

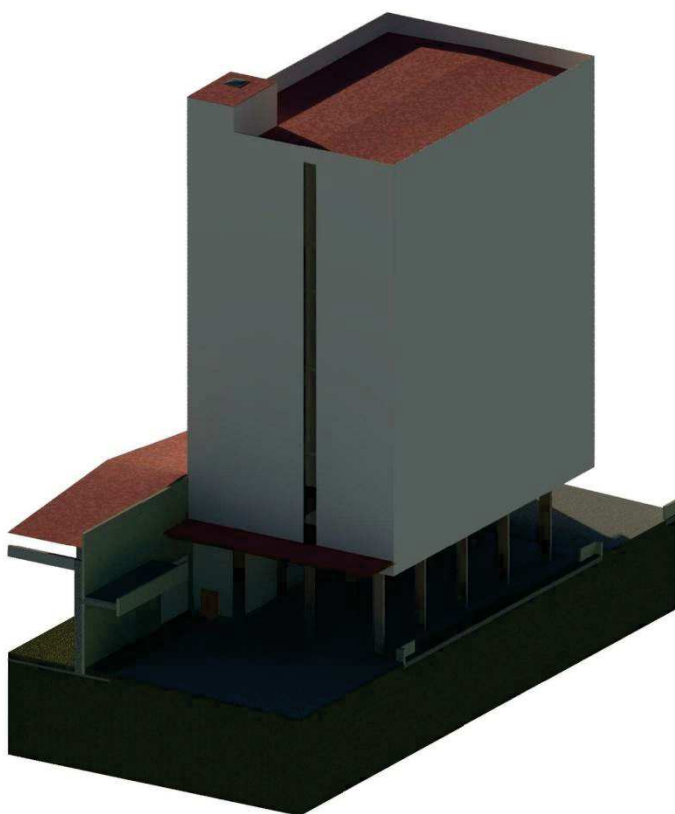
COMUNE DI GHEDI
PROVINCIA DI BRESCIA

NUOVA TORRE PRODUTTIVA 2018

STUDIO GEOLOGICO E GEOTECNICO

COMMITTENTE: ZOOGAMMA spa

**RELAZIONE GEOLOGICA R1+R3
RELAZIONE GEOTECNICA R2**

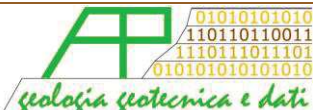


INDICE

1. Introduzione	3
2. Inquadramento geografico	4
3. Inquadramento geologico e morfologico del territorio	5
3.1. Litostratimetria	7
3.2. Fattibilità	9
3.3. Sismica	10
3.4. Indagine sismica	12
3.4.1. Tecnica di misurazione e strumentazione.....	12
3.4.2. Effetti di sito: risposta sismica locale	13
3.4.3. Profilo velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo da NTC	14
3.4.4. Vulnerabilità sismica dell'opera	15
3.4.5. Risultati dell'analisi	16
3.5. Parametri sismici	20
3.6. Stima della magnitudo di riferimento	21
3.6.1. Verifica alla liquefazione.....	24
4. Geotecnica	27
4.1. Modello geotecnico	29
4.2. Analisi delle soluzioni fondali	31
4.3. Calcolo della capacità portante	32
4.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3	32
4.3.2. Verifica allo slittamento	33
4.4. Calcolo dei cedimenti.....	33
4.5. Terre da scavo	35
5. Conclusioni	37

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geologica, redatta per conto della ZOOGAMMA spa, ha lo scopo di definire il quadro geolitologico, stratigrafico, idrogeologico, sismico e geotecnico delle aree interessate dalla realizzazione di una nuova torre di produzione in Comune di Ghedi (BS), al fine esclusivo della verifica delle fondazioni. Gli studi e le indagini conoscitive dei terreni sono stati svolti in ottemperanza a quanto prescritto dalla vigente normativa (D.M. 11/03/1988 - Suppl. n. 127 del 01/06/1988 e relativa Circ. LL.PP. 24/09/1988 n. 30483; D.M. 16/01/1996; D.M. 14/01/2008; Circolare 02/02/09 "Istruzioni per l'applicazione nelle NTC" Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; Allegato al voto n.36 del 27/07/07 "Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale" Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; Eurocodice 8 – Parte 5; Eurocodice 7.1 – Parte 1; Eurocodice 7.2 – Parte 2; Eurocodice 7.3 – Parte 3; L.R. 12/2005 - D.M. 17.01.2018), ai fini della definizione delle pressioni interstiziali, e ai fini sismici. Le relazione è stata redatta ai sensi della DGR 2616/2011 (R3) e ai sensi delle NTC (R1). Allo scopo di determinare le caratteristiche geolitologiche e litotecniche dei terreni di fondazione ci si è riferiti a prove penetrometriche limitrofe eseguite dallo scrivente per la costruzione dei capannoni adiacenti. Anche per la verifica sismica si è fatto riferimento ad indagini pregresse condotte mediante la tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio. Considerata la tipologia dell'intervento e la situazione al contorno si è ritenuto sufficiente lo studio ed il rilievo delle aree direttamente coinvolte e di un limitato intorno e lo sviluppo in stretta chiave geotecnica. Sono stati consultati gli elaborati della componente geologica del PGT per la valutazione delle problematiche di area vasta.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	3 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				


2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in studio è localizzata nel settore settentrionale del territorio comunale di Ghedi sul lato est di Via Borgosatollo, così come rappresentato in Figura 1.



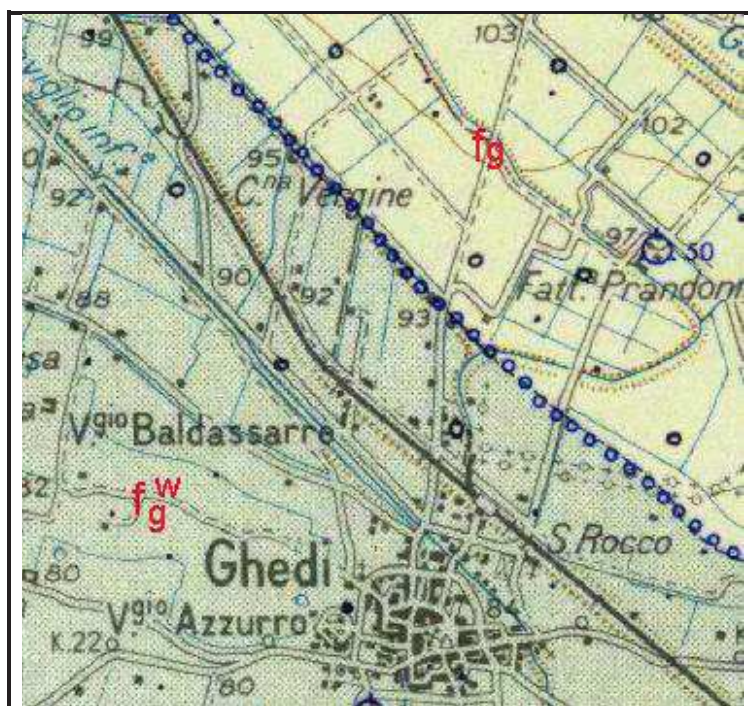
Figura 1 – Ubicazione dell'area in studio

Il progetto prevede la realizzazione di una nuova torre di produzione con altezza di circa 34 metri e sviluppo in piante di circa 410.0 mq. La nuova struttura interesserà il mappale 117 del Foglio 12 del NCTR del comune di Ghedi.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	4 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO DEL TERRITORIO

L'assetto geologico dell'area d'intervento è stato determinato durante il Quaternario continentale dagli intensi eventi deposizionali che hanno portato a colmamento il bacino Padano. In particolare, ci si riferisce al Pleistocene e all'Olocene, in cui la nota climatica dominante fu rappresentata da un ripetuto alternarsi di climi caldi e freddi, con una netta tendenza al progressivo raffreddamento, reso evidente con l'avvento delle glaciazioni. I depositi di quest'area sono legati alle dinamiche caratteristiche dell'ambiente fluvioglaciale riferibili come età al Wurm (Alluvioni fluvioglaciali Wurm – cfr. Figura 2) e costituenti il "**la media pianura fluvioglaciale**". La suddivisione riportata nella Carta Geologica d'Italia è legata essenzialmente alla granulometria, più grossolana nei depositi distinti come Fg, anche se alcuni Autori li indicano come antecedenti ai Fg^w.




Legenda:

- F_g^w Alluvioni Fluvio-glaciali Wurm
 F_g Alluvioni Fluvio-glaciali

Figura 2 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia foglio Brescia

La geologia profonda (sedimenti pre-quadernari), le cui strutture non condizionano le forme superficiali, è caratterizzata da un'ampia monoclinale che immerge verso Sud, con pendenza decrescente all'aumentare della profondità. La diminuzione della pendenza della

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	5 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

monoclinale è localmente favorita dall'intersezione di sedimenti pliocenici, che risultano aver smussato le irregolarità dovute all'antecedente tettonica alpina. La litologia superficiale dei terreni all'intorno risulta costituita da terreni essenzialmente ghiaioso-sabbiosi con suolo pedogenizzato dello spessore di circa 30/50 centimetri (retino marrone in Figura 3).

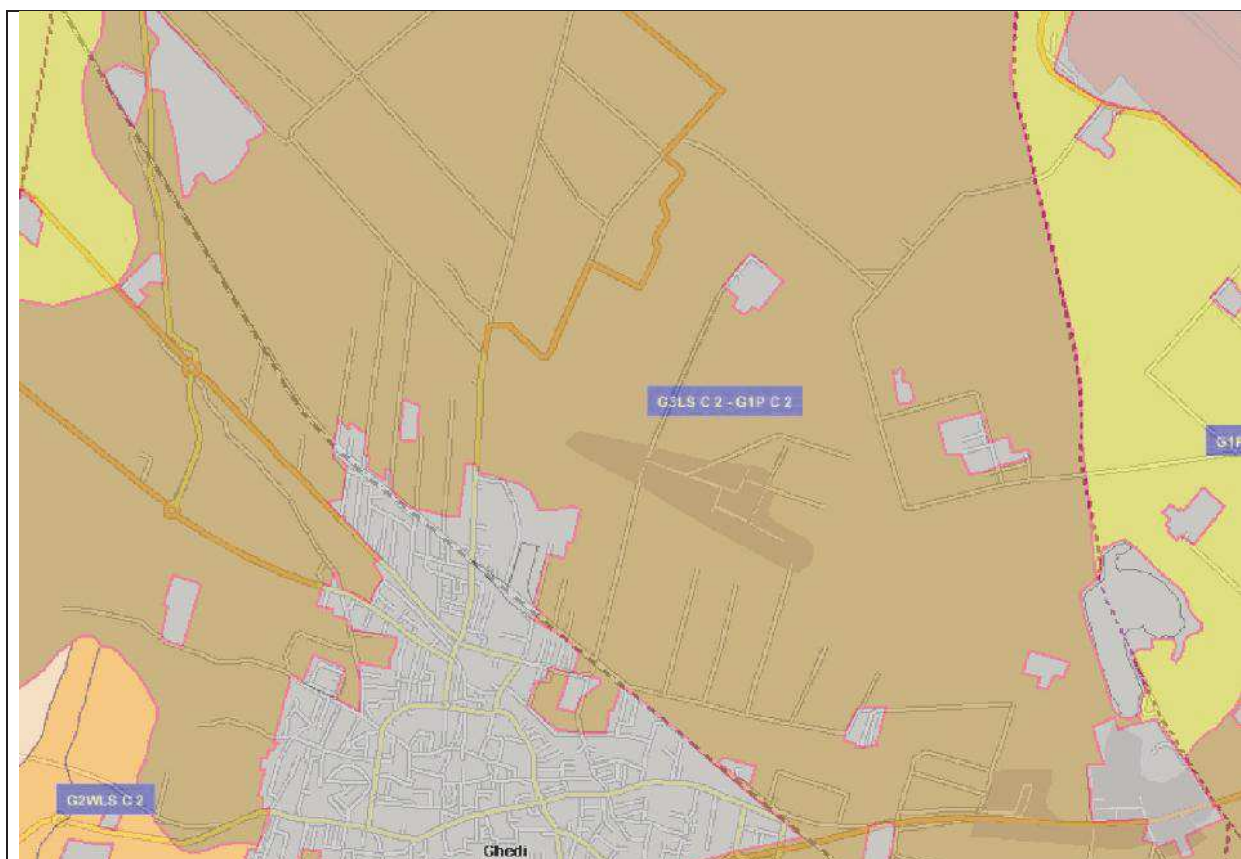


Figura 3 – Carta della litologia di superficie (stralcio della cartografia della Regione Lombardia)

Si può in larga misura attribuire la mancanza di suoli più evoluti, simili a quelli dell'alta e della bassa pianura, alle diffuse condizioni di idromorfia, che avrebbero rallentato o impedito la pedogenesi delle coltri superficiali. L'area ricade infatti a sud della "linea delle risorgive" che porta all'emergenza di grandi quantitativi d'acqua, che variamente incanalata, ha portato alla rielaborazione della parte superficiale dei depositi, erodendoli e ridepositandoli, variandone di fatto i rapporti granulometrici. Morfologicamente l'area risulta circa pianeggiante, alla quota di circa 97.0 m.s.m., con cadente topografica verso S e gradiente nell'ordine dello 0.4%. La genesi morfologica di queste superfici è legata alla dinamica fluviale a canali intrecciati

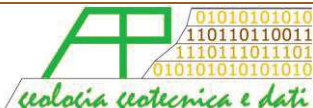
	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	6 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

(braided) caratterizzata da condizioni di medio-alta energia, con portate variabili, forte alimentazione e prevalente trasporto di fondo riscontrabili negli scaricatori del ghiacciaio Benacense. Al mutare delle condizioni climatiche sono venute meno anche le dinamiche geomorfologiche sopradescritte, soppiantate dal rimodellamento legato alle acque incanalate delle risorgive, ed alle successive opere di bonifica e regimazione. Nelle immediate vicinanze non si rilevano canali o rogge in quanto al contorno sono presenti importanti aree di cava che hanno modificato radicalmente il tessuto originale del territorio.

Visto l'attuale assetto geoclimatico non sono stati rilevati forme o processi geomorfologici attivi e si esclude l'esondabilità dell'area.

3.1. Litostratimetria

La litostratimetria dell'area in esame è stata desunta da studi effettuati nella zona, e dalle interpretazioni delle prove penetrometriche. L'assetto stratigrafico si configura conforme all'ambiente ed all'evoluzione deposizionale a cui è andata soggetta l'area, fortemente condizionata dalla dinamica fluvio-glaciale e fluviale legata ad ambienti ad alta energia, con significative variazioni d'alveo e ad elevata competenza. Sulla base dei dati acquisiti l'assetto stratigrafico dei terreni naturali si configura come rappresentato in Figura 4, ovvero un livello a ghiaie dominanti continuo per almeno 50 m, con intervalli conglomeratici in profondità e rari livelli fini di limitato spessore e continuità. Dal punto di vista genetico i depositi si presentano uniformi sull'area in studio seppure con differenze locali legate alla granulometria e al grado di addensamento. La composizione petrografica delle ghiaie è caratterizzata dalla preponderanza delle rocce carbonatiche principalmente calcari ed in subordinate dolomie, accompagnati da marne, arenarie, selci, e dalla rilevante presenza di ciottoli granitoidi. La situazione specifica del settore in studio rileva sin dai primi metri depositi ghiaiosi grossolani accompagnati da matrici di varia natura. La superficie freatica non è stata individuata durante le indagini del febbraio 2016 nonostante siano state spinte sino ad una profondità di circa 6.60 metri da p.c.. La situazione trova coerenza con i dati riportati nella cartografia geologica a

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	7 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

corredo del PGT, dove si può notare l'isopezia 86.0 (linea tratteggiata) subito a nord dell'area in studio (Figura 5), ad indicare una soggiacenza di circa 10 metri della falda freatica.

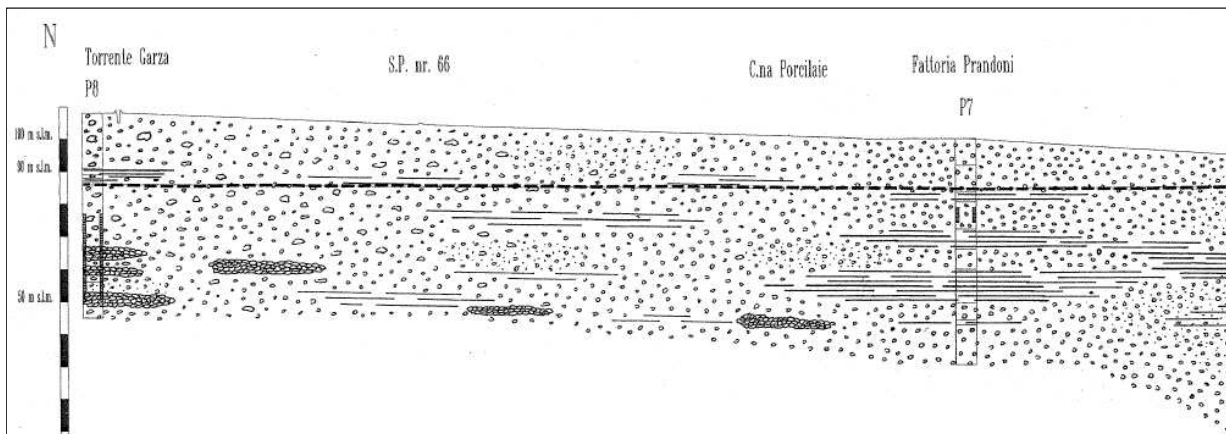


Figura 4 – Sezione N-S dell'area in studio (stralcio da PGT)

In occasione di periodi di piena della falda la soggiacenza potrebbe diminuire sensibilmente, ma in nessun caso potrà interferire con le opere in progetto.

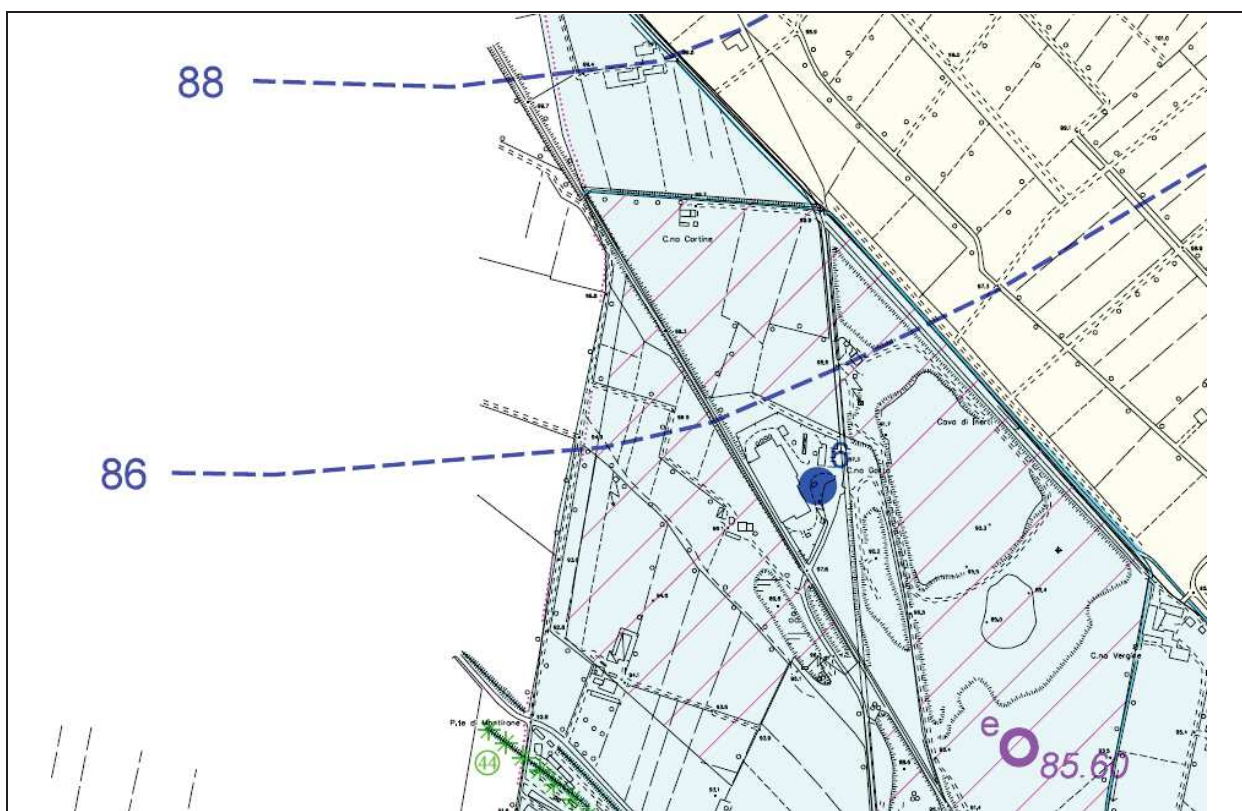


Figura 5 – Carta idrogeologica (stralcio da PGT)

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	8 di 37
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

3.2. Fattibilità

L'area in studio è identificata nel PGT con la classe di fattibilità 2, ovvero fattibilità con modeste limitazioni (Figura 6). In particolare le prescrizioni dettate dalle Norme tecniche di attuazioni sono le seguenti:

- 2 - Non si evidenziano particolari limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso. In tali aree va direttamente applicato quanto prescritto dal D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni". In caso di insediamenti produttivi assoggettati alla disciplina di cui all'art. 3 del Regolamento regionale 24 marzo 2006 n.4 (per quanto concerne lo smaltimento delle acque di prima pioggia) la relazione geologica e geotecnica da realizzare ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 verificherà anche la compatibilità dell'intervento con lo stato di vulnerabilità delle risorse idriche sotterranee e, se necessario, darà apposite prescrizioni sulle modalità di attuazione degli interventi stessi.

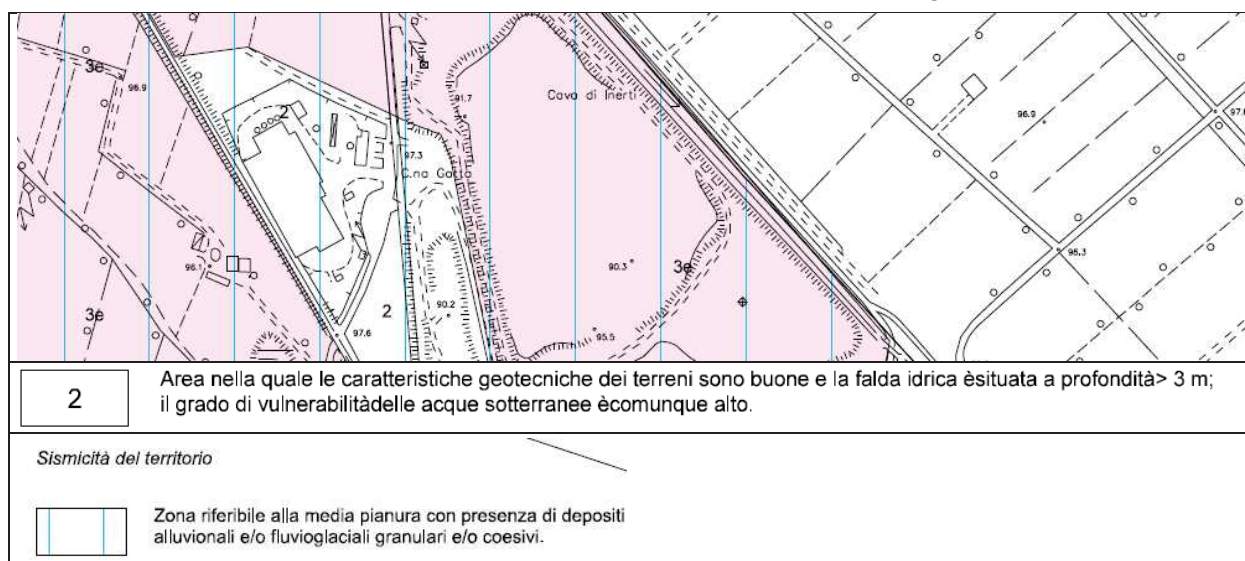


Figura 6 – Stralcio della carta della fattibilità di PGT

Al fine di preservare la falda freatica da eventuali contaminazioni, andrà rivolta particolare attenzione alla gestione delle acque di scarico: le fognature bianche, miste o nere, se presenti, dovranno essere realizzate a tenuta bidirezionale, ovvero dall'interno verso l'esterno e viceversa; le tubazioni dovranno essere realizzate con tecnologie atte ad evitare

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	9 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

possibili perdite. Non possono essere previsti pozzi perdenti o fosse settiche per le acque miste o nere. Dovranno essere previsti idonei sistemi di raccolta e stoccaggio dei reflui zootecnici. Gli aspetti geotecnici saranno trattati nei paragrafi successivi.

3.3. Sismica

La verifica del rischio sismico si è resa altresì necessaria in merito alla recente adozione, con Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n° 105 del 08 maggio 2003, dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e delle normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, così come modificata dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3316.

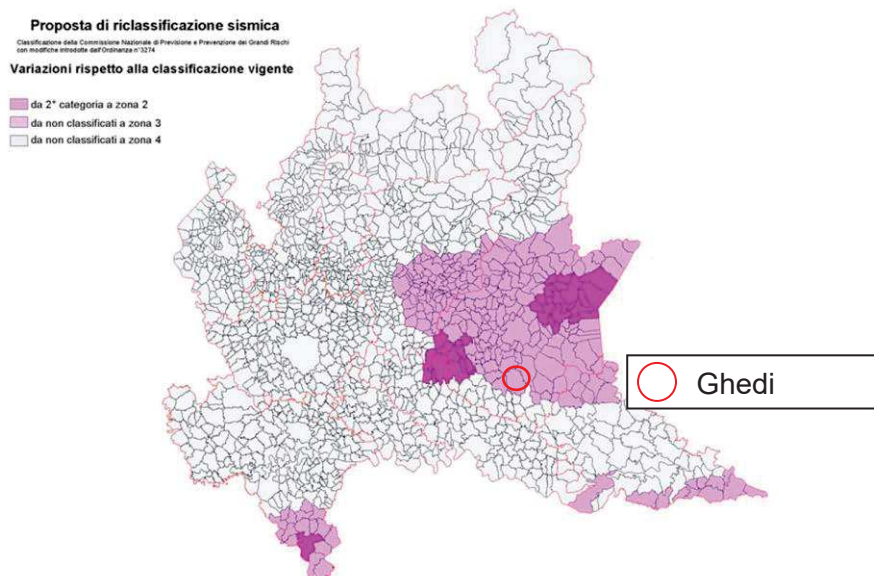


Figura 7 - Proposta di riclassificazione sismica 2003

Secondo tale ordinanza, in prima applicazione, ovvero sino alle deliberazioni delle Regioni, le zone sismiche sono individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale" elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dal Servizio Sismico Nazionale, in base alla risoluzione approvata dalla Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997. L'entrata in vigore di tale ordinanza è stata più volte prorogata sino al 23 ottobre 2005, quando con

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	10 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

l'entrata in vigore delle "Norme tecniche per le costruzioni" il grado di sismicità è stato riconfermato, così come modificato dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3316 e n° 3431. La classificazione proposta ordina il territorio comunale di Ghedi (codice ISTAT 03017078) come ricadente nella zona 3 (cfr. Figura 7) a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale compresa tra 0,05 e 0,15 a_g/g con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. **La recente riclassificazione della Regione Lombardia (Delibera Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129) in vigore dal 11.10.2014 e quindi prorogata al 10.04.2016 propone che il comune di Ghedi venga classificato come di classe 2. La proroga non riguarda le nuove costruzioni e pertanto nel caso specifico sarà valida la classe 2 (Figura 8).**

Mappa di classificazione sismica
dei comuni lombardi

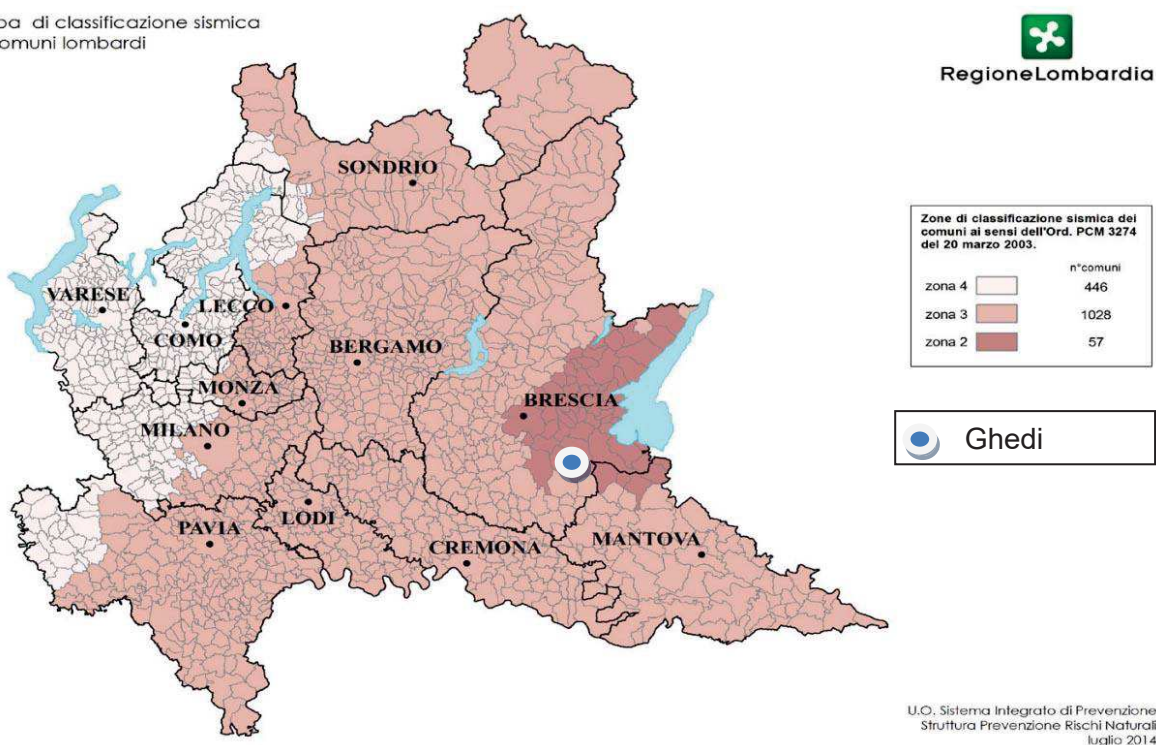


Figura 8 - Riclassificazione sismica 2014

In riferimento alla pericolosità sismica locale (studio di I livello da PGT), l'area ricade nella classe Z4a, ovvero *Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi* e quindi classe di pericolosità sismica H2 conseguente a possibili


	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	11 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

amplificazioni sismiche dovute alla litologia. Dagli approfondimenti eseguiti si assegna la classe topografica T1. Dall'analisi di II livello condotta in sede di PGT è emerso che per la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica. Si è scelto pertanto di declassare la categoria di suolo misurata.

3.4. Indagine sismica

3.4.1. Tecnica di misurazione e strumentazione

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc.. Si è riconosciuto, a partire dagli anni settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui. La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un tromografo digitale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e


	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	12 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza). Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e liquefazione);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro V_{s30} ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

3.4.2. Effetti di sito: risposta sismica locale

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. E' infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica). Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	13 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

3.4.3. Profilo velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo da NTC

Il D.M. 14.01.2008 (riconfermato dal D.M. 17.01.2018) propone come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un metodo semplificato basato sulla stima del parametro V_{seq} . Per V_{seq} s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla H in cui giace il bedrock, caratterizzato da $V_s > 800$ m/s, calcolata secondo la relazione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove H viene posto uguale a 30 metri nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore. Sulla base del valore calcolato di V_{s30} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO			
Categoria sottosuolo	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	≥ 800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa o $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	≥ 360 ≤ 800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	≥ 180 ≤ 360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	< 180
E	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m, giacenti su un substrato di riferimento ($V_{s30} > 800$ m/s).	Fino a 30 m	$\approx C$ e D


Una valutazione del parametro V_{s30} può essere condotta attraverso l'inversione vincolata dello spettro H/V ricavata con il velocimetro triassiale. In pratica viene utilizzata la relazione che lega la frequenza di risonanza del terreno (f) alla velocità delle onde S nel terreno stesso (V_s):

$$f(Hz) = \frac{V_s}{4h}$$

dove h è la profondità della base dello strato. Nota la profondità di un singolo livello stratigrafico, solitamente il primo, è possibile procedere all'inversione dello spettro H/V, modellando la curva sintetica in modo da ottenere la sovrapposizione con quella misurata. Normalmente i picchi alle alte frequenze (>10 Hz) segnalano la presenza di passaggi stratigrafici molto superficiali, quelli alle basse frequenze (<1 Hz) variazioni stratigrafiche profonde. Poiché le inversioni di velocità, cioè il passaggio andando in profondità da livelli veloci a livelli meno veloci, non da origine a picchi nello spettro H/V, queste non possono essere rilevate direttamente. Un indizio della presenza di inversioni di velocità può essere fornito però, indirettamente, dall'andamento dello spettro H/V: ampi intervalli di frequenza in cui costantemente il rapporto H/V si mantiene minore di uno sono spesso associabili a variazioni negative delle velocità con la profondità. Si tenga presente infine che in realtà i microtremori sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi.

3.4.4. Vulnerabilità sismica dell'opera

Per vulnerabilità sismica s'intende la suscettibilità di un'opera a subire lesioni in seguito alle sollecitazioni indotte dal sisma. E' stato dimostrato che la vulnerabilità agli eventi sismici di un edificio di edificazione relativamente recente è solo marginalmente collegabile alle modalità costruttive dello stesso. Molto più gravoso è l'effetto dell'amplificazione sismica locale, che tende a aumentare in maniera importante l'intensità delle forze sismiche agenti sulla struttura. In particolare se la frequenza di risonanza dell'edificio è confrontabile con quella dei terreni di

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	15 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

fondazione si verifica il fenomeno della risonanza accoppiata che comporta un'amplificazione delle sollecitazioni sismiche sull'opera.

Nel caso di edifici in fase di progettazione o di realizzazione la frequenza di risonanza fondamentale dell'opera può essere valutata con formule semplificate, quale quella indicata nel D.M. 14.01.2008:

$$f_s = \frac{1}{C_1 Z^{\frac{3}{4}}}$$

in cui C_1 è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva.

Tipologia	C_1
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

La relazione è valida per edifici con Z non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza. Negli edifici esistenti il valore della frequenza fondamentale di risonanza può essere invece misurato direttamente con il tromografo digitale. In questo caso è necessario misurare il rapporto H_i/H_0 , dove H_0 è lo spettro della componente orizzontale, lungo X o Y, riferita al piano terra e H_i la stessa componente misurata al piano i-esimo. Nella pratica spesso si eseguono solo due misure, ubicate lungo la stessa verticale, una al piano terra e una all'ultimo piano dell'edificio. Il picco positivo massimo dello spettro H_i/H_0 indica direttamente la frequenza di risonanza fondamentale della struttura.

3.4.5. Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito in Figura 9 gli spettri H/V e V registrati nel sito di misura. Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V (Up-Down component in legenda), fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno.

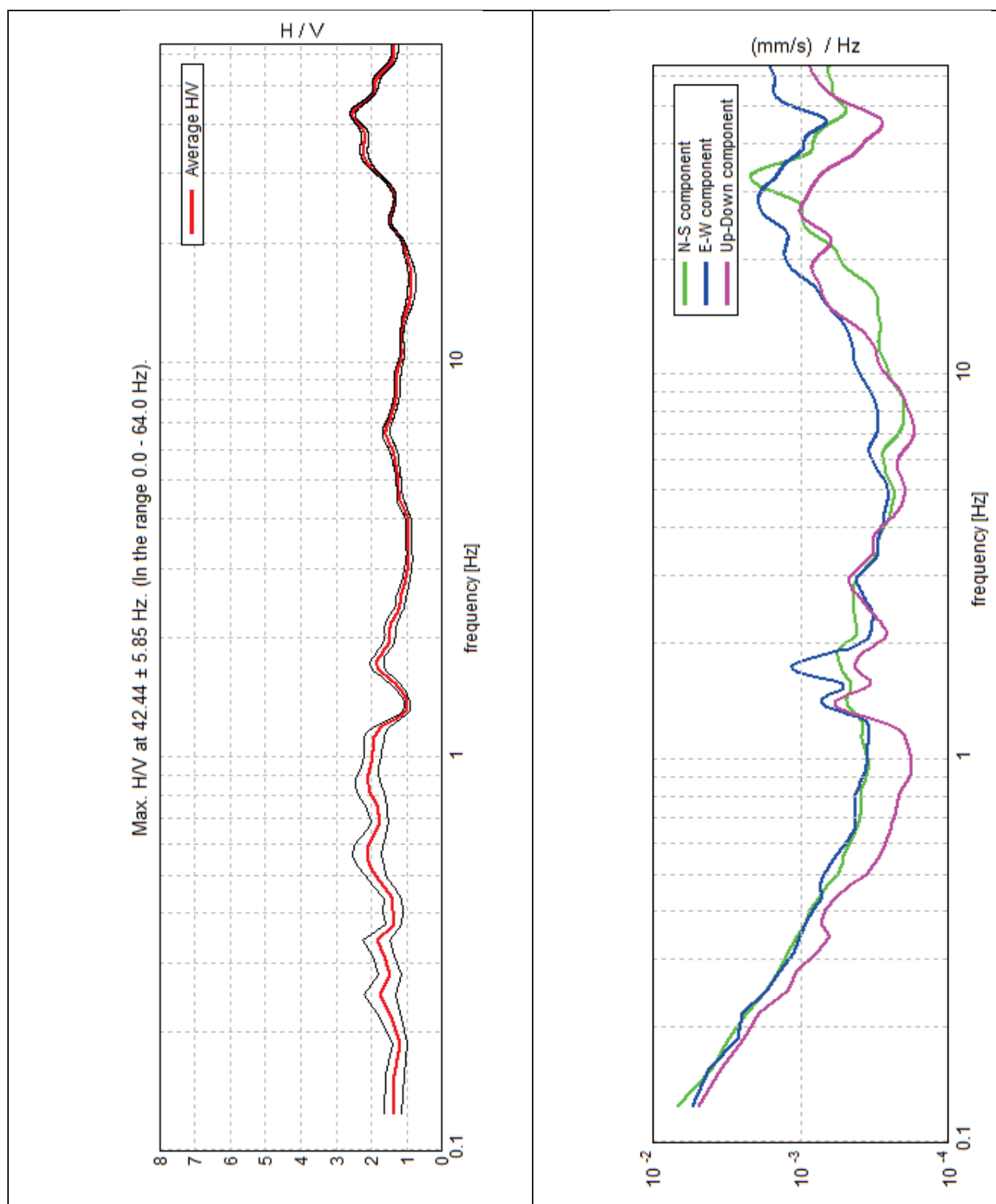



Figura 9 – Andamento degli spettri

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati (Figura 10).

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	17 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

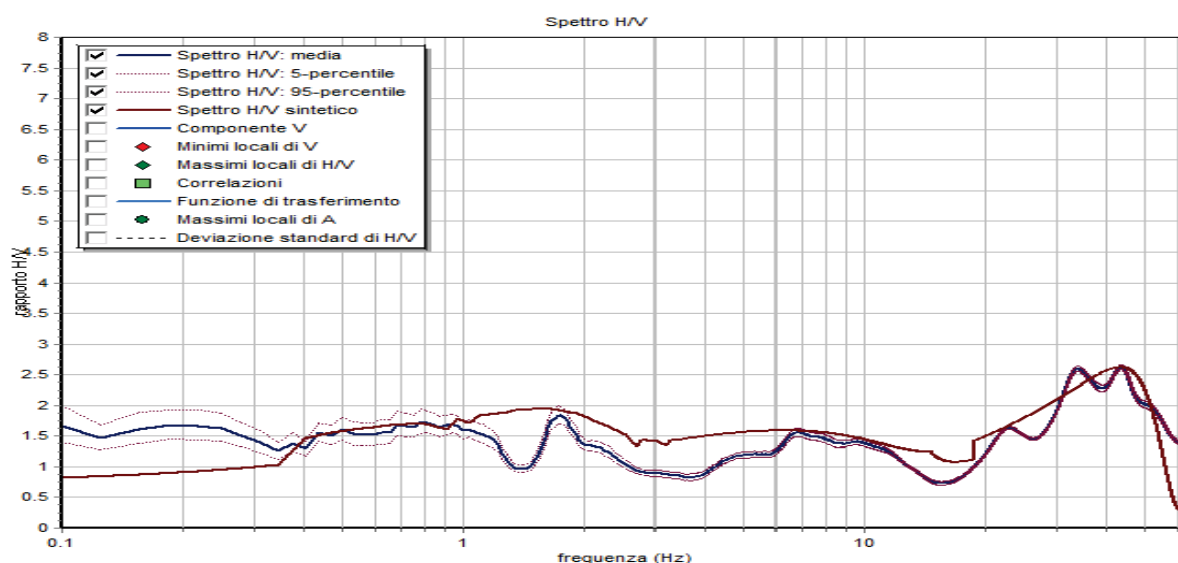


Figura 10 – Andamento della frequenza caratteristica

L'inversione ha consentito di ricavare il profilo delle velocità delle onde S in funzione della profondità.

Profondità da (m)	a (m)	Δz (m)	Vs (m/s)	Inversioni di velocità
0.0	0.6	0.6	104	-
0.6	2.4	1.8	264	-
2.4	6.5	4.1	269	-
6.5	19.9	13.4	417	-
19.9	54.77	34.87	489	-
54.77	68.47	13.7	525	-
68.47	235.83	167.36	874	-
235.83	287.75	51.92	922	-
Oltre 287.75			1158	-

Il valore di V_{s30} calcolato è risultato uguale a 372 m/s da p.c., da piano fondazioni (-0.80 m da p.c.) è circa 414 m/s, che pone il sito nella classe di sottosuolo B secondo il D.M. 17.01.2018 (da declassare a C). Per quanto riguarda la vulnerabilità sismica dell'opera in progetto, la frequenza di risonanza fondamentale è stata stimata con la relazione del d.m.17.01.2018 in funzione dell'altezza complessiva dell'edificio rispetto al piano di posa delle fondazioni (Z). Sulla base delle frequenze dei picchi stratigrafici H/V individuati di si è stimata l'altezza dell'opera rispetto alla quale si può verificare il rischio della doppia risonanza terreno-edificio. Sono stati esclusi dal calcolo i picchi H/V posti a frequenze superiori ai 10 Hz che corrispondono a edifici di altezza minore di 2,5-3,0 metri

Frequenza picchi H/V(Hz)	Z (m) con $C_1=0,050$	Z (m) con $C_1=0,075$	Z (m) con $C_1=0,085$
0.78(frequenza fondamentale)	75.37	43.9	37.15
0.94	59.11	34.43	29.14
1.72	26.35	15.35	12.99
2.09	20.25	11.8	9.98
5.0	6.35	3.7	3.13
6.81	4.2	2.45	2.07

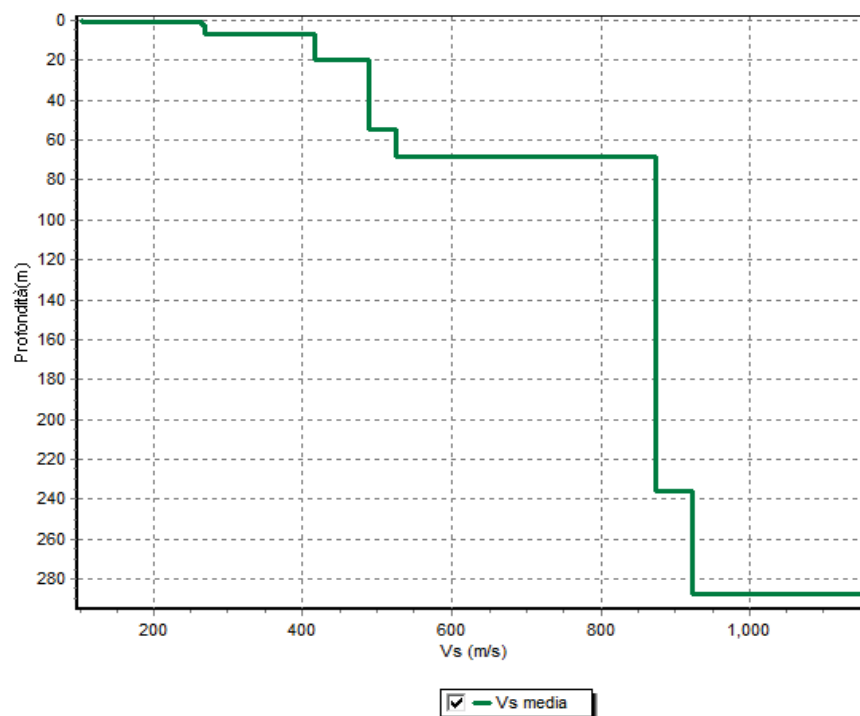


Figura 11 – Andamento Vs30 con la profondità

L'indice di vulnerabilità del sito (K_g) viene calcolato facendo riferimento ai soli picchi stratigrafici dello spettro H/V posti a frequenze inferiori o prossime a 10 Hz, in quanto quelli presenti a frequenze superiori non sono significativi dal punto di vista della vulnerabilità sismica. Nel caso in esame i picchi H/V stratigrafici significativi individuati hanno fornito valori di K_g inferiori a 4. Il sito può essere perciò classificato come a bassa vulnerabilità sismica.

Frequenza (Hz)	Ampiezza	K_g
0.78	1.73	3.83
0.94	1.71	3.1
1.72	1.85	1.98
2.09	1.34	0.86
5.0	1.19	0.29
6.81	1.56	0.36

3.5. Parametri sismici

L'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 ha introdotto un approccio alla classificazione sismica di tipo *sitodipendente*, ovvero i parametri significativi della zona devono essere calcolati in base a misure dirette ed elaborati secondo metodi semplificati che tengano conto delle possibili amplificazioni locali dovute alla stratigrafia e alla topografia. Questo approccio è stato confermato dal D.M. 17.01.2018. Di seguito sono riportati i valori delle accelerazioni corrispondenti ai diversi stati limite attesi calcolati per l'area in studio. I parametri utilizzati sono leggibili direttamente nello schema di Figura 12.

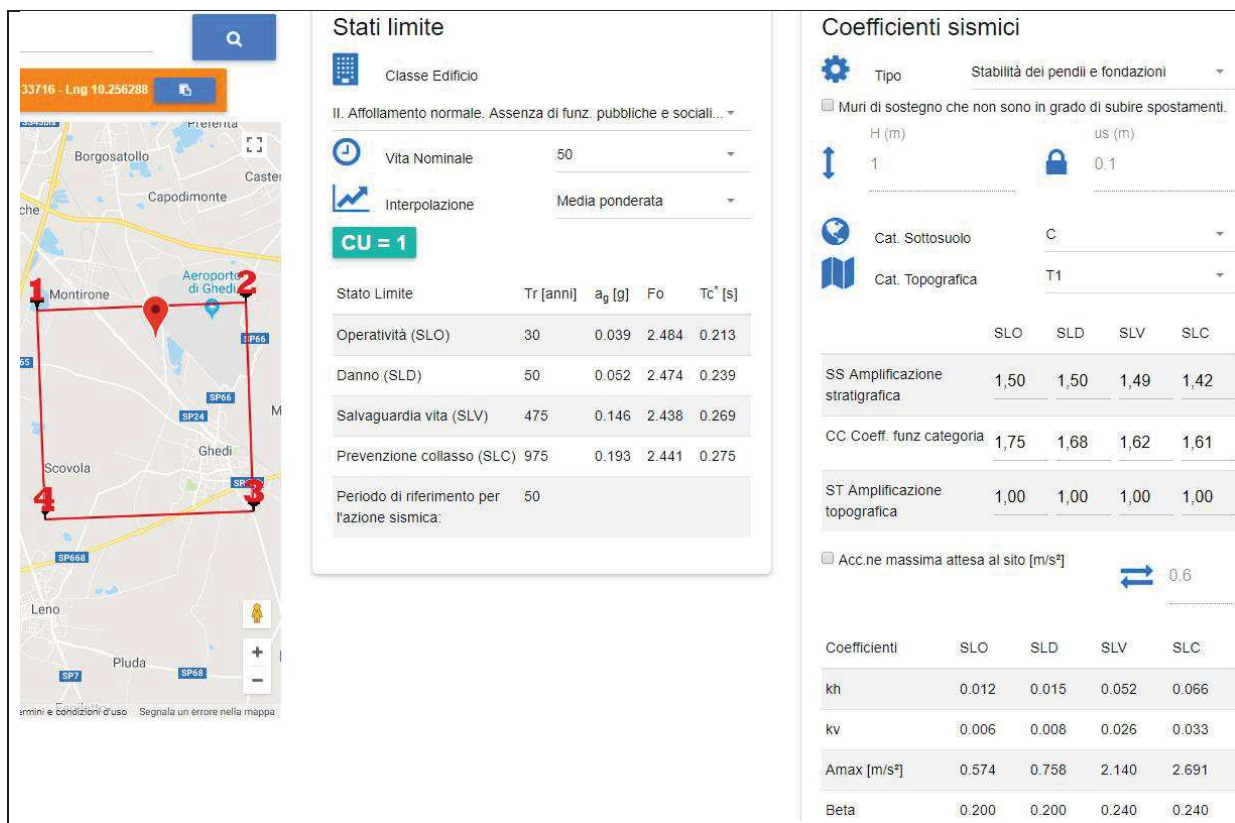


Figura 12 – Calcolo dei parametri sismici dell'area

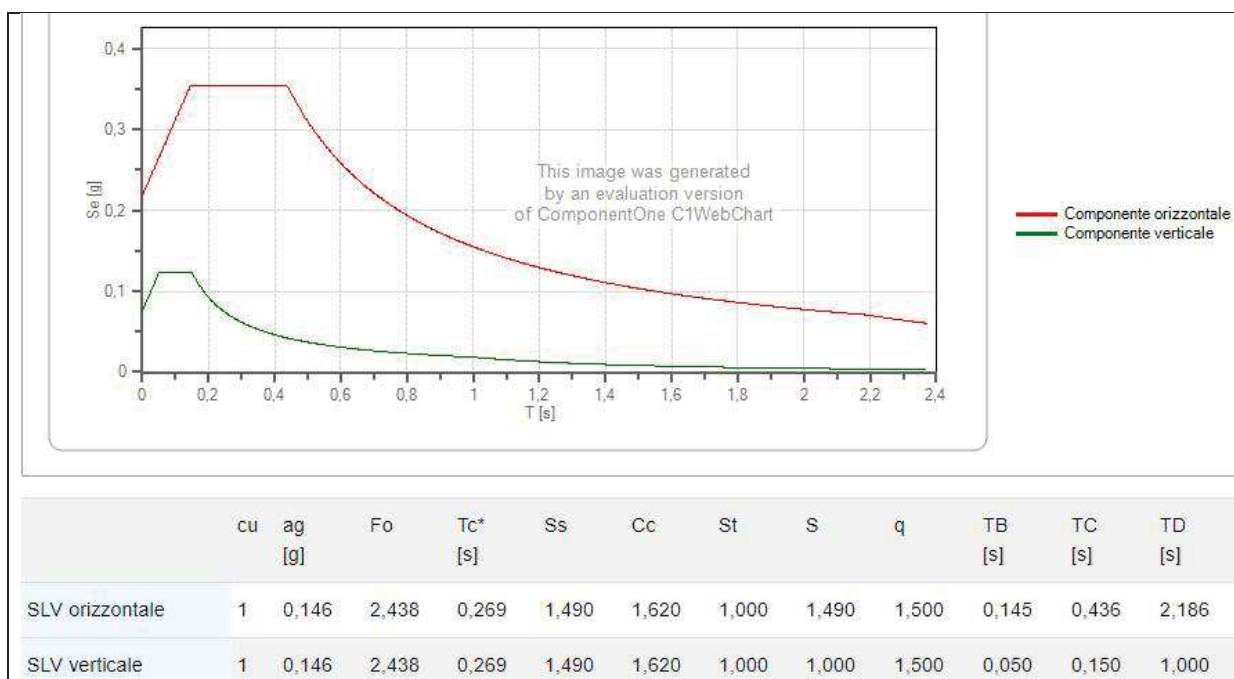


Figura 13 – Spettri di progetto SLV

Con riferimento alle nuove costruzioni si rimanda alle indicazioni ed ai criteri di calcolo previsti dalla nuova normativa.

3.6. Stima della magnitudo di riferimento

Nel settore di appartenenza del comunale di Ghedi i lineamenti tettonici sono riconducibili a diversi sistemi regionali che generano complessi campi tensionali. Il territorio comunale, in particolare, si pone nella parte settentrionale di un'area in sollevamento, con zone stabili, o in abbassamento durante il Pliocene inferiore e in forte sollevamento durante il Pliocene medio-superiore e il Quaternario. La sismicità di questa zona è legata quindi alla tettonica molto complessa del margine padano settentrionale. Le sorgenti sismogenetiche dovrebbero trovarsi ad una profondità compresa tra 5 e 15 km, in corrispondenza dello scollamento tra il basamento cristallino e la sovrastante copertura sedimentaria. L'analisi della sismicità, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, costituisce il primo tassello per gli studi di valutazione della pericolosità sismica di base. Trattandosi di modelli probabilistici, infatti, le caratteristiche sismo-tettoniche e le modalità di

rilascio dell'energia sismica pregressa consentono la messa a punto di modelli previsionali dell'attività sismica attraverso una quantificazione dei livelli di accelerazione attesi.

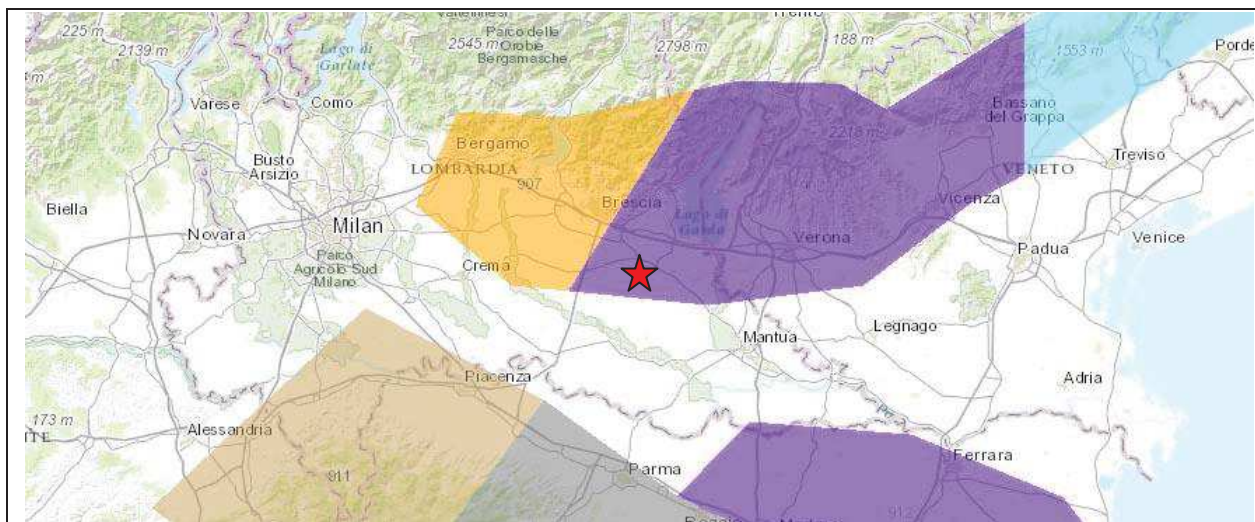


Figura 14 – Schema Zonizzazione Sismogenetica ZS9

L'attività sismica storica nel Bresciano rappresenta la naturale continuazione di quella pliocenica e quaternaria e risulta correlata alla collocazione, delle aree di studio, tra zone sismogenetiche riferibili, da una parte al fronte alpino e dall'altra al fronte appenninico, sepolti al di sotto della coltre fluvioglaciale-alluvionale della Pianura Padana. Storicamente la zona risente di effetti macroscopici in funzione della relativa vicinanza alle aree epicentrali dei forti terremoti storici, che colpiscono le provincie di Brescia e Verona. Alcuni sismi recenti, con le massime intensità storiche, si sono risentiti, per la relativa vicinanza con l'area sismogenetica del Reggiano-Ferrarese-Parmense e dell'edificio appenninico sepolto al di sotto delle coltri quaternarie dei depositi di pianura. L'area in esame secondo il modello sismotettonico riassunto nella zonazione sismogenetica ZS9 ricade nelle vicinanze nella zona sorgente 906, ma al di fuori di essa (Figura 14). In questo caso, ai fini della verifica alla liquefazione, si dovrebbe assumere il valore della Magnitudo M_w pari a quello della zona più prossima, ovvero 6.60, rielaborato (e ridotto) sulla base della distanza. In alternativa è possibile il calcolo con la metodologia della disaggregazione della pericolosità sismica che somma i contributi dovuti alle singole coppie magnitudo-distanza dagli epicentri ricadenti nell'area di riferimento, allo scopo

di ricavare l'evento sismico dominante. In questo modo si ottiene il terremoto di scenario, caratterizzato da un valore univoco della magnitudo, della distanza e del tempo di ritorno; ciò lo rende utilizzabile ai fini progettuali nelle verifiche agli stati limite. Il metodo si basa sulla mappa della pericolosità sismica messa a disposizione dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) attraverso il proprio portale web. Il sistema consente di visualizzare e interrogare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia regolare a passo 0.05° . Per ogni singolo nodo della griglia di riferimento è possibile richiedere il dettaglio in forma grafica e tabellare dell'analisi di disaggregazione (vale a dire il contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo) della relativa **a(g)**. Per il comune di Ghedi il valore medio di riferimento propone una magnitudo pari a 4.92 ad una distanza di 9.33 km. Il valore non è però riferito alla magnitudo momento M_w , ma bensì alla magnitudo locale media. Per questo devono essere sommati i singoli contributi sino all'ottenimento di un valore superiore al 90%. Sommando i contributi da 0 a 50 km si raggiunge un valore superiore al 90% per magnitudo fino a 6.0.

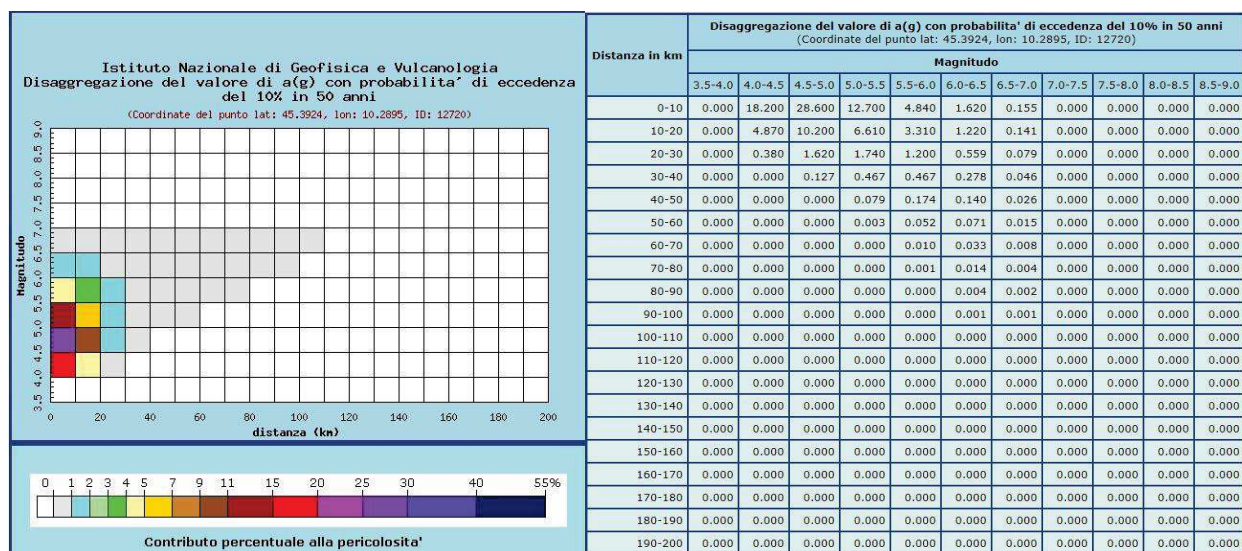


Figura 15 - Verifica Magnitudo

3.6.1. Verifica alla liquefazione

Durante un evento sismico vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza. Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce.

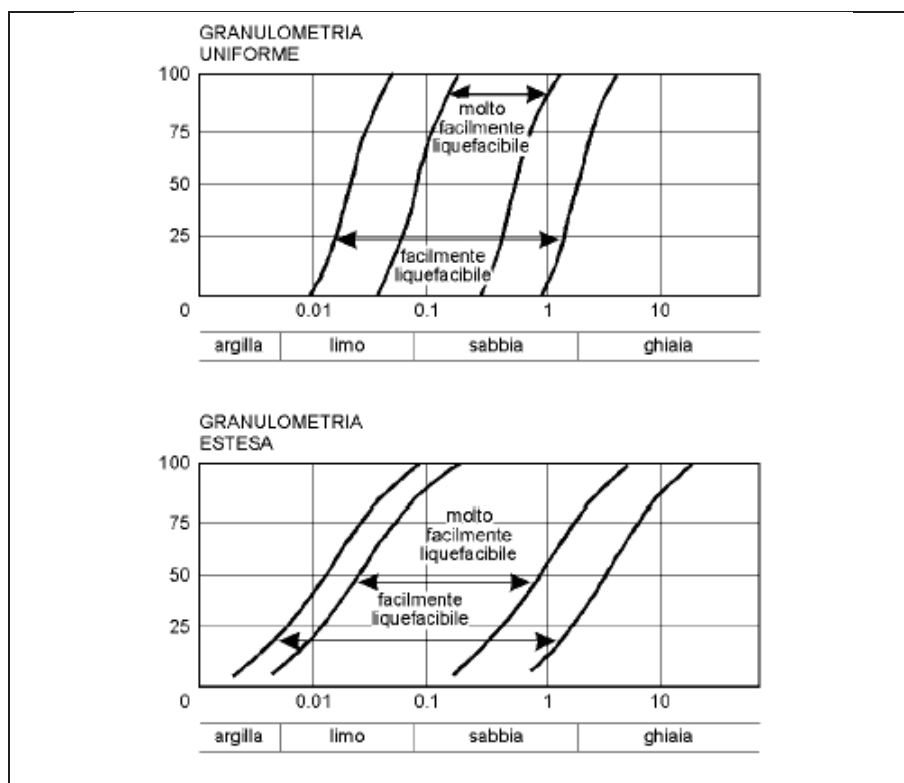


Figura 16 – Valutazione della suscettibilità alla liquefazione – fasce granulometriche critiche

La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Quindi, maggiore è la durata di un terremoto più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione. La probabilità che un

deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. I depositi sabbiosi sotto falda sono i terreni con più alto potenziale di liquefazione in particolare se sono di recente (in termini geologici) deposizione, e di granulometria fine o media come riportato nella Figura 16. Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (CSR) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR). Cioè in pratica si ha:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1 (di 1.25 secondo l'Eurocodice 8). La grandezza CSR dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). CRR è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche e statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da indagine geofisica. La grandezza CSR viene ricavata attraverso la relazione:


$$CSR = \frac{1}{2} \frac{a_{max}}{g} \frac{1}{r_d} \frac{1}{MSF}$$

dove:

- a_{max} = accelerazione sismica massima;
 g = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s²;
 σ_{v0} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
 σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
 r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c.;
 MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma,

La grandezza r_d può essere valutata attraverso alcune correlazioni empiriche note in letteratura. Nel caso in esame è stata utilizzata la seguente:

ANDRUS e STOKOE (2000)

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	25 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

$$CRR = 0,022 \cdot \left(\frac{K_c \cdot V_{s1}}{100} \right)^2 + \left(\frac{2.8}{V_{s1C} - K_c \cdot V_{s1}} \right) - \frac{2.8}{V_{s1C}}$$

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

Considerata la granulometria dei depositi non si ravvisano le condizioni necessarie all'innesco dei fenomeni di liquefazione.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	26 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

4. GEOTECNICA

La definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione è stata effettuata sulla base dei risultati dei valori di resistenza penetrometrica delle prove eseguite dallo scrivente nel febbraio 2016 per un fabbricato della Committenza realizzato nelle immediate vicinanze e dai dati bibliografici validi per litologie simili. La prova di riferimento è la P1 ha toccato una profondità di circa 4.00 metri da piano campagna in quanto a tale quota ha raggiunto il rifiuto all'avanzamento, ovvero più di 100 colpi per 30 cm. La prova penetrometrica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari al suo avanzamento (Figura 17).

DIMENSIONI E PESI				DATI TECNICI		
	DP	CPT	DP + CPT	Motore	Tipo	Benzina; 2 cil.; V
H [mm]	1600	1480	1600		Potenza [HP (kW) - RPM]	16 (12) - 3600
L [mm]	2450	2200	2450		Raffreddamento	Aria
P [mm]	1040	1040	1040	Traslazione	Cingolato a trasmissione idrostatica	Cingolato Gommato
Peso [kg]	910	810	980		Velocità di traslazione [km/h]	0 ÷ 1.8
					Pendenza Max %	25
				Pompa Idraulica	Numero di Pompe	2
					Max. pressione operativa [bar]	245
				Stabilizzatori	Numero	3
					Tipo	Idraulico



Figura 17 – Penetrometrica dinamico superpesante e statico da 20 ton

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un’immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. Nella prova penetrometrica

dinamica lo sforzo necessario per l'infissione è misurato dal numero dei colpi del maglio le cui caratteristiche tecnico-strumentali sono le seguenti (DPSH):

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	73 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	7 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	8 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1.15
Rivestimento/fanghi	Si
Angolo di apertura punta	60°

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta uno dei mezzi più diffusi per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova (differente da quelle eseguite), pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$


in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT. L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	28 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

H = altezza di caduta;
A = area base punta conica;
 δ = passo di avanzamento.

Le risultanze della prova sono riportate in Figura 18.

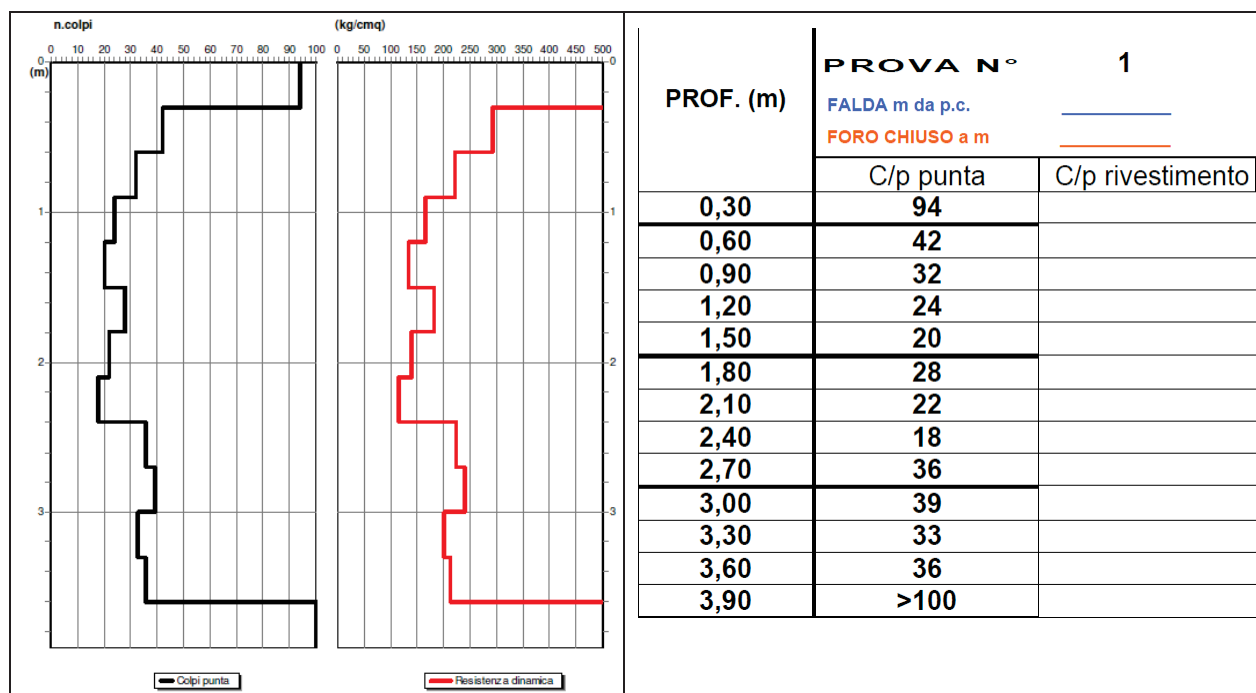


Figura 18 - Dati prova penetrometrica

4.1. Modello geotecnico

Per la definizione dei parametri geotecnici si è fatto riferimento alle usuali correlazioni semiempiriche che definiscono i valori di coesione non drenata c_u^1 , angolo di attrito interno ϕ , densità γ , e modulo elastico E , in relazione alla resistenza penetrometrica. Per il dettaglio sulle correlazioni utilizzate si rimanda alla letteratura geotecnica degli autori citati in nota. Nell'area sono stati rilevati con continuità depositi di natura prevalentemente granulare a grado di

¹La coesione non drenata è ricavabile dalla nota correlazione: $c_u = R_p/N_c$, dove $N_c = 15-20$; per il caso in questione, per ragioni prudenziali si è adottato $N_c = 20$.

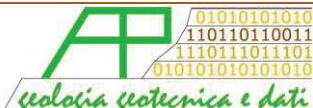
L'angolo di attrito interno e la densità possono essere ricavate dalla correlazione di De Mello (1973) e Meyerhof (1957).

Il modulo elastico è ricavabile dalla nota correlazione: $E = \alpha \cdot R_p$, dove $\alpha = 1.5-3.0$; per il caso in questione, per ragioni prudenziali si è adottato $\alpha = 1.5$.

addensamento variabile. In superficie, sino a circa 2.40 metri da p.c. sono presenti depositi addensati, seguiti da terreni densi e molto densi. Lo studio dei parametri può infatti essere sviluppato in termini non più deterministici ma bensì aleatori, cioè ciò che prima era identificato da un valore adesso è descritto da una variabile che rappresenta un insieme di numeri riferiti alla stessa grandezza fisica. La distribuzione di questa grandezza può quindi essere rappresentata da una funzione continua di tipo normale (gaussiano) dove sulle ascisse sono riportati i valori della variabile (F_s) e sulle ordinate la loro frequenza. Una evoluzione di questa particolare funzione è chiamata distribuzione di Student che ben si adatta nei casi in cui si può assistere a compensazione. Nel caso in esame per compensazione si intende il seguente concetto: il volume della eventuale massa interessata dal sovraccarico delle fondazioni è maggiore della scala di fluttuazione dei parametri che la governano, cioè di quelle porzioni di terreno che presentano geometrie o valori di resistenza differenti. E' pertanto plausibile che nel volume della massa instabile siano presenti porzioni di terreno con caratteristiche differenti. In questi casi maggiore è la tendenza a compensare le zone deboli con le forti giustificando il riferimento a valori prossimi ai valori medi. Tutte queste considerazioni sono ritenute valide in assenza di superfici di rottura preferenziali come nel caso in esame. Al fine di operare a favore di sicurezza è stato estratto il valore riferito al 5° percentile della distribuzione, ovvero **il valore caratteristico** tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5%. Questa procedura è peraltro documentata negli Eurocodici EC7 ed EC8 ed è stata ripresa nella stesura delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 E 2018. Sulla base delle correlazioni effettuate è stato definito un unico modello geotecnico, partendo dal piano campagna:

STRATO A: da p.c. sino a -2.40 m: depositi granulari scarsamente densi. Parametri caratteristici: $\Phi_k = 33^\circ$ $\gamma = 1.8 \text{ kg/cm}^3$.

STRATO B : da -2.40 m sino a -4.00 m: depositi granulari da densi a molto densi. Parametri caratteristici: $\Phi_k = 38^\circ$ $\gamma = 1.9 \text{ kg/cm}^3$.

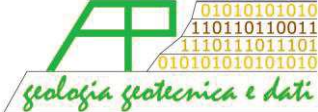
	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	30 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

In base alle considerazioni stratigrafiche espresse nei capitoli precedenti lo strato B può essere esteso per l'intera zona interessata dall'azione delle fondazioni. Al completamento del modello geotecnico è stata attribuita la categoria di appartenenza del profilo stratigrafico dei terreni di fondazione per la definizione dell'azione sismica di progetto. Viste le risultanze dell'indagine sismica e delle analisi di II livello il profilo stratigrafico dei terreni di fondazione è classificabile come **tipo C** secondo i disposti della Ordinanza del Presidente del Consiglio 20 marzo 2003 n.3274 e successive modifiche.

4.2. Analisi delle soluzioni fondali

L'applicazione di un carico concentrato sulla superficie del terreno produce un fascio di reazioni con intensità decrescente allontanandosi in orizzontale ed approfondendosi sulla verticale rispetto al punto di applicazione. In funzione della geometria e delle dimensioni della fondazione o del piano di appoggio, i carichi saranno diffusi a profondità differenti. Le proprietà geotecniche dei terreni permettono l'impiego di fondazioni superficiali di qualsiasi tipologia, a plinto, nastriformi o a platea. Nell'ipotesi di progetto le strutture poggeranno alla profondità di circa 1.50 dal piano del piazzale su di una fondazione a platea. Durante le operazioni di scavo delle fondazioni si dovrà riservare attenzione alla natura dei depositi e dovranno essere segnalate eventuali difformità o repentine variazioni litologiche non rilevabili dall'indagine svolta. In riferimento all'aggressività dei terreni di fondazione (UNI EN 206-1) questi possono essere classificati come XC2. Il calcestruzzo impiegato per le opere di fondazione dovrà garantire le prestazioni minime riportate nella tabella seguente.

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	31 di 37
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

4.3. Calcolo della capacità portante

Sulla base delle informazioni desunte dal modello geotecnico e considerando la tipologia di fondazioni adottata, così come illustrato in precedenza, è possibile definire la capacità portante del terreno di imposta, il cui calcolo della capacità limite può essere eseguito con la formula di Brinch Hansen valida per fondazioni superficiali, modificata per il carico inclinato, che tiene conto dei fattori di forma, di fondazione, di profondità, di inclinazione del carico e degli effetti inerziali dovuti all'azione sismica. In ottemperanza a quanto prescritto dalla normativa vigente ed in accordo con il Progettista si è scelto un metodo di tipo semiprobabilistico che in dettaglio corrisponde all'approccio 2 combinazione unica (STR+GEO). I riferimenti per la trasformazione della portata di progetto, ovvero i coefficienti riduttivi sono riportati nelle tabelle 6.4.II e 6.4.IV delle NTC2018. Il Progettista dovrà poi verificare che sia soddisfatta la disequivalenza:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed rappresenta il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico mentre Rd rappresenta la resistenza del terreno.


4.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3

Questo tipo di combinazione prevede l'impiego dei parametri caratteristici (M1) del modello geotecnico così come riportato nel capitolo precedente. Effettuando il calcolo secondo la formula sopra riportata e riducendo la capacità portante secondo i valori della tabella 6.4.I riferendosi al coefficiente γ_r relativo a R3 (2.30) raggiungeremo la seguente portata di progetto Rd da confrontare con le azioni corrispondenti ad A1:

in condizioni statiche $Rd = 7.5 \text{ Kg/cm}^2$

in condizioni sismiche $Rd = 5.0 \text{ Kg/cm}^2$

Nel dimensionamento delle fondazioni è tuttavia necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato. E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione per stimare il

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	32 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

sovraccarico di esercizio (SLE) da attribuire ai depositi indagati in modo che i cedimenti derivati siano compatibili con le strutture in progetto.

4.3.2. Verifica allo slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità della fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno non è stata messa in conto. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:


$$FRd = Nsd \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale Nsd è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza al taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione fondazione-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante. Riducendo gli esiti dei calcoli secondo i valori della tabella 6.4.I riferendosi al coefficiente γ_r relativo a R3 (1.10), la resistenza allo slittamento considerando un carico di fondazione pari a 2.50 kg/cm^2 (carico di esercizio SLE) risulta:

$$Rd = 1.22 \text{ Kg/cm}^2$$

4.4. Calcolo dei cedimenti

Il cedimento di una fondazione è riconducibile allo stato limite di esercizio della struttura (SLE), ed in questo caso i valori caratteristici dei parametri geotecnici sono uguali ai valori di progetto ($f_d = f_k$). Inoltre i coefficienti parziali sulle azioni A e sui parametri di resistenza R sono sempre unitari: $A1+M1+R1$. Il calcolo dei cedimenti indotti sul terreno dal carico trasmesso dalle fondazioni delle opere in progetto è stato effettuato sulla base del modello geotecnico; l'andamento dell'incremento di pressione verticale con la profondità è stato calcolato nell'ipotesi di validità della teoria di Boussinesq per un punto in asse alla fondazione.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	33 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione). In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti.

Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale. Il cedimento assoluto totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

S_{imm} = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);

S_{con} = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);

S_{sec} = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

I cedimenti sono stati calcolati mediante la teoria dell'elasticità. Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione utilizzata è la seguente:

$$S = DH \times Q_z / Ed;$$


dove:

DH = spessore dello strato;

Q_z = incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato a metà strato;

Ed = Modulo di deformazione dello strato 1/mv.

La fondazione è stata considerata rigida. Da questa formula, imponendo un carico di esercizio (SLE) sulla fondazione pari a 2.50 kg/cm² si ricavano valori dei cedimenti nell'ordine dei 20/25 millimetri. I valori sono risultati conformi con il grado di addensamento rilevato nei

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	34 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

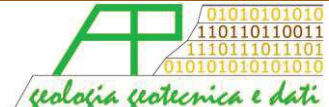
depositi. Si consiglia di non superare i valori di esercizio indicati (SLE) al fine di contenere i cedimenti.

4.5. Terre da scavo

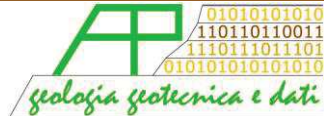
Si ricorda che tutte le opere che prevedono la produzione di terre da scavo (fondazioni, interrati, sbancamenti etc) sono normate dal D.Lgs 3 aprile 2006 n. 152 (Norme in materia ambientale) e dai relativi Allegati come modificato dal D. lgs. 4/2008 dal D. lgs. 205/2010, dal D.M. 10.08.2012 n.161, dalla Legge n.98 del 09.08.2013 conversione del Decreto del Fare e recentemente dal DPR 120 del 13.06.2017 in vigore dal 22.08.2017. In sostanza la legislazione prevede che le terre prodotte dagli scavi siano considerate rifiuto e come tale debbano essere smaltite, ovvero debbano essere conferite alle discariche autorizzate con la compilazione del formulario. La norma prevede altresì che le terre possano essere esonerate dal regime dei rifiuti purché siano rispettate contemporaneamente le seguenti condizioni:

1. presenza di inquinanti nei limiti di legge
2. effettivo riutilizzo
3. esclusione da preventivi trattamenti per il riutilizzo, ad eccezione delle normali pratiche industriali e di cantiere.

Un ulteriore differenza risiede nella natura autorizzativa dell'opera in progetto che configura scenari diversi nel caso in cui si tratti di Autorizzazione Integrata Ambientale (AIA) o di Verifica di Impatto Ambientale (VIA). In questi casi si applica l'iter previsto dal D.M. 10.08.2012 n.161. Pertanto in tutti gli altri casi, fatte salve le condizioni sopra riportate, i materiali da scavo (di cui all'art.1, comma1, lettera b del D.M. 161/2012) sono sottoposti al regime dei sottoprodotti di cui all'art. 4 del DPR 120 del 13.06.2017, il proponente o il produttore deve attestare il rispetto delle suddette condizioni tramite dichiarazione resa all'Agenzia regionale per la protezione ambientale (ARPA) ai sensi e per gli effetti del Testo Unico del DPR 445/2000. L'Arpa si riserva la facoltà di effettuare il controllo sia su base documentale, attraverso gli atti in possesso dell'Agenzia, sia attraverso controlli diretti in

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	35 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

campo ove lo ritenga necessario e provvedere ad effettuare sopralluoghi ed eventuali campionamenti in contraddittorio con il Proponente, finalizzati a verificare il rispetto dei limiti previsti dalla norma e come dichiarato nella certificazione. Qualora in accordo al comma 3 dell'art.71 del DPR 445/2000 Arpa rilevi nelle dichiarazioni ricevute e per gli aspetti ambientali di competenza “ delle irregolarità o delle omissioni rilevabili d'ufficio, non costituenti falsità, dà notizia all'interessato di tale irregolarità. Questi è tenuto alla regolarizzazione o al completamento della dichiarazione; in mancanza il procedimento non ha seguito” e, conseguentemente, i materiali da scavo devono essere considerati rifiuti, e come tali trattati. Medesima conclusione è prevista qualora dai controlli effettuati si dimostri che i materiali di scavo non rispettano i requisiti previsti dall'art.4 del DPR 120 del 13.06.2017, decadendo le condizioni per poterli considerare quali sottoprodotti. In questi casi rientrando nel regime normativo dei rifiuti dovranno essere valutate le conseguenti eventuali ipotesi di reato per il Proponente, il Ricevente, il Trasportatore. Si ricorda che i reati in campo ambientale sono soggetti a procedimento penale oltre che amministrativo.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	36 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

5. CONCLUSIONI


L'indagine effettuata e i rilievi eseguiti consentono di trarre le seguenti conclusioni:

1. L'area in studio ricade nel comune di Ghedi, classificato dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003 n.3274 come di classe 3. La recente riclassificazione della Regione Lombardia ha modificato la classe di appartenenza, aumentandola alla categoria 2.
2. Secondo i disposti dell'Ordinanza Presidente del Consiglio n.3274/2003 e le indicazioni contenute nel PGT i terreni di fondazione sono classificabili come di tipo B. Dagli approfondimenti eseguiti si assegna la classe topografica T1.
3. L'analisi di II livello ha verificato che le soglie Regionali presentano valori del coefficiente di amplificazione F_a minori di quelli calcolati per il sito. Il profilo del sottosuolo è stato declassato alla categoria C.
4. I terreni di fondazione sono costituiti da alluvioni fluvioglaciali prevalentemente ghiaioso sabbiose.
5. Dai dati bibliografici (stratigrafia pozzo) la falda dovrebbe attestarsi ad una profondità di circa 10.00 metri da p.c. Sono possibili oscillazioni importanti della superficie freatica.
6. Il calcolo della capacità portante è stato effettuato secondo la metodologia proposta dall'approccio 2. I valori sono riportati all'interno della relazione.
7. Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato sulla base della teoria dell'elasticità. I cedimenti sono ammissibili con le strutture in progetto.
8. I terreni di fondazione non saranno soggetti a liquefazione in caso di sisma.
9. Le terre da scavo dovranno essere trattate nel rispetto della normativa vigente.

Per quanto esposto ed illustrato si dichiara la fattibilità dell'intervento, sotto il profilo geologico, idrogeologico e geotecnico.

Dr. Geol. Corrado Aletti

Seniga 09.07.2018

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2018	0	37 di 37
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				