

REGIONE CAMPANIA


Acqua Campania S.p.A.

RISTRUTTURAZIONE FUNZIONALE
DELL'ACQUEDOTTO CAMPANO
SISTEMA DI ALIMENTAZIONE DELLA
PENISOLA SORRENTINA E DELL'ISOLA DI CAPRI

ADDUZIONE PRIMARIA PENISOLA SORRENTINA
ALIMENTAZIONE FRAZIONI COLLINARI DEL COMUNE DI VICO EQUENSE
PROGETTO ESECUTIVO

IL CONCESSIONARIO
(ACQUA CAMPANIA S.p.A.)

IL PROGETTISTA
FINALCA INGEGNERIA s.r.l.
(Ing. Alfredo Postiglione)

Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
0	Settembre 2016	Aggiornamento per attività di cui all'art.26 del D.Lgs.18/04/16 n.50	V.A.	G.V.	A.P.
TITOLO :			Progettazione:		
RELAZIONE GEOTECNICA					
			Sostituisce il disegno n° File:		
			Codice Commessa:		
			Allegato		
			N° RE.SP.07		
il presente disegno e' di nostra proprieta'. Si fa divieto a chiunque di riprodurlo o renderlo noto a terzi senza nostra autorizzazione			Revisione:	Scala:	
			0		

INDICE

1. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI TERRENI	2
1.1. INDAGINI INTEGRATIVE	2
2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI - STIMA DEI PARAMETRI SISMICI ED ELASTICI	6
2.1. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	11
3. DISCUSSIONE E CONCLUSIONI	15

1. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI TERRENI

La ricostruzione della stratigrafia e la valutazione dei parametri geotecnici sono stati ottenuti mediante la correlazione dei dati emersi dal rilevamento geologico di dettaglio con le risultanze di indagini geognostiche eseguite nell'area di intervento.

1.1. INDAGINI INTEGRATIVE

Come illustrato in precedenza, ad integrazione delle informazioni a disposizione, sono state eseguite delle indagini geognostiche in situ e di laboratorio, la cui ubicazione è rappresentata nella **Figura 3** consistenti in:

- n. 1 indagine sismica superficiale M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves);

Tali elementi hanno consentito di acquisire tutti le informazioni sufficienti a ricostruire la sequenza litostratigrafica dell'area in oggetto. Quest'ultima può essere schematizzata nei seguenti orizzonti:

Strato	Profondità (<i>potenza</i>)	Descrizione	γ_n [g/cm ³]	Φ [°]	c [kg/cm ²]	E_{ed} [kg/cm ²]
1	da 0 a 1,20 m (1,20 m)	Coltre superficiale di terreno agrario limo-argilloso di colore bruno	1,786	17	0,00	20
2	da 1,20 a 10,00 m (8,80 m)	Piroclastici rimaneggiate rappresentate da sabbie e limi vulcanici di colore scuro	1,600	35	0,00	120
3	da 10,00	Calcari dolomitici di colore grigio da poco a mediamente fratturati	2,050	41	0,00	240-300 (*)

* - Resistenza alla compressione monoassiale

Da quanto detto il corpo fondazione interesserà la formazione di origine vulcanica costituita da **piroclastici rimaneggiate** rappresentate da sabbie e limi vulcanici di colore scuro.

Questi materiali assumono particolare importanza in quanto nella maggioranza dei casi hanno costituito e costituiscono tuttora i terreni di fondazione di edifici e di altri manufatti. La composizione granulometria varia da "limo sabbioso debolmente ghiaioso" a "sabbia limosa e ghiaiosa" ed è tipica dei terreni definiti come pozzolane.

I pesi di volume γ , per la presenza non trascurabile della frazione pomicea, sono

