livello e, conseguentemente ai suoi risultati, si potrà realizzare (dove necessario) l'analisi di 3° livello in fase progettuale.

Lungo le aree classificate come scenario Z5 non è necessaria la valutazione quantitativa a livelli di approfondimento maggiore in quanto tale scenario esclude la possibilità di costruzione a cavallo dei due litotipi; in fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo.

Il secondo livello è obbligatorio in fase pianificatoria:

consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa).

L'applicazione del 2° livello consente l'individuazione delle aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano). Per queste aree si dovrà procedere alle indagini ed agli approfondimenti di 3° livello o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore, con il seguente schema:

- anziché lo spettro della categoria di suolo B si utilizzerà quello della categoria di suolo C; nel caso in cui la soglia non fosse ancora sufficiente si utilizzerà lo spettro della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo C si utilizzerà quello della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo E si utilizzerà quello della categoria di suolo D.

Il secondo livello è obbligatorio, per i Comuni ricadenti nelle zone sismiche 2 e 3, negli scenari PSL, individuati attraverso il 1° livello, suscettibili di amplificazioni sismiche morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4 della Tabella 1 dell'Allegato 5) interferenti con l'urbanizzato e/o con le aree di espansione urbanistica.

Per i Comuni ricadenti in zona sismica 4 tale livello deve essere applicato, negli scenari PSL Z3 e Z4, nel caso di costruzione di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003, ferma restando la facoltà dei Comuni di estenderlo anche alle altre categorie di edifici.

Per le aree a pericolosità sismica locale caratterizzate da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione (zone Z1 e Z2 della Tabella 1 dell'Allegato 5) non è prevista l'applicazione degli studi di 2° livello, ma il passaggio diretto a quelli di 3° livello, come specificato al punto successivo.

Non è necessaria la valutazione quantitativa al 3° livello di approfondimento dello scenario inerente le zone di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse (zone Z5), in quanto tale scenario esclude la possibilità di costruzioni a cavallo dei due litotipi. In fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo. Nell'impossibilità di ottenere tale condizione, si dovranno prevedere opportuni accorgimenti progettuali atti a garantire la sicurezza dell'edificio.

Il terzo livello è obbligatorio in fase progettuale:

Consiste nella definizione degli effetti di amplificazioni tramite indagini e analisi più approfondite. Al fine di poter effettuare le analisi di 3° livello la Regione Lombardia ha predisposto due banche dati, rese disponibili sul Geoportale della Regione Lombardia, il cui utilizzo è dettagliato nell'allegato 5.

Tale livello si applica in fase progettuale nei seguenti casi:

- quando, a seguito dell'applicazione del 2° livello, si dimostra l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale all'interno degli scenari PSL caratterizzati da effetti di amplificazioni morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4 della Tabella 1 dell'Allegato 5);
- in presenza di aree caratterizzate da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione (zone Z1 e Z2), nelle zone sismiche 2 e 3 per tutte le tipologie di edifici, mentre in zona sismica 4 nel caso di costruzioni di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003, ferma restando la facoltà dei Comuni di estenderlo anche alle altre categorie di edifici.

5 INDAGINE SISMICA

Estratto relazione redatta nel mese di aprile 2014 dallo STUDIO TECNICO ASSOCIATO (Baroncini dott. geol. Rodolfo & Domenichini dott. geol. Miriam) con sede in Via Romea n°2283 a CESENA (FC)

La normativa NTC 2008 impone la definizione della categoria di suolo da effettuarsi mediante l'identificazione delle onde di taglio V_s caratteristiche del sito. La loro valutazione è possibile, o attraverso indagini geofisiche, o da equazioni matematiche in relazione alle indagini in sito di tipo tradizionale quali le prove penetrometriche. Nel caso in esame sono state eseguite due prove sismiche passive tipo HVSR.

La metodologia proposta, è quella di misura a stazione singola del microtremore sismico che permette l'acquisizione della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo e degli edifici, oltre a stimare in maniera rapida la stratigrafia superficiale e la V_{s30} , come richiesto dalle normative antisismiche vigenti. La tecnica maggiormente consolidata per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo, dal rumore sismico generato in un sito, è quella dell'analisi dei rapporti spettrali tra le

componenti del moto sismico orizzontali e verticali (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V - Nogoshi e Igarashi, 1970). Il codice utilizzato per la creazione di curve H/V sintetiche si basa sulla simulazione del campo di onde di superficie di Rayleigh e Love in sistemi multistrato a strati piani e paralleli (Aki, 1964 - Ben-Menahem e Singh, 1981), considerando che l'onda sismica viene parzialmente riflessa dall'interfaccia che separa due mezzi (litotipi) a rigidità differente, con la determinazione di un contrasto di impedenza. L'onda riflessa interferisce con quelle incidenti sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza), quando la lunghezza dell'onda incidente è 4 volte (o multipli dispari) lo spessore H del primo strato: la frequenza fondamentale di risonanza F relativa alle onde S risulta pari a $F = VS / 4H$.

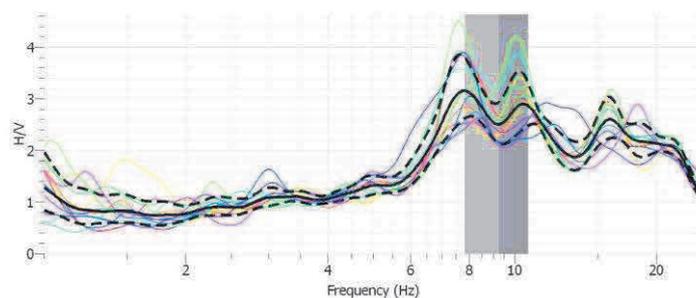
In definitiva, dalla registrazione del rumore sismico ambientale in campo libero, è stata ricavata la curva H/V secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005), con parametri:

- larghezza delle finestre d'analisi 20 s,
- lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 10% della frequenza centrale.
- rimozione dei transienti sulla serie temporale degli H/V.

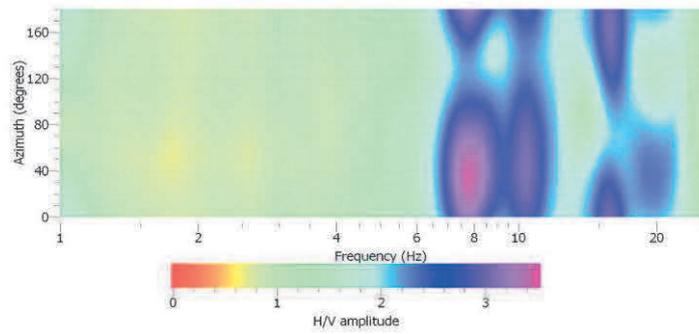
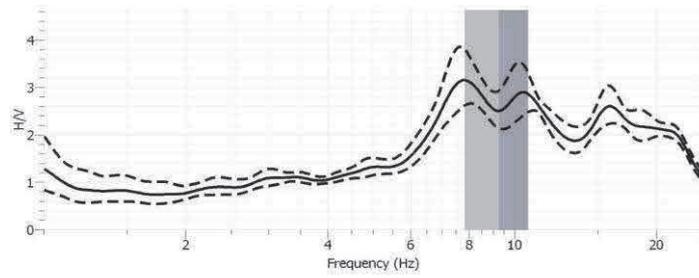
La curva H/V è stata invertita creando una serie di modelli sintetici (che contemplano la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato), fino a considerare per buono il modello teorico più vicino alle curve sperimentali. L'inversione delle curve H/V è possibile esclusivamente in presenza di un vincolo. Nel caso in questione tale vincolo è fornito dalla profondità di un riflettore sismico noto tramite prove dirette (penetrometria) il cui marker sia riconoscibile nelle curve H/V.

MONZA – PUA “LA COLONNINA” (Prova n.1)

Registrazione: data 19/02/2014, durata 0h20'00"
GPS: 45.582541 – 9.248489



Frequenza di risonanza max 9,19 ± 1,40 Hz (1,00 – 25,00 Hz)



Fundamental mode

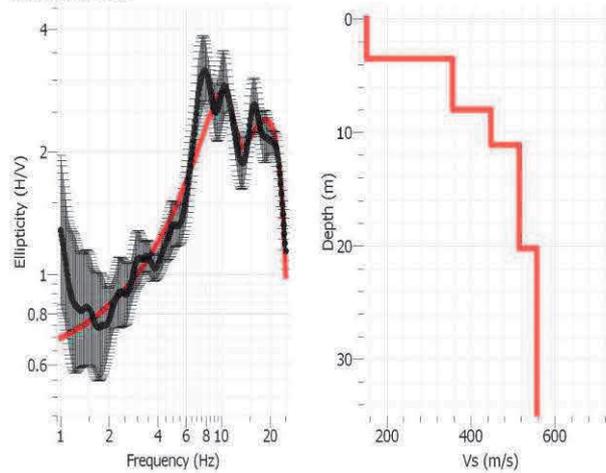
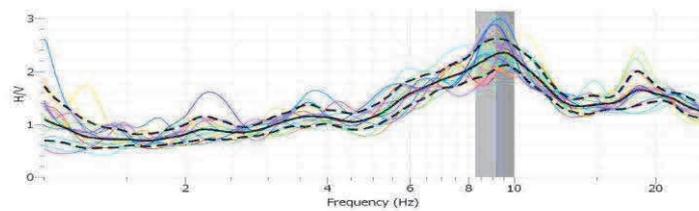


TABELLA VELOCITÀ ONDE Vs E STRATI CARATTERISTICI

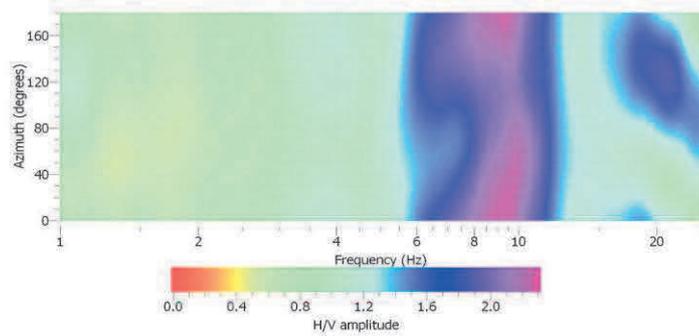
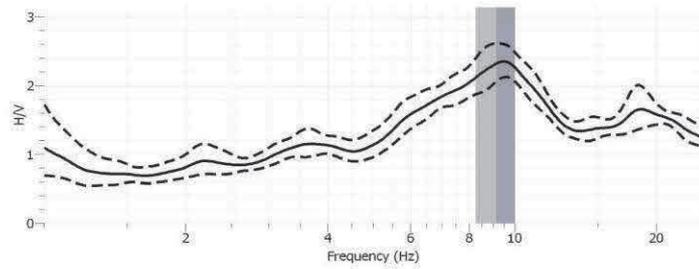
Profondità H [m]	Spessore H [m]	Velocità onde Vs [m/s]
0 – 3,5	3,5	151
3,5 – 8	3,5	352
8 – 11	3	443
11 – 20	9	514
20 – inf.	Inf.	558

MONZA – PUA “LA COLONNINA” (Prova n.2)

Registrazione: data 19/02/2014, durata 0h20'00"
GPS: 45.582541 – 9.248489



Frequenza di risonanza max 9,13 ± 0,85 Hz (1,00 – 25,00 Hz)



Fundamental mode

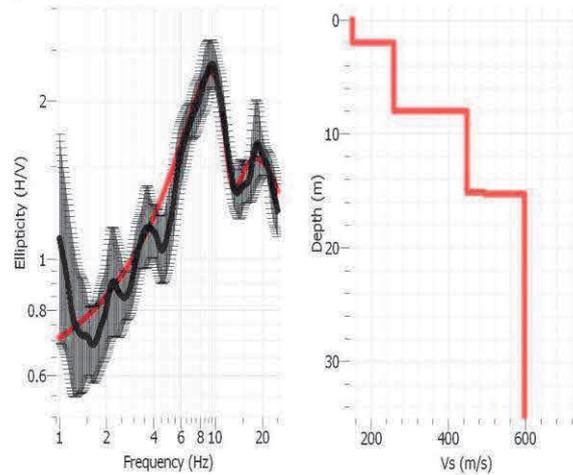


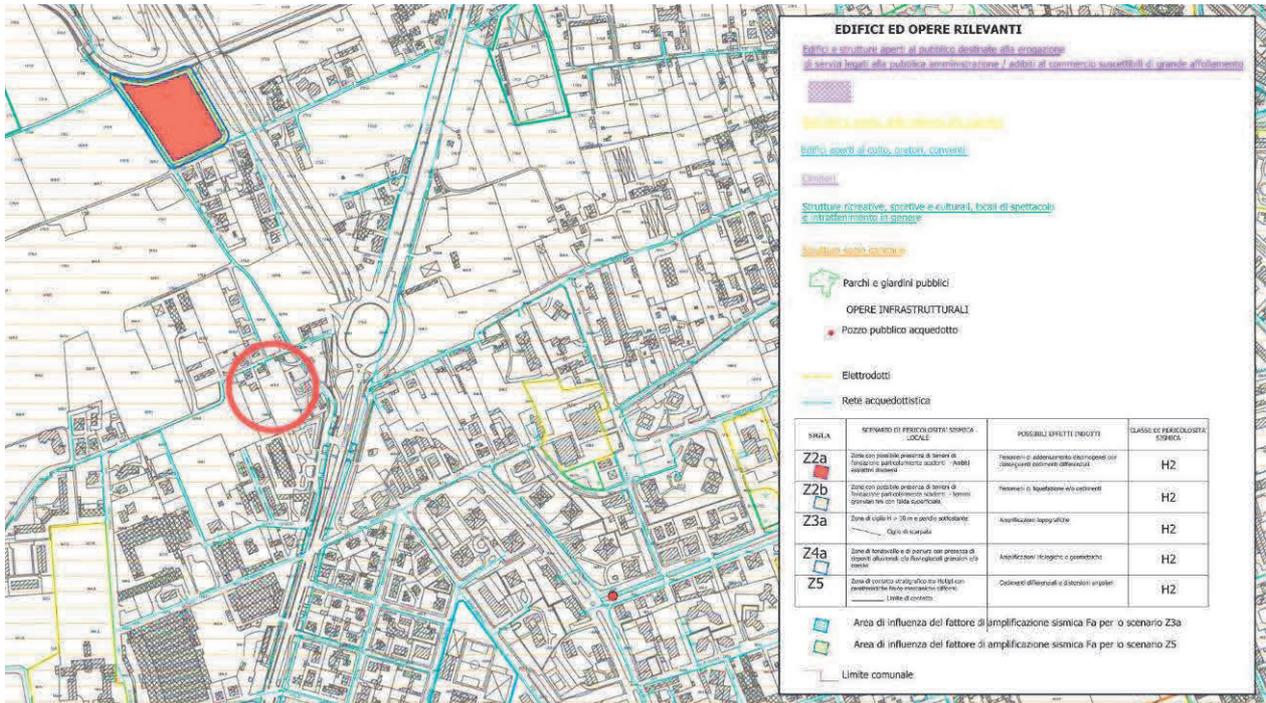
TABELLA VELOCITÀ ONDE Vs E STRATI CARATTERISTICI

Profondità H [m]	Spessore H [m]	Velocità onde Vs [m/s]
0 - 2	2	148
2 - 8	6	258
8 - 15	7	446
15 - inf.	Inf.	595

Il calcolo della Vs 30, da 0,00 m ÷ - 3,00 m a - 30,00 m ÷ - 33,00 m da p.c., ha individuato un valore pari a 384 ÷ 471 m/sec nella prova 1 e 386 ÷ 459 m/sec nella prova 2, da cui ne deriva un profilo stratigrafico con tipo di suolo "B".

6 ANALISI RISCHIO SISMICO

6.1 Analisi di I livello



Carta della Pericolosità Sismica Locale allegata al PGT vigente del comune di Monza

Secondo la Carta di PSL allegata al PGT vigente del comune di Monza, l'area in esame è classificata come Z4a - Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

L'area in esame ricade in zona sismica 3, nello scenario PSL Z4a pertanto è obbligatorio realizzare l'analisi di secondo livello

6.2 Analisi di II livello

Estratto relazione redatta nel mese di aprile 2014 dallo STUDIO TECNICO ASSOCIATO (Baronconi dott. geol. Rodolfo & Domenichini dott. geol. Miriam) con sede in Via Romea n°2283 a CESENA (FC)

I lotti in esame ricadono in una porzione di territorio che in merito al rischio sismico è classificata Z4a (vedi fig.13.1), per la quale è d'obbligo un'analisi sugli effetti di sito di 2° livello.

La procedura come da indicazioni del d.g.r. 30 novembre 2001 n°IX/2616 ha preso in esame:

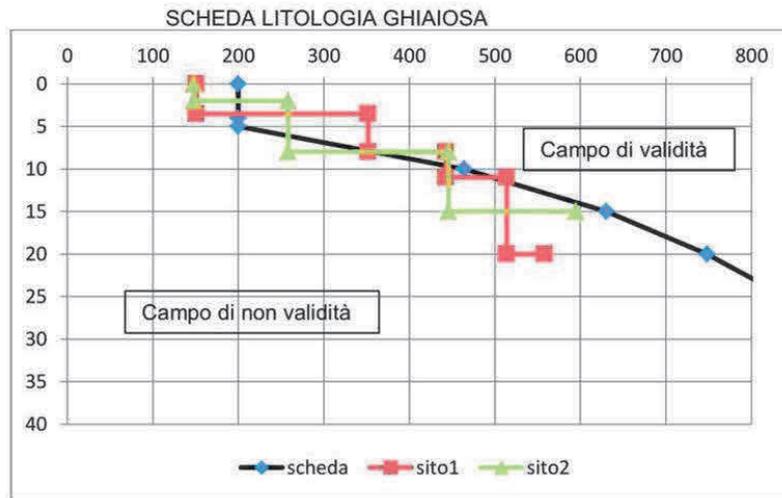
- la litologia prevalente
- la stratigrafia superficiale e profonda
- la propagazione delle onde di taglio "Vs"
- il gradiente Vs - z

Valori soglia comunali (come da archivio regionale)

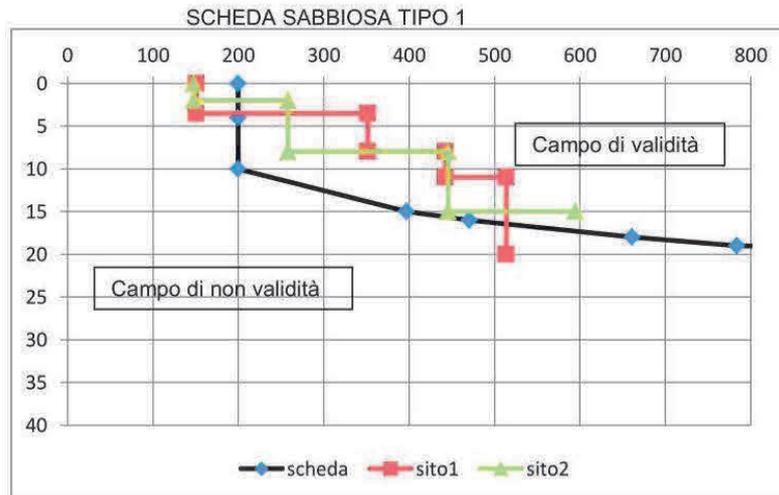
intervallo	B	C	D	E
0.1 ÷ 0.5	1.4	1.9	2.2	2
0.5 ÷ 1.5	1.7	2.4	4.2	3.1

Tab.6

Nonostante la litologia sia prevalentemente ghiaiosa l'andamento delle Vs nella scheda specifica ricade in gran parte nel campo di non validità, come mostra il grafico sottostante:



Trascurando quindi la corrispondenza tra litologia e schede, come indicato dai documenti tecnici della Regione Lombardia, si è scelto tra le schede a disposizione quella che presenta un andamento meglio compatibile tra la Vs e profondità, che nel caso in esame è la sabbiosa di tipo 1 come mostra il grafico sottostante:



ad esclusione del primo strato superficiale l'andamento della scheda si adatta in modo soddisfacente a quello delle Vs misurate in loco.

Per la definizione del periodo T di oscillazione del sito si è fatto riferimento alla frequenza di risonanza (F) determinata con le prove HVSR mediante la relazione:

$$T = 1/F$$

da cui $T = 0.11$ sec

Espletando l'elaborazione come da normativa citata si ottiene:

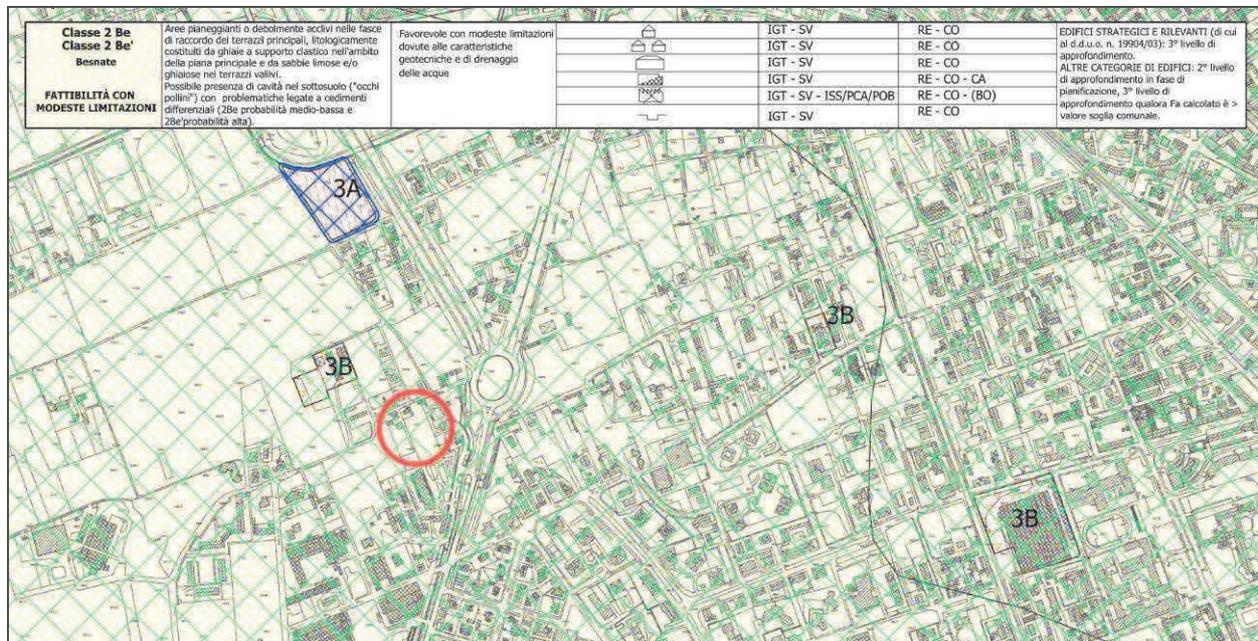
intervallo	Fa	tolleranza
0.1 ÷ 0.5	1.4	+/- 0.1
0.5 ÷ 1.5	1.0	+/- 0.1

Tab. 7

Dal raffronto tra i valori di soglia comunali (tab.6) emerge che: per l'intervallo Fa 0.1 ÷ 0.5 il valore del fattore di amplificazione calcolato è pari a quello di normativa, mentre per l'intervallo Fa 0.5 ÷ 1.5 è inferiore.

7 ESAMA CARTOGRAFIA TEMATICA

Secondo la carta della fattibilità geologica, allegata alla componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T vigente del comune di Monza l'area in esame appartiene alla **classe di fattibilità 2** ovvero *fattibilità con modeste limitazioni*.



Estratto della carta della fattibilità allegata al PGT

Classe 2Be' – Besnate

Principali caratteristiche: aree pianeggianti o debolmente acclivi nelle fasce di raccordo dei terrazzi principali, litologicamente costituiti da ghiaie a supporto clastico nell'ambito della piana principale e da sabbie limose e/o ghiaiose nell'ambito dei terrazzi vallivi. Possibile presenza di cavità nel sottosuolo ("occhi pollini") che non generano particolari evidenze morfologiche sul terreno, con problematiche di tipo geotecnico legate a cedimenti differenziali sino a eventuali collapsi e/o sprofondamenti dei terreni (2Be').

Parere sull'edificabilità: favorevole con modeste limitazioni dovute alle caratteristiche geotecniche e di drenaggio delle acque.

Tipo di intervento ammissibile: sono ammesse tutte le categorie di opere edificatorie ed infrastrutturali previa verifica come di seguito descritto. Per le opere esistenti sono ammessi gli interventi di restauro, manutenzione, risanamento conservativo, ristrutturazione (così come definiti dall'art. 27 della l.r. 11 marzo 2005 n. 12 "Legge per il governo del territorio"), nel rispetto delle normative vigenti.

Indagini di approfondimento necessarie: si rende necessaria la verifica idrogeologica e litotecnica dei terreni mediante rilevamento geologico di dettaglio e l'esecuzione di prove geotecniche per la determinazione della capacità portante dei terreni, da effettuare preventivamente alla progettazione esecutiva per tutte le opere edificatorie (IGT) ed in particolare dovrà essere valutata la stabilità dei versanti di scavo (SV) al fine di prevedere le opportune opere di protezione degli scavi durante i lavori di cantiere. Nella classe 2Be' dovranno essere previste prove penetrometriche in numero e profondità adeguato a caratterizzare il terreno al di sotto del piano di posa delle fondazioni e in corrispondenza dei punti di carico delle opere in progetto, al fine da escludere la eventuale presenza di cavità nel sottosuolo. Gli orizzonti potenzialmente interessati da occhi pollini non dovranno essere oggetto di dispersione diretta di acque raccolte dai sistemi di drenaggio superficiali in conformità a quanto indicato nelle Linee Guida contenute nella Relazione del PTCP (par. 7.2 "Gli obiettivi del PTCP in tema di difesa del suolo"). Le indagini geognostiche dovranno essere commisurate al tipo di intervento da realizzare ed alle problematiche progettuali proprie di ciascuna opera (secondo quanto indicato nell'art. 2).

La modifica di destinazione d'uso di aree esistenti inserite in zona "produttiva" necessita la verifica dello stato di salubrità dei suoli ai sensi del Regolamento locale d'Igiene (ISS); qualora venga rilevato uno stato di

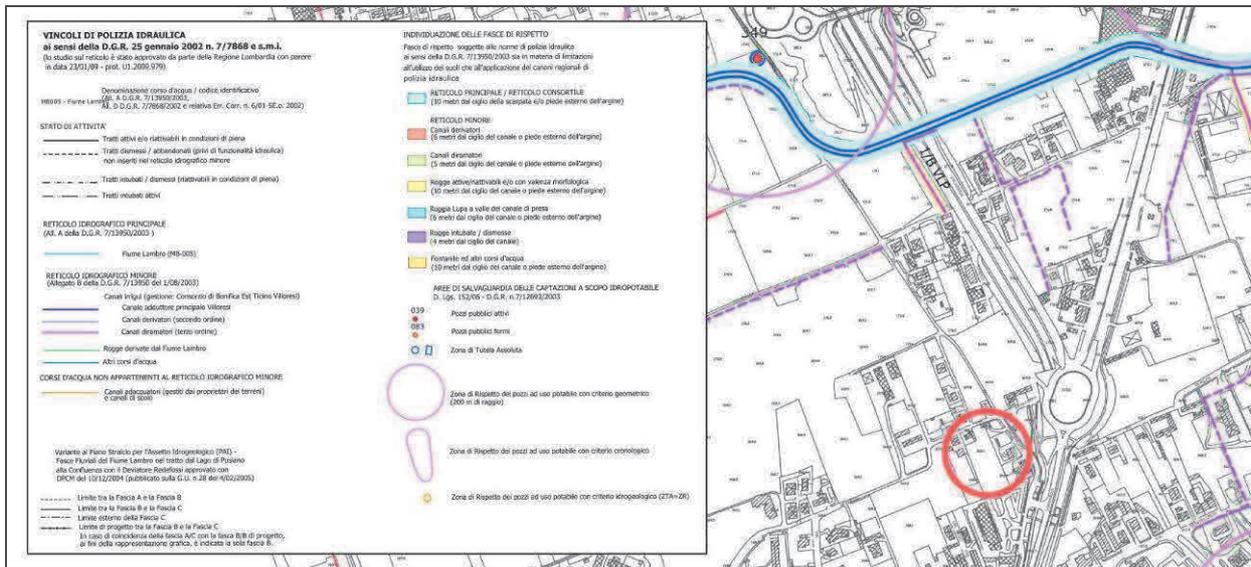
contaminazione dei terreni, dovranno avviarsi le procedure previste dal D.Lgs 152/06 "Norme in materia ambientale" (Piano di Caratterizzazione Ambientale/PCA con analisi di rischio, Progetto Operativo degli interventi di Bonifica/POB).

Interventi da prevedere in fase progettuale: per ogni tipo di opera gli interventi da prevedere saranno rivolti alla regimazione idraulica e alla predisposizione di accorgimenti per lo smaltimento delle acque meteoriche (RE) e quelle di primo sottosuolo. In particolare nelle zone 2 Be' dovranno essere realizzati idonei sistemi di smaltimento delle acque meteoriche (RE) nel sottosuolo che dovranno tenere conto del rischio potenziale di cedimenti in corrispondenza di cavità sotterranee ed essere quindi realizzati ad una distanza non inferiori a 10 m (salvo, in assenza di alternative, diverse indicazioni derivanti da studi di dettaglio) dalle fondazioni ed a profondità superiore alla quota di posa delle fondazioni stesse.

Quale norma generale a salvaguardia della falda idrica sotterranea è necessario inoltre che per ogni nuovo intervento edificatorio, già in fase progettuale, sia previsto ed effettivamente realizzabile il collettamento delle acque reflue in fognatura (CO).

Per gli ambiti produttivi soggetti a cambio di destinazione d'uso, dovranno essere previsti interventi di bonifica (BO) qualora venga accertato uno stato di contaminazione dei suoli e delle acque ai sensi del D.Lgs 152/06.

Norme sismiche da adottare per la progettazione: nel caso di edifici strategici e rilevanti (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03) la progettazione dovrà essere condotta adottando i criteri antisismici del d.m. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" definendo le azioni sismiche di progetto a mezzo di analisi di approfondimento di 3° livello - metodologie di cui all'allegato 5 della d.g.r. n. IX/2616/11. Per tutte le altre categorie di edifici dovrà essere eseguito il 2° livello di approfondimento in fase di pianificazione, 3° livello di approfondimento qualora F_a calcolato è > valore soglia comunale.



Estratto carta dei Vincoli allegata al PGT

Nell'area in esame non è presente nessuno dei vincoli riportati in legenda.

8 INDAGINE GEOGNOSTICA APRILE 2014

Estratto relazione redatta nel mese di aprile 2014 dallo STUDIO TECNICO ASSOCIATO (Baronconi dott. geol. Rodolfo & Domenichini dott. geol. Miriam) con sede in Via Romea n° 2283 a CESENA (FC)

Lo strumento utilizzato è un penetrometro dinamico superpesante con una massa battente di 63,50 Kg ed un'altezza di caduta di 75 cm. La prova è articolata nella valutazione del numero di colpi necessari all'infissione di 20 cm di una punta avente un'area di 20 cm² ed un angolo di apertura di 90°. Tramite questo parametro e le caratteristiche dello strumento si determina la resistenza dinamica alla penetrazione (Rpd) definita dalla relazione:

$$Rpd = N \times (M^2 \times H) / 10 \times A \times (M+K) \quad (1)$$

In cui:

M = peso del maglio

H = altezza di caduta del maglio

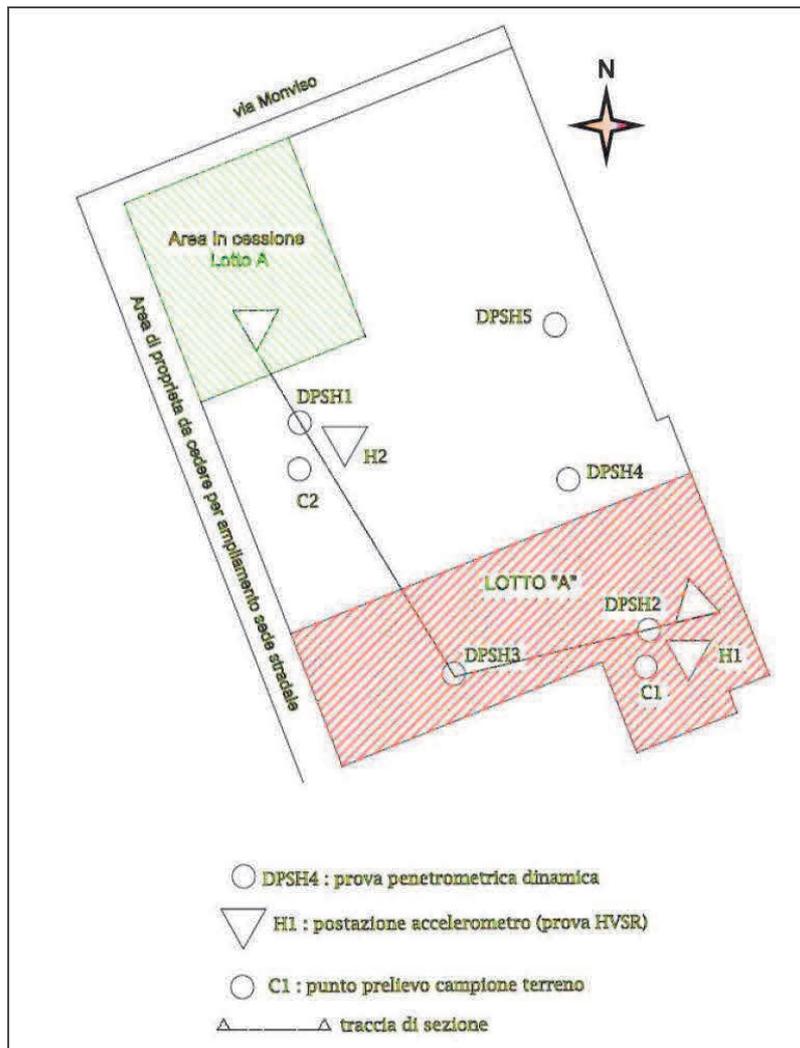
A = sezione della punta conica

K = peso del sistema battente

N = numero di colpi

La prova dinamica in continuo (DPSH) è correlabile alla standard (SPT) tramite un rapporto di conversione, che tiene conto delle caratteristiche dei due strumenti, in questo contesto si ha:

$$Nspt = N \text{ DPSH} \times 1,5$$



9 INDAGINE GEOGNOSTICA APRILE 2017

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 4 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T.

Le indagini sono state eseguite con penetrometro superpesante tipo Meardi AGI avente le seguenti caratteristiche:

peso del maglio	73	kg
altezza di caduta	75	cm
angolo al vertice della punta conica	60	°
diametro del cono	50.8	mm
peso delle aste	4.6	kg/ml



Penetrometro utilizzato tipo Meardi A.G.I.

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nella planimetria schematica allegata. La distribuzione dei punti di prova garantisce una corretta ricostruzione stratigrafica dell'area in esame.



Nella seguente tabella sono riportate le profondità raggiunte dalle verticali di indagine (quota riferita al piano campagna):

Prova	Profondità (m)
1	5.1
2	5.4
3	7.8
4	7.5

Le verticali d'indagine sono state interrotte alle profondità sopra riportate per la presenza di livelli particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica.

Nel corso delle prove non è stata rilevata presenza di acqua di falda a conferma dei dati idrogeologici in nostro possesso.

10 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base del grado di addensamento rilevato nel corso delle indagini, possono essere riconosciute le seguenti litozone:

- LITOZONA A: grado di addensamento basso con caratteristiche geotecniche scarse ($N_{scpt} < 5$)
- LITOZONA B: grado di addensamento medio-basso con caratteristiche geotecniche modeste ($5 < N_{scpt} < 10$)
- LITOZONA C: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da discrete a buone ($10 < N_{scpt} < 20$)
- LITOZONA D: grado di addensamento alto con caratteristiche geotecniche da buone a ottime ($N_{scpt} > 20$). Localmente l'addensamento è talmente elevato da determinare l'interruzione della prove ad una profondità compresa tra 5.1 e 7.8 m da p.c.

Il terreno è stato suddiviso in litozone in base ai parametri geotecnici medi degli orizzonti attraversati dalle verticali penetrometriche.

S.C.P.T. 1 – 2

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ (°)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
A	0.0 – 1.5	2 – 4	4 – 7	1.65 – 1.70	25.5 – 27	30 – 115	$8.5 – 13.0 \times 10^3$
B	1.5 – 2.1/2.4	7 – 9	12 – 15	1.75 – 1.80	30 – 31	225 – 300	$19.5 – 27.0 \times 10^3$
C	2.1/2.4 – 4.2/4.5	11 – 15	20 – 26	1.85	32.5 – 34.5	335 – 385	$38.5 – 49.5 \times 10^3$
D	4.2/4.5 – 5.1/5.4	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	$> 71.5 \times 10^3$

S.C.P.T. 3 – 4

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ (°)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
A	0.0 – 1.5	2 – 4	4 – 7	1.65 – 1.70	25.5 – 27	30 – 115	$8.5 – 13.0 \times 10^3$
B	1.5 – 2.1/2.4	6 – 7	10 – 12	1.75	29 – 30	195 – 225	$16.0 – 19.5 \times 10^3$
C	2.1/2.4 – 3.9	11 – 13	20 – 23	1.85	32.5 – 33.5	335 – 360	$38.5 – 44.0 \times 10^3$
B	3.9 – 6.3/6.6	5 – 6	8 – 10	1.70 – 1.85	28 – 29	155 – 195	$13.0 – 16.0 \times 10^3$
C	6.3/6.6 – 6.9/7.5	11 – 13	20 – 23	1.85	32.5 – 33.5	335 – 360	$38.5 – 44.0 \times 10^3$
D	6.9/7.5 – 7.5/7.8	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	$> 71.5 \times 10^3$

dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato

γ = peso di volume del terreno (T/m^3)

Φ = angolo di attrito del terreno (°)

E = modulo di deformazione (o di Young) in kg/cm^2

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in kN/m^3

Le verticali penetrometriche hanno evidenziato la presenza di un terreno di fondazione eterogeneo.

Alla quota d'imposta delle fondazioni, circa 3.6/3.9 m da p.c., si ha infatti la presenza di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento variabile da medio-basso, prove 3 e 4 (e parametri geotecnici modesti) ad alto, prove 1 e 2 (e parametri geotecnici buoni).

Le prove eseguite dallo STUDIO TECNICO ASSOCIATO (Baroncini dott. geol. Rodolfo & Domenichini dott. geol. Miriam) con sede in Via Romea n° 2283 a CESENA (FC) hanno evidenziato una situazione simile a quella riscontrata nelle prove 3 e 4 eseguite dagli scriventi. In particolare si segnala la presenza alla quota

d'imposta delle fondazioni di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento basso e parametri geotecnici scarsi/modesti.

PROVA ...DPSH1

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)
0.20	8	0.855	6.38	7.46
0.40	6	0.851	4.76	5.60
0.60	4	0.847	2.92	3.45
0.80	5	0.843	3.64	4.32
1.00	9	0.840	6.52	7.77
1.20	11	0.836	7.94	9.49
1.40	6	0.833	4.31	5.18
1.60	5	0.830	3.33	4.01
1.80	4	0.826	2.65	3.21
2.00	5	0.823	3.30	4.01
2.20	11	0.820	7.24	8.83
2.40	12	0.817	7.87	9.63
2.60	13	0.764	7.46	9.76
2.80	19	0.761	10.86	14.26
3.00	23	0.709	12.23	17.26
3.20	30	0.706	15.90	22.52
3.40	19	0.753	10.74	14.26
3.60	4	0.801	2.26	2.82
3.80	5	0.798	2.81	3.52
4.00	3	0.796	1.68	2.11
4.20	3	0.794	1.68	2.11
4.40	4	0.791	2.23	2.82
4.60	3	0.789	1.57	1.99
4.80	3	0.787	1.57	1.99
5.00	3	0.785	1.56	1.99
5.20	1	0.783	0.52	0.66
5.40	3	0.781	1.56	1.99
5.60	2	0.779	0.98	1.26
5.80	2	0.777	0.98	1.26
6.00	2	0.775	0.97	1.26
6.20	3	0.774	1.46	1.88
6.40	4	0.772	1.94	2.51
6.60	4	0.770	1.83	2.38
6.80	5	0.769	2.29	2.98
7.00	6	0.767	2.74	3.57
7.20	8	0.766	3.65	4.76
7.40	8	0.764	3.64	4.76
7.60	13	0.713	5.25	7.36
7.80	30	0.661	11.23	16.98
8.00	35	0.610	12.09	19.82

PROVA ... DPSH2

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)
0.20	5	0.855	3.99	4.66
0.40	4	0.851	3.17	3.73
0.60	9	0.847	6.58	7.77
0.80	3	0.843	2.18	2.59
1.00	6	0.840	4.35	5.18
1.20	3	0.836	2.17	2.59
1.40	2	0.833	1.44	1.73
1.60	2	0.830	1.33	1.61
1.80	1	0.826	0.66	0.80
2.00	3	0.823	1.98	2.41
2.20	6	0.820	3.95	4.82
2.40	4	0.817	2.62	3.21
2.60	8	0.814	4.89	6.00
2.80	8	0.811	4.87	6.00
3.00	6	0.809	3.64	4.50
3.20	14	0.756	7.94	10.51
3.40	20	0.753	11.31	15.01
3.60	22	0.701	10.87	15.50
3.80	14	0.748	7.38	9.87
4.00	13	0.746	6.83	9.16
4.20	21	0.694	10.27	14.80
4.40	19	0.741	9.93	13.39
4.60	10	0.789	5.24	6.64
4.80	8	0.787	4.18	5.31
5.00	8	0.785	4.17	5.31
5.20	10	0.783	5.20	6.64
5.40	14	0.731	6.80	9.30
5.60	16	0.729	7.32	10.05
5.80	21	0.677	8.93	13.19
6.00	11	0.775	5.36	6.91
6.20	15	0.724	6.82	9.42
6.40	15	0.722	6.80	9.42
6.60	11	0.770	5.05	6.55
6.80	22	0.669	8.76	13.10
7.00	20	0.717	8.54	11.91
7.20	17	0.716	7.24	10.12
7.40	13	0.714	5.53	7.74
7.60	26	0.663	9.76	14.72
7.80	35	0.611	12.11	19.82

PROVA ... DPSH3

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)
0.20	20	0.805	15.01	18.86
0.40	12	0.851	9.52	11.20
0.60	16	0.797	11.01	13.81
0.80	5	0.843	3.64	4.32
1.00	5	0.840	3.62	4.32
1.20	3	0.836	2.17	2.59
1.40	3	0.833	2.16	2.59
1.60	4	0.830	2.66	3.21
1.80	5	0.826	3.32	4.01
2.00	7	0.823	4.63	5.62
2.20	15	0.770	9.28	12.04
2.40	18	0.767	11.09	14.45
2.60	15	0.764	8.60	11.26
2.80	25	0.711	13.35	18.76
3.00	34	0.659	16.81	25.52
3.20	19	0.756	10.78	14.26
3.40	26	0.703	13.73	19.52
3.60	23	0.701	11.36	16.21
3.80	18	0.748	9.49	12.68
4.00	11	0.796	6.17	7.75
4.20	10	0.794	5.59	7.05
4.40	7	0.791	3.90	4.93
4.60	8	0.789	4.19	5.31
4.80	7	0.787	3.66	4.65
5.00	8	0.785	4.17	5.31
5.20	5	0.783	2.60	3.32
5.40	5	0.781	2.59	3.32
5.60	6	0.779	2.94	3.77
5.80	7	0.777	3.42	4.40
6.00	6	0.775	2.92	3.77
6.20	8	0.774	3.89	5.02
6.40	10	0.772	4.85	6.28
6.60	9	0.770	4.13	5.36
6.80	13	0.719	5.56	7.74
7.00	8	0.767	3.65	4.76
7.20	9	0.766	4.10	5.36
7.40	10	0.764	4.55	5.95
7.60	18	0.713	7.26	10.19
7.80	12	0.761	5.17	6.79
8.00	7	0.760	3.01	3.96
8.20	25	0.659	9.32	14.15
8.40	35	0.607	12.03	19.82

PROVA ... DPSH4

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)
0.20	18	0.805	13.51	16.79
0.40	19	0.801	14.19	17.73
0.60	17	0.797	11.69	14.67
0.80	14	0.793	9.59	12.08
1.00	30	0.740	19.15	25.89
1.20	20	0.786	13.57	17.26
1.40	11	0.833	7.91	9.49
1.60	4	0.830	2.66	3.21
1.80	3	0.826	1.99	2.41
2.00	5	0.823	3.30	4.01
2.20	4	0.820	2.63	3.21
2.40	3	0.817	1.97	2.41
2.60	4	0.814	2.44	3.00
2.80	5	0.811	3.05	3.75
3.00	6	0.809	3.64	4.50
3.20	20	0.756	11.35	15.01
3.40	21	0.703	11.09	15.76
3.60	12	0.801	6.77	8.46
3.80	17	0.748	8.97	11.98
4.00	20	0.746	10.51	14.09
4.20	16	0.744	8.39	11.27
4.40	23	0.691	11.21	16.21
4.60	14	0.739	6.87	9.30
4.80	8	0.787	4.18	5.31
5.00	11	0.785	5.73	7.30
5.20	10	0.783	5.20	6.64
5.40	6	0.781	3.11	3.98
5.60	5	0.779	2.45	3.14
5.80	20	0.727	9.13	12.56
6.00	27	0.675	11.45	16.95
6.20	23	0.674	9.73	14.44
6.40	12	0.772	5.82	7.53
6.60	11	0.770	5.05	6.55
6.80	10	0.769	4.58	5.95
7.00	9	0.767	4.11	5.36
7.20	7	0.766	3.19	4.17
7.40	4	0.764	1.82	2.38
7.60	3	0.763	1.30	1.70
7.80	6	0.761	2.59	3.40
8.00	11	0.760	4.73	6.23
8.20	19	0.709	7.62	10.76
8.40	25	0.657	9.30	14.15
8.60	16	0.706	6.10	8.63
8.80	35	0.605	11.42	18.89

PROVA ... DPSH5

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)
0.20	14	0.805	10.51	13.06
0.40	10	0.851	7.94	9.33
0.60	13	0.797	8.94	11.22
0.80	8	0.843	5.82	6.90
1.00	5	0.840	3.62	4.32
1.20	3	0.836	2.17	2.59
1.40	4	0.833	2.88	3.45
1.60	5	0.830	3.33	4.01
1.80	8	0.826	5.31	6.42
2.00	12	0.823	7.93	9.63
2.20	16	0.770	9.89	12.85
2.40	17	0.767	10.47	13.65
2.60	16	0.764	9.18	12.01
2.80	26	0.711	13.88	19.52
3.00	31	0.659	15.33	23.27
3.20	22	0.706	11.66	16.51
3.40	31	0.653	15.20	23.27
3.60	33	0.651	15.14	23.25
3.80	19	0.748	10.02	13.39
4.00	9	0.796	5.05	6.34
4.20	2	0.794	1.12	1.41
4.40	3	0.791	1.67	2.11
4.60	3	0.789	1.57	1.99
4.80	4	0.787	2.09	2.66
5.00	3	0.785	1.56	1.99
5.20	3	0.783	1.56	1.99
5.40	7	0.781	3.63	4.65
5.60	6	0.779	2.94	3.77
5.80	6	0.777	2.93	3.77
6.00	4	0.775	1.95	2.51
6.20	6	0.774	2.91	3.77
6.40	10	0.772	4.85	6.28
6.60	5	0.770	2.29	2.98
6.80	7	0.769	3.20	4.17
7.00	4	0.767	1.83	2.38
7.20	8	0.766	3.65	4.76
7.40	15	0.714	6.38	8.93
7.60	35	0.613	12.14	19.82

Sarà necessario, una volta eseguito lo scavo per la posa delle fondazioni procedere ad eseguire un accurato intervento di rullatura in modo da costipare ed omogeneizzare sedimenti presenti alla quota d'imposta delle fondazioni.

Nella valutazione dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto si terrà conto dell'intervento di rullatura.

11 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI

Secondo le NTC (D.M. 14/01/2008) la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.

11.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi (SLU) richiedono il rispetto della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto delle azioni)

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (ovvero la sua capacità portante)

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

ovvero:

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

con $\gamma_E = \gamma_F$ e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Effetto delle azioni (E_d) e resistenza (R_d) sono espressi in funzione di:

- azioni di progetto $\gamma_F F_k$

- parametri di progetto X_k/γ_M
- geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione (Combinazione 1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (Combinazione 2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

La verifica di stabilità globale in questo caso viene effettuata secondo l'Approccio 2 e sarà quindi effettuata solamente nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta.

Approccio 2: A1+M1+R3

dove:

- A** rappresenta le azioni
- M** rappresenta la resistenza dei materiali (terreno)
- R** rappresenta la resistenza globale del terreno.

Azioni (A)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I (Cap. 6 D.M. 14/01/2008). Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Resistenze (M)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_{ϕ}	1,0	1,25
<i>Coazione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_f	1,0	1,0

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso in esame i valori caratteristici vengono ricavati, utilizzando la seguente formula:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

x (**con barra**), il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;

t è il valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità u = 95%

s è la deviazione standard del campione

n è il numero di dati

Si effettueranno le verifiche considerando fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia impostate ad una profondità di circa compresa tra 3.60 e 3.90 m da p.c. .

Quota imposta fondazioni (m)	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
3.60/3.90	Trave rovescia	1.50	33	28	1.85	1.70

dove

Φ_m e γ_m rappresentano i valori medi

Φ_k e γ_k i valori caratteristici.

Valori di progetto dei parametri geotecnici

Nel calcolo della capacità portante saranno utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali riportati nella colonna M1 (vedasi Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni).

Quota imposta fondazioni (m)	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Φ_d (°)	Φ_k (°)	γ_d (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
3.60/3.90	Trave rovescia	1.50	28	28	1.70	1.70

dove Φ_d e γ_d rappresentano i valori di progetto.

Calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante è stata utilizzata la formula di Meyerhof che, nel caso di carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente con angolo di attrito $\phi > 10^\circ$, presenta la seguente espressione:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + c N_c S_c d_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

dove:

Sc Sq S γ sono fattori di forma

dc dq d γ sono fattori di profondità

Nc Nq N γ sono fattori di portata

Nel caso in esame il valore della coesione **c** è uguale a zero, in quanto si tratta di un terreno a comportamento prevalentemente frizionale, per cui l'espressione della capacità portante si riduce a:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

Nei calcoli effettuati si è valutata la capacità portante per fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia (B= 1.5 m) impostate ad una profondità di circa 3.60/3.90 m da p.c. .

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella 6.4.1 si ottiene un valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico **R_d** pari a **1.40 kg/cm²**.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Nel prossimo paragrafo si procederà alla verifica delle pressioni di contatto agenti sui terreni di fondazione in termini di cedimenti ammissibili. Tale trattazione viene sviluppata in relazione alla geometria della fondazione e alle caratteristiche geotecniche del terreno in esame, al fine di ottenere il valore di pressione che le nuove opere potranno esercitare sul terreno fondale senza determinare cedimenti superiori ai valori ammissibili per l'opera stessa.

Tale trattazione consentirà di ricavare il valore di pressione allo stato limite d'esercizio.

11.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri. Pertanto, si assegnano valori unitari ai coefficienti delle azioni (A) e dei parametri di resistenza (M).

La combinazione delle azioni (SLE, Stato Limite d'Esercizio) da considerare è la Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$N_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_{i-esimo} = azioni permanenti

P = precompressione

Q = azioni variabili

Ψ = coefficienti di combinazione che dipendono dalla natura dell'azione e della categoria dell'edificio.

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 14/01/008.

In questa fase si è proceduto alla determinazione della pressione massima esercitabile dalle opere di fondazione in progetto sui terreni affinché i cedimenti totali (a 50 anni dalla costruzione) risultino inferiori a 30 mm, (valore di riferimento per strutture in c.a. come quelle in progetto) e affinché i cedimenti differenziali risultino inferiori a 10 mm.

Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla relazione di Burland e Burbidge.

$$S = f_s f_h f_t [\sigma_{vo} B^{0.7} I_c/3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0.7} I_c]$$

dove:

f_s f_h f_t sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

B è la larghezza delle fondazioni

I_c è l'indice di compressibilità (tiene conto dei valori NSPT ricavati nel corso delle prove)

q' è la pressione efficace lorda (kPa)

σ_{vo} è la tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

Utilizzando i valori della pressione limite ricavati con il fattore di sicurezza $\gamma_R = 2.3$ previsto dalla normativa, per le fondazioni ipotizzate si otterrebbero cedimenti immediati e totali elevati non compatibili con le strutture in progetto.

Pertanto considerando le strutture di fondazione ipotizzate si potrà utilizzare un valore di pressione di esercizio **P_E pari a 1.00 kg/cm²** con cui si otterranno cedimenti immediati prossimi a 20 mm e cedimenti totali massimi di circa 30 mm. Vista l'eterogeneità del terreno di fondazione i cedimenti differenziali massimi teorici saranno di circa 20 mm; la presenza di strutture di fondazione continue con muri contro terra in c.a. ed eventuali setti trasversali sempre in c.a. potrà garantire un'elevata rigidità alla struttura che si opporrà all'insorgere dei cedimenti teorici differenziali calcolati. Nella valutazione della resistenza del sistema geotecnico e della pressione di esercizio si è tenuto conto dell'intervento di rullatura proposto nei capitoli precedenti.

Sarà compito dello strutturista valutare se l'entità dei cedimenti è compatibile con le strutture in progetto o se sarà necessario ricorrere a strutture di fondazioni alternative quali fondazioni profonde su pali o interventi di bonifica locale.

Si segnala inoltre la disponibilità a verificare ed eventualmente rivedere i presenti calcoli una volta definiti con precisione, ad opera dello strutturista incaricato, la geometria delle fondazioni, la loro quota di imposta e i carichi di progetto.

12 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione delle sabbie è il comportamento dei suoli sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido ad un fluido, o con la consistenza di un liquido pesante.

La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di fluidificazione del suolo.

Secondo il D.M. 14/01/2008 (articolo 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione") è possibile non effettuare la verifica alla liquefazione quando si manifesta almeno una delle seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

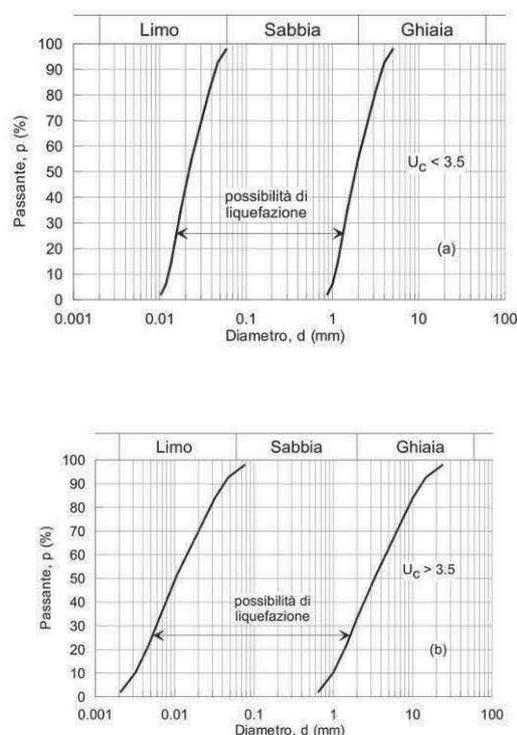


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame la superficie della falda freatica è situata ad una profondità superiore a 15 m da p.c.. Il manifestarsi di tale condizione esclude, per l'area oggetto di studio, la verifica alla liquefazione.

13 CONCLUSIONI

Le indagini eseguite nell'area situata in prossimità di via Monviso nel comune di Monza evidenziano la presenza di un terreno di fondazione appartenente dal punto di vista geologico al *Diluvium Recente* (fluvioglaciale Wurm). Litologicamente si trovano in superficie, al di sotto del primo strato di terreno agrario o di riporto, terreni ghiaiosi in genere sabbiosi e limosi, caratterizzati dalla presenza di strati o lenti di materiale più fine (limo o sabbia); al di sotto di queste ghiaie di età würmiana si rinvengono formazioni di ghiaia molto compatta passante localmente a conglomerato.

Secondo la carta della fattibilità geologica, allegata alla componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T vigente del comune di Arcore l'area in esame appartiene alla classe di fattibilità 2Be' - Besnate ovvero **fattibilità con modeste limitazioni**. Si tratta di *aree pianeggianti o debolmente acclivi nelle fasce di raccordo dei terrazzi principali, litologicamente costituiti da ghiaie a supporto clastico nell'ambito della piana principale e da sabbie limose e/o ghiaiose nell'ambito dei terrazzi vallivi. Possibile presenza di cavità nel sottosuolo ("occhi pollini") che non generano particolari evidenze morfologiche sul terreno, con problematiche di tipo geotecnico legate a cedimenti differenziali sino a eventuali collassi e/o sprofondamenti dei terreni (2Be')*. *Parere sull'edificabilità: favorevole con modeste limitazioni dovute alle caratteristiche geotecniche e di drenaggio delle acque.*

Secondo la carta dei Vincoli, allegata alla componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T vigente del comune di Monza nell'area in esame non è presente alcun vincolo.

Nel mese di aprile 2014 lo STUDIO TECNICO ASSOCIATO (Baronconi dott. geol. Rodolfo & Domenichini dott. geol. Miriam) con sede in Via Romea n° 2283 a CESENA (FC) ha eseguito una campagna di indagini geognostiche, in corrispondenza del lotto 1, consistita nell'esecuzione di cinque prove penetrometriche dinamiche, di due prelievi a percussione e di un'indagine sismica di tipo HVSR per la determinazione della categoria sismica del sottosuolo. Nel mese di aprile 2017, a completamento dell'indagine eseguita, gli scriventi hanno realizzato un'indagine geognostica preliminare consistita nell'esecuzione di 4 prove penetrometriche dinamiche. Le prove sono state eseguite in corrispondenza dei lotti 2 e 3 non interessati dall'indagine del 2014.

I calcoli eseguiti sulla base di nostre ipotesi progettuali hanno dimostrato che sarà possibile ipotizzare l'utilizzo di fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia (B= 1.5 m) impostate ad una profondità di 3.60/3.90 m utilizzando il valore della pressione di esercizio riportato precedentemente.

Come già specificato in precedenza si dovranno verificare le valutazioni riportate una volta definite con precisione dallo strutturista incaricato i carichi e la geometria delle fondazioni di progetto.

L'indagine sismica di tipo HVSR effettuato nell'area in esame dallo STUDIO TECNICO ASSOCIATO (Baronconi dott. geol. Rodolfo & Domenichini dott. geol. Miriam) con sede in Via Romea n° 2283 a CESENA (FC) ha permesso di stimare una V_{s30} superiore a 360 m/s, il sottosuolo dell'area ricade pertanto all'interno della categoria B. Sulla base delle caratteristiche topografiche del territorio, l'area rientra mediamente nella categoria **T1** (*Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta ad una profondità compresa tra 20 e 30 m dal p.c.

Alla luce di quanto sopra, per quanto concerne le tematiche geologico-tecniche, idrogeologiche e sismiche, l'area oggetto di studio si presenta complessivamente idonea ad accogliere l'intervento previsto.

Il tecnico incaricato

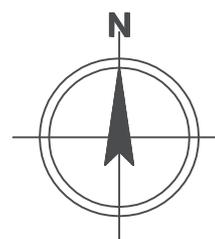
Dott. Geol. Riccardo Cortiana



UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



● S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA



COMMITTENTE: Geom. Titta	
CANTIERE: Monza - via Monviso	DATA: Apr. '17

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **Geom. Titta**

CANTIERE: Monza - via Monviso

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna DATA aprile-17

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	S.C.P.T. 4	Profondità (m)
0.3	8	6	4	5	0.3
0.6	7	6	8	6	0.6
0.9	4	3	4	4	0.9
1.2	3	2	3	3	1.2
1.5	2	4	2	3	1.5
1.8	4	8	6	6	1.8
2.1	7	10	6	6	2.1
2.4	9	14	10	9	2.4
2.7	11	18	12	12	2.7
3.0	10	19	12	12	3.0
3.3	19	22	12	10	3.3
3.6	17	49	14	12	3.6
3.9	11	18	15	14	3.9
4.2	5	16	6	6	4.2
4.5	11	35	6	7	4.5
4.8	42	41	3	5	4.8
5.1	100	50	3	5	5.1
5.4		100	6	6	5.4
5.7			9	8	5.7
6.0			5	8	6.0
6.3			7	7	6.3
6.6			7	12	6.6
6.9			10	15	6.9
7.2			12	21	7.2
7.5			19	100	7.5
7.8			100		7.8
8.1					8.1
8.4					8.4
8.7					8.7
9.0					9.0
9.3					9.3
9.6					9.6
9.9					9.9

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

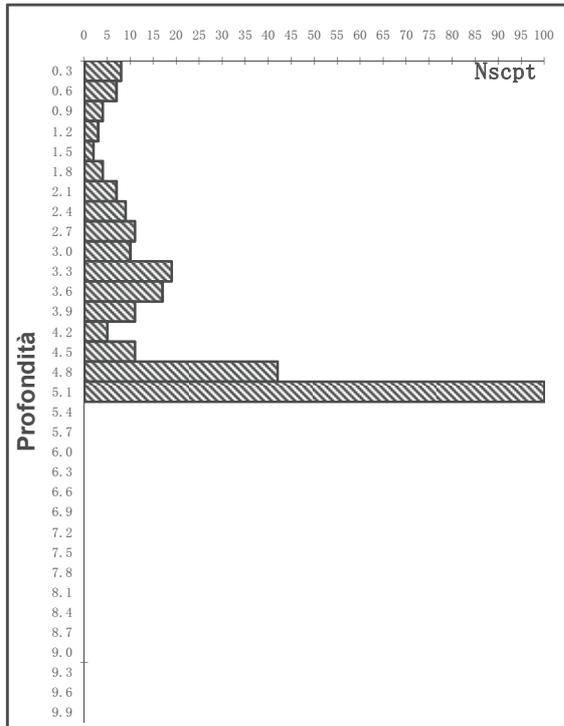
(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

LOCALITA': Monza - via Monviso

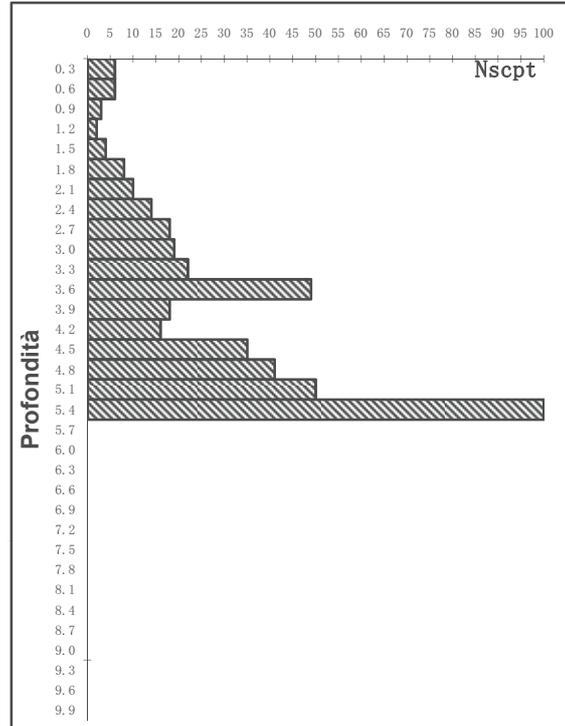
COMMITTENTE: Geom. Titta

DATA: apr-17

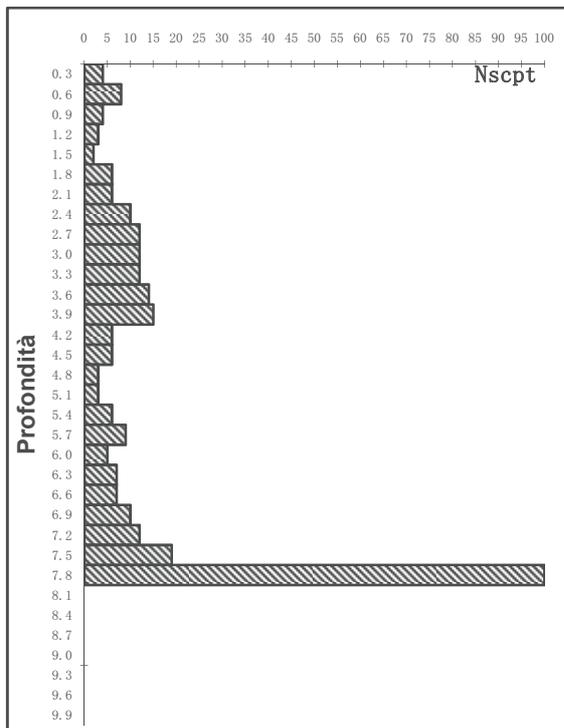
S.C.P.T. 1



S.C.P.T. 2



S.C.P.T. 3



S.C.P.T. 4