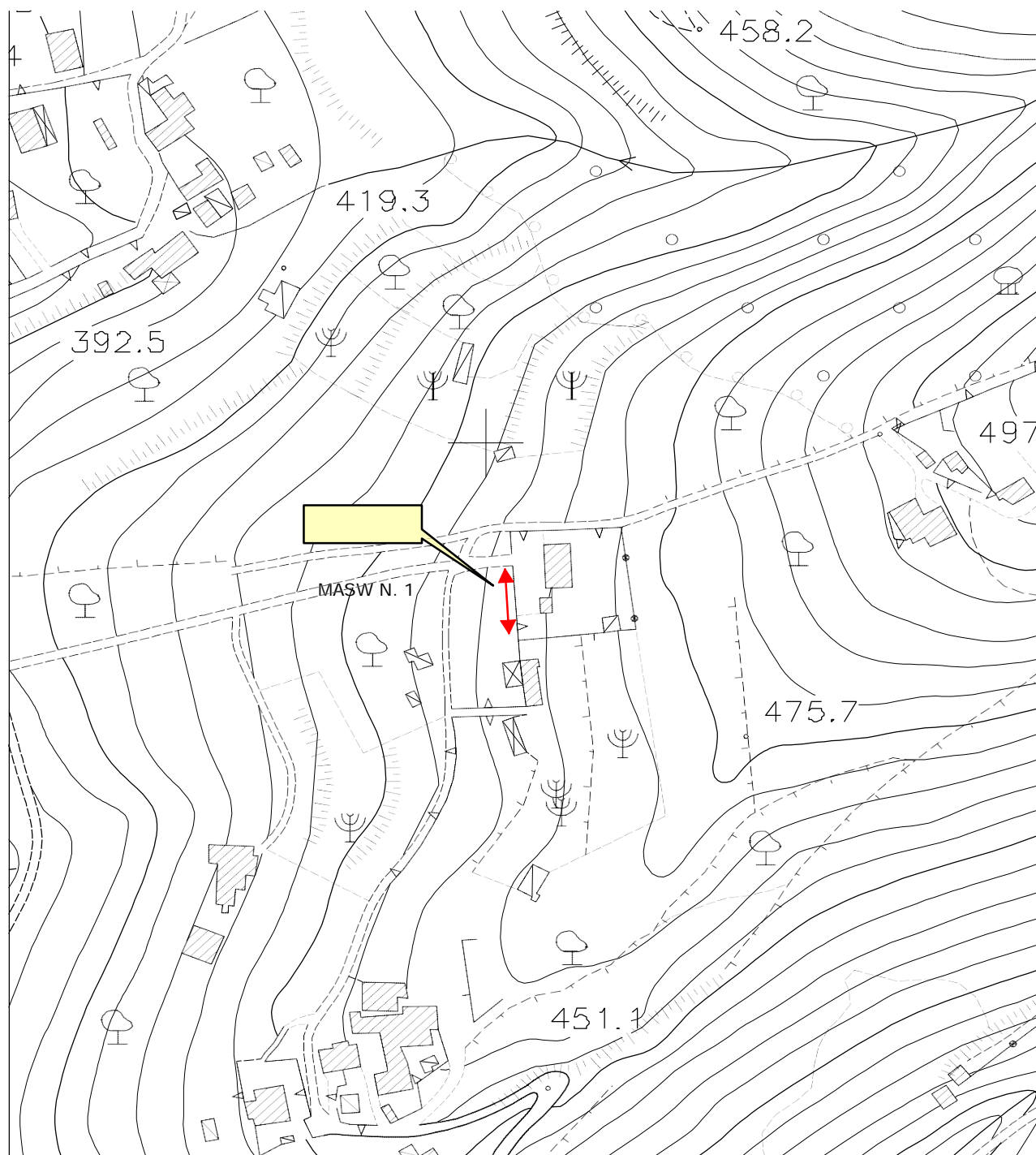


Figura 3 – Planimetria ubicazione indagini geognostiche
Scala 1 : 2000

alquanto modesti variando da un minimo di $1,45 \text{ g/cm}^3$ ad un massimo di $1,75 \text{ g/cm}^3$ (valore medio $1,6 \text{ g/cm}^3$). Questi terreni, per i quali sono state effettuate delle prove di taglio diretto all'atto della compilazione del P.R.G ed i cui risultati sono riportati nello stesso, presentano una coesione c' praticamente nulla, mentre gli angoli di attrito interno variano tra 28° e 38° .

Sempre allo scopo di compilare il P.R.G sono state effettuate delle prove penetrometriche dinamiche, in esso, che mostrano che l'addensamento risulta sempre alquanto modesto variando da sciolto a medio. Le correlazioni tra NSPT (numero di colpi/piede) ed angolo di attrito interno, forniscono per quest'ultimo, valori più frequentemente compresi tra 28° e 32° , in discreto accordo con i risultati delle prove di taglio.

Ponendo il valore di γ MEDIO pari a $1,6 \text{ kg/cm}^3$ (mediando il valore ottenuto dalle prove di laboratorio, piuttosto basso, con quello ottenuto da altre indagini sui medesimi terreni) ed elaborando i valori di NSPT si è giunti alla determinazione dei parametri meccanici delle piroclastiti. Secondo la classificazione di TERZAGHI E PECK (1948), questi terreni sono da considerare "poco addensati" con una D_r media pari a 0.40.

Utilizzando le correlazioni di MEYERHOF (1956) e di WEBB (1970) si perviene alla determinazione dell'angolo di attrito ϕ MEDIO uguale a 24° e del modulo di deformazione (Young) drenato E medio, che risulta pari a 58 Kg/cm^2 , secondo BEGEMANN(1974), invece, il modulo edometrico di deformazione M_o medio risulta pari a 57 Kg/cm^2 .

Prove di laboratorio su su campioni indisturbati di tali terreni hanno permesso la caratterizzazione fisico-meccanica delle piroclastiti. Il peso dell'unità di volume (γ) risulta 1.03 t/m^3 , il contenuto d'acqua naturale (W) è 33.4% , la porosità (n) è pari a 69% mentre il grado di saturazione (S) è uguale a 37% La prova di taglio diretto ha evidenziato un valore dell'angolo di attrito ϕ pari a $25,4^\circ$ ed una coesione c uguale a 1.1 Kg/cm^2

In definitiva per tali terreni, che coincidono con il strato di fondazione dei manufatti previsti in progetto si possono assumere i seguenti valori dei principali parametri geomeccanici:

- TERRENO "POCO ADDENSATO"
- DENSITA' RELATIVA $D_r = 0,39$
- PESO DELL'UNITA' DI VOLUME $\gamma = 1,6 \text{ g/cm}^3$
- CONTENUTO D'ACQUA NATURALE $W = 0,33$
- POROSITÀ $n = 0,69$

- GRADO DI SATURAZIONE $S = 0,4$
- ANGOLO DI ATTRITO INTERNO $\phi = 35^\circ$
- COESIONE $c = 0$
- MODULO DI DEFORMAZIONE (YOUNG) DRENATO $E = 58 \text{ Kg/cm}^2$
- MODULO EDOMETRICO DI DEFORMAZIONE $M_o = 57 \text{ Kg/cm}^2$.

La formazione di base, a comportamento litoide o sub-litoide, è rappresentata da una roccia calcarea da poco a mediamente fratturata nella sua porzione corticale. Le caratteristiche geomeccaniche della stessa sono state ricavate adottando il metodo della "**Classificazione RMR-Sistem**" di **Bieniawski** (1989). Tale classificazione si basa sui valori assunti dall'indice di qualità della roccia **RMR**, correlato ai seguenti parametri dell'ammasso roccioso:

R1 - Resistenza a compressione uniassiale;

R2 - RQD;

R3 - Spaziatura delle discontinuità;

R4 - Condizione dei giunti (alterazione delle pareti, scabrezza, apertura e materiale di riempimento);

R5 - Condizioni idrauliche.

Ciascuno dei seguenti parametri è stato valutato quantitativamente sul terreno e ad essi è stato attribuito il relativo indice numerico.

Il parametro **R1** è stato calcolato con il *Martello di Schimdt* che ha dato valori di rimbalzo variabili da **15** a **20** per cui si ha una compressione uniassiale pari a circa **240-300 Kg/cm²**.

Il parametro **R2 - RQD** è stato ottenuto con la formula di **Priest e Hudson**:

$$RQD = 100e^{-0,1n} (0,1n+1)$$

dove n è il numero medio di giunti per metro. Nel caso in esame n varia mediamente tra **25** e **30** e RQD assume valori di circa il **28-30%**.

Il parametro **R3 - spaziatura delle discontinuità** varia tra 0,06 e 0,1 mt.

Il parametro **R4 - Condizioni di discontinuità** presenta una superficie rugosa, poco alterata e discontinuità poco aperte.

Con riferimento al parametro Il parametro **R5 - Condizioni idrauliche** l'ammasso è da considerarsi asciutto.

In tali condizioni I singoli parametri assumono rispettivamente i valori di: **6-10-10-28-18** il cui totale dà il valore dell'indice

$$\mathbf{RMR = 72}$$

Con tale valore dell'indice RMR la roccia appartiene alla III classe e si possono ricavare i parametri di resistenza dell'ammasso roccioso secondo le formule di Bieniawski:

$$\text{Angolo d'attrito interno } \varphi = 5 + \text{RMR}/2 = 41^\circ$$

$$\text{Il peso di volume } \gamma = 2.05 \text{ g/cm}^3$$

2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI - STIMA DEI PARAMETRI SISMICI ED ELASTICI

Caratteristica peculiare della risposta sismica di un sito sono, oltre alle caratteristiche geolitologiche, anche i contenuti delle vibrazioni spettrali in arrivo, e la loro interazione positiva con la frequenza propria dei manufatti. Infatti, in presenza di siti costituiti da terreni capaci di attenuare il passaggio delle onde sismiche, ed in presenza di epicentri poco profondi si possono avere fenomeni di amplificazione.

Le "Norme Tecniche per le Costruzioni" - D.M. del 14/01/2008, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 con Supplemento Ordinario n. 30, definiscono le regole da seguire per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica. Esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere. Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica di un sito deve essere valutata sia in termini geografici (condizioni topografiche del sito) che in termini temporali (vita di riferimento della costruzione); tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- ❖❖ in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale.
- ❖❖ 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 per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, sul sito di riferimento rigido ed orizzontale, in funzione di tre parametri:

- ❖❖ a_g accelerazione orizzontale massima del terreno (espresso in g/10);

- ❖❖ F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (parametro adimensionale);

- ❖❖ T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in secondi).

I Valori a_g , F_0 , e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'allegato B delle NTC. Per l'individuazione reticolo di appartenenza del sito si potrà fare riferimento alle seguenti coordinate espresse in gradi decimali e riferite al sistema geodetico WGS84:

Longitudine: E = 14.45015196°

Latitudine: N = 40.66710031°

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni stabiliscono che ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In assenza di tali studi si può utilizzare la seguente classificazione dei terreni di seguito descritta. La classificazione deve interessare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato roccioso rigido di riferimento (*bedrock*). Si effettua sulla stima delle velocità medie delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità (velocità equivalente delle onde di taglio) definita dalla seguente espressione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

dove h_i e v_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. In alternativa possono essere utilizzati il valore di $N_{SPT,30}$ (per terreni prevalentemente granulari) o di $c_{u,30}$ (per terreni coesivi). Con riferimento alle proprietà del suolo di fondazione, viene proposta l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo, mediante cinque tipologie di suoli (A - B - C - D - E) più altri due speciali (S1 e S2), da individuare in base allo schema riportato nella pagina seguente.

Per la caratterizzazione sismica del sito sono stati adottati i risultati di una prova sismica superficiale M.A.S.W (Multichannel Analysis of Surface Waves) eseguita nel sito di intervento. Dall'analisi degli elaborati della prova emerge che il valore di V_{s30} è **pari a ca. 480 ms⁻¹** per cui i terreni indagati appartengono alla **CATEGORIA B** contemplata nelle suddette norme tecniche (**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 ms⁻¹ e 800 ms⁻¹**). Ad ogni modo si fa rilevare che verosimilmente, contrariamente alle aree di diretto intervento, l'indagine è stata eseguita in un'area in cui i terreni presentano un maggior grado di addensamento e una migliore consistenza e che pertanto il risultato ottenuto è da ritenersi sovrastimato. Ne consegue, pertanto, che sarà opportuno, in via cautelativa, **afferire i terreni di fondazione alla categoria C**.

La velocità delle onde S e delle onde P hanno consentito di risalire alla determinazione dei principali parametri elastici mediante le seguenti relazioni:

1) coefficiente di Poisson (ν) medio :

$$\nu_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

2) modulo di deformazione a taglio (G) medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

3) modulo di elasticità o modulo di Young medio (E):

$$E_{\text{medio}} = 2 \rho V_s^2 (1-\nu)$$

CLASSE	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ 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 ($N_{SPT,30} > 50$ 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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a 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 $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s ($N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_u,30 < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

4) modulo di compressibilità volumetrica (E_v) medio:

$$E_{v\ medio} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

dove

ρ è la densità del terreno data dal rapporto tra il peso dell'unità di volume e l'accelerazione di gravità (g)

ν è il valore medio del coefficiente di Poisson dello strato

V_p è il valore medio delle velocità delle onde P dello strato

V_s è il valore medio delle velocità delle onde S dello strato

In base a quanto previsto dalla Tabella 3.2.IV delle Norme Tecniche per le Costruzioni si fa rilevare che l'area è ascrivibile alla **categoria topografica T2** contemplata nella suddetta tabella (**"Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ "**)

Si ricorda, infine, che il territorio comunale di Vico Equense (NA) nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Campania n. 5447 del 7.11.2002, che ha approvato l'aggiornamento della classificazione sismica del territorio regionale, è stato classificato a **bassa sismicità (Zona Sismica 3) (Figura 4)**.

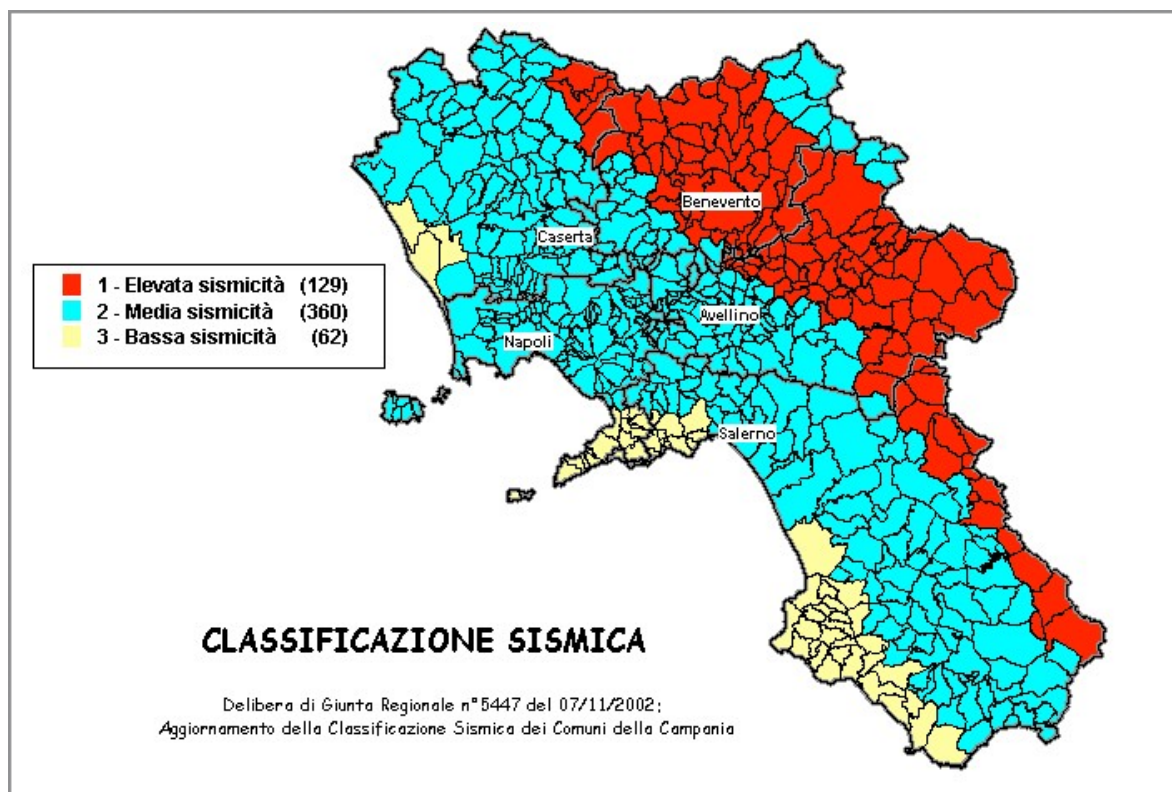


Figura 4 - Classificazione sismica del 2002 dei comuni della Regione Campania
Zona 1: valore di $a_g=0.35g$; Zona 2: valore di $a_g=0.25g$; Zona 3: valore di $a_g=0.15g$

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido o pianeggiante a_g , che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni. Nel caso della Zona Sismica 3 il valore di a_g è $0,05 \leq a_g < 0,15g$.

Inoltre, la mappa del territorio nazionale per la pericolosità sismica, disponibile on-line sul sito dell'INGV di Milano, redatta secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008), indica che il territorio comunale di Vico Equense (NA) rientra nelle celle contraddistinte da valori di a_g di riferimento **0.075-0.100 e 0100-0.125** (punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento a_g ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50) (**Figura 5**).

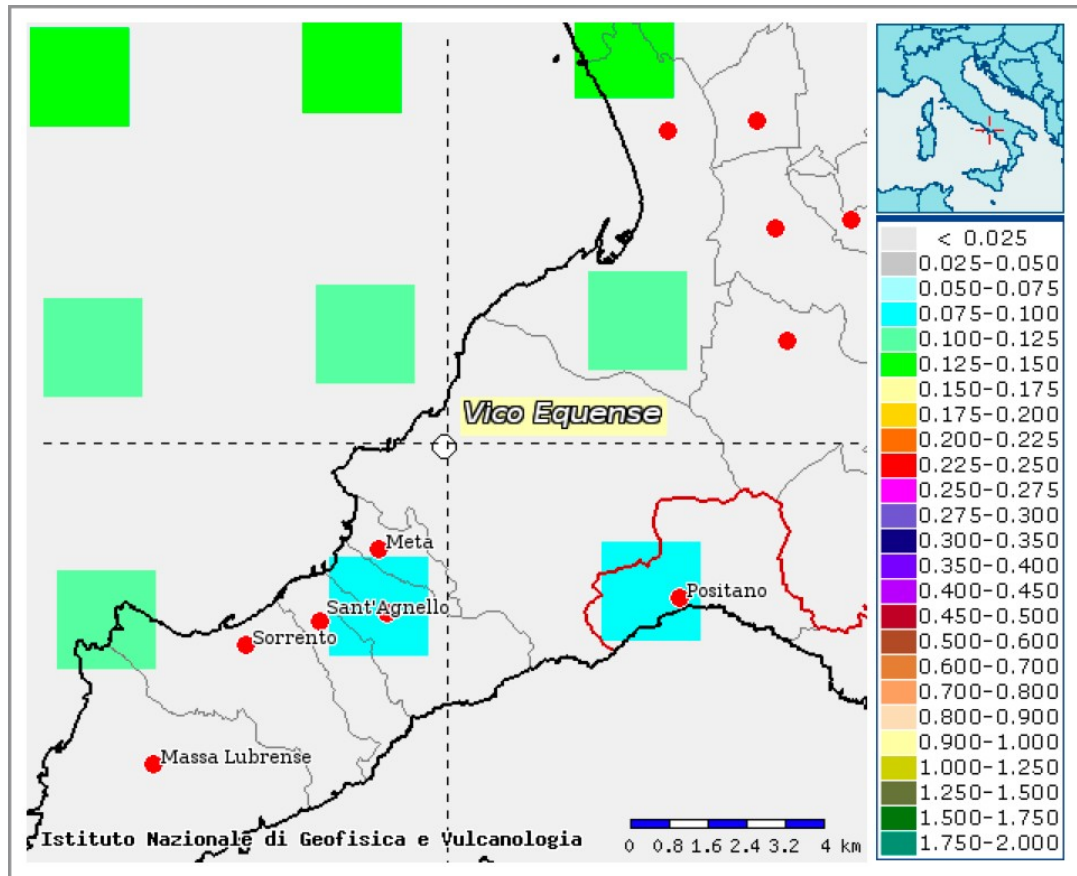


Figura 5 - Mappa di pericolosità sismica redatta a cura dell'INGV di Milano secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/08) - Punti della griglia riferiti a parametro dello scuotimento a_g ; probabilità in 50 anni 10% e percentile 50

2.1. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La liquefazione dei terreni è un fenomeno che interessa terreni con specifiche caratteristiche granulometriche e geotecniche, in condizioni di saturazione, a modesta profondità dal piano campagna ed a seguito di sollecitazioni sismiche significative.

In base a specifici studi ampiamente riportati in letteratura, le condizioni tipiche per tale fenomeno sono:

- ✓ terremoti con magnitudo $M \geq 5,5$ e con accelerazioni $a_{max} \geq 0,2$ g;
- ✓ falda idrica a profondità minore di 5,00 m dal p.c.;
- ✓ profondità dei terreni potenzialmente liquefacibili minore di 15,00 m;
- ✓ terreni ben classati con $0,05 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,00 \text{ mm}$;
- ✓ contenuto in fini ($D < 0,074 \text{ mm}$) inferiore al 10%;
- ✓ basso grado di addensamento ($N_{SPT} < 10$ per profondità < 10 m da

p.c. e $N_{SPT} < 20$ per profondità > 10 m da p.c.).

Per quanto sopra, le strutture di progetto saranno fondate su terreni non suscettibili di fenomeni di liquefazione per composizione granulometrica (elevato contenuto di fini).

Nella figura che segue sono individuate aree sismogenetiche che da cui attendersi terremoti con magnitudo $M \geq 5,5$:

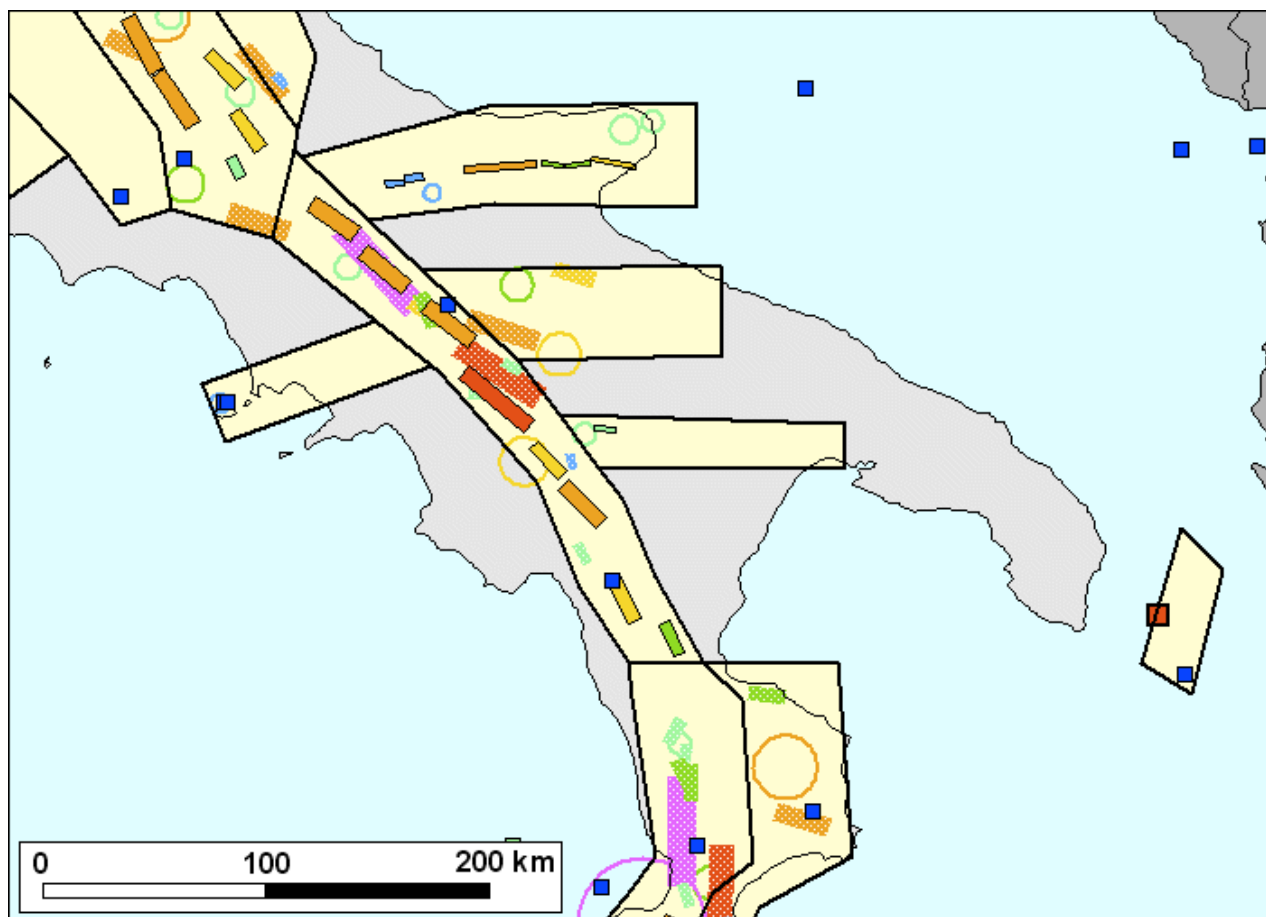


Figura 6 - Zonazione sismogenetica ZS9 per l'Appennino meridionale e l'avampaese apulo (BORDI IN NERO) A CONFRONTO CON LA DISTRIBUZIONE DELLE SORGENTI SISMOGENETICHE CONTENUTE NEL DATABASE DISS 2.0. MELETTI C., VALENSI SE G. (2004): "ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS9 – APP.2 AL RAPPORTO CONCLUSIVO", GRUPPO DI LAVORO PER LA REDAZIONE DELLA MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA (ORD. PCM20/03/03 N. 3274) – ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA, MARZO 2004.

Il D.M. 14 gennaio 2008 - "*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*" contiene al punto 7.11.3.4.2 le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione dei terreni. Una valutazione semplificata della suscettibilità può essere ottenuta considerando le seguenti condizioni:

- ✓ magnitudo del sisma
- ✓ accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti

- ✓ profondità media stagionale della falda
- ✓ tipo di deposito.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

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 $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (*Standard Penetration Test*) normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (*Cone Penetration Test*) normalizzata a una tensione di verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel fuso granulometrico indicato dalle citate NTC08 (*distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) (Figura 7) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) (Figura 8) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ dove U_c è dato dal rapporto D_{60}/D_{10} con D_{60} e D_{10} sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa*).

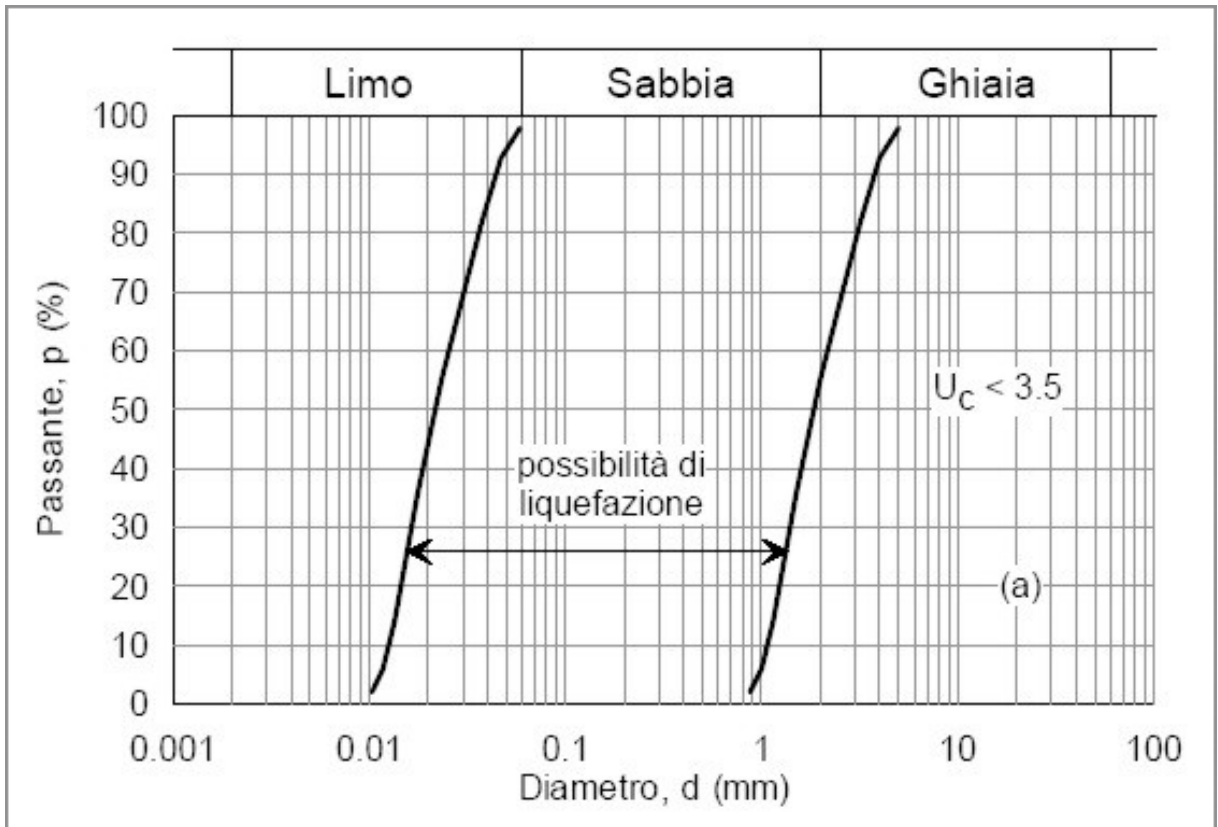


Figura 7 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ($U_c < 3,5$)

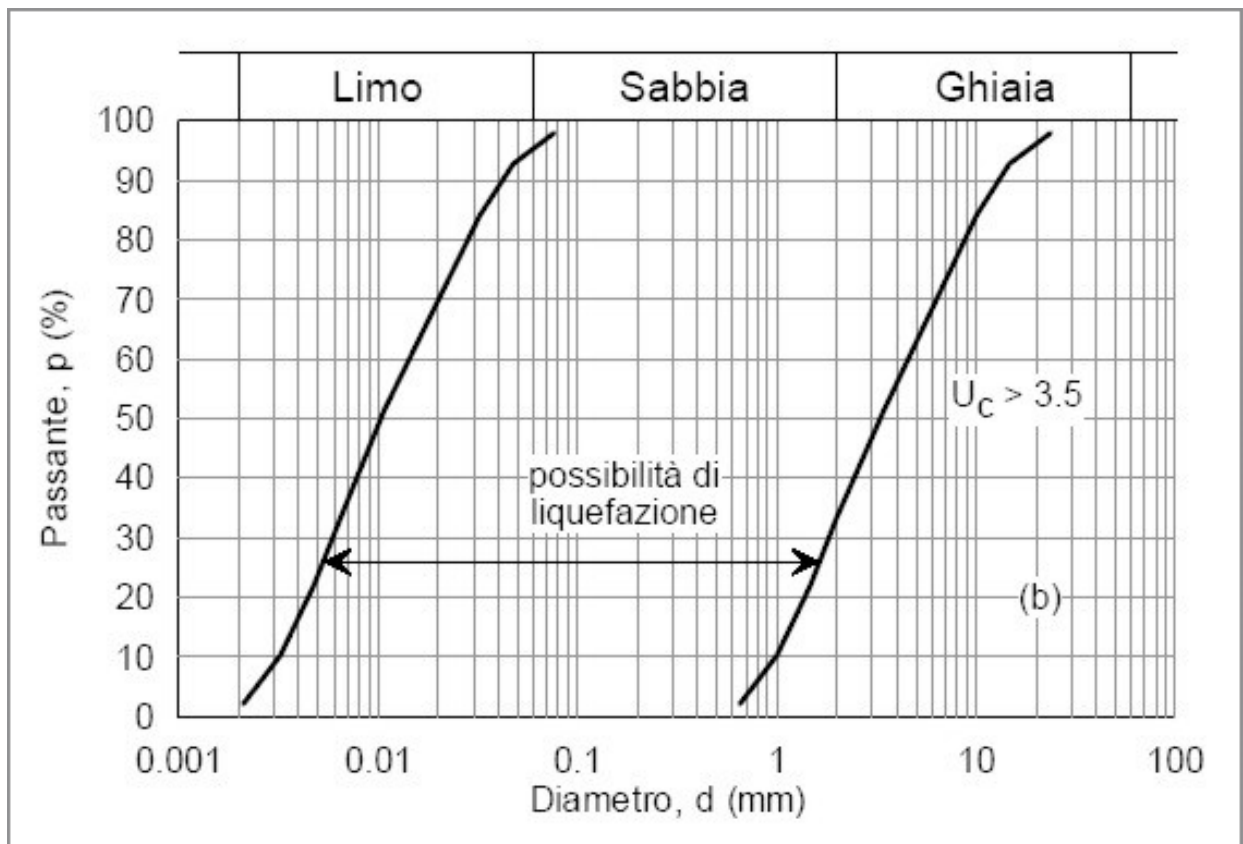


Figura 8 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ($U_c > 3,5$)

La verifica a liquefazione può essere omessa in quanto, nel caso in esame, non sono attesi eventi sismici con magnitudo $M > 5$, la falda si attesta ad una profondità superiore a 15,00 metri dal p.c. e la distribuzione granulometrica risulta esterna alle zone indicate nel fuso granulometrico indicato dalle citate NTC08 (*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 $U_c > 3,5$ dove U_c è dato dal rapporto D_{60}/D_{10} con D_{60} e D_{10} sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa*).

3. DISCUSSIONE E CONCLUSIONI

Dall'analisi della tabella relativa ai parametri geotecnici riportata nelle pagine precedenti si evince che, ad eccezione dello strato superficiale di terreno agrario e della coltre superficiale che non riveste alcun interesse geotecnico e non è quindi adeguato ad essere sede del piano di sedime, i litotipi sono dotati nel complesso di buoni parametri geotecnici che consentiranno l'adozione di fondazioni di tipo superficiale per la realizzazione delle opere in oggetto.

Ad ogni modo si fa rilevare la realizzazione della cabina elettrica prevede lo sbancamento di un fronte di scavo quasi immediatamente a ridosso dell'esistente serbatoio. Le opere di sbancamento dovranno essere condotte con particolare attenzione allo scopo di garantire la sicurezza del personale di cantiere e delle strutture esistenti al contorno. A tale scopo si raccomanda vivamente di realizzare idonee opere provvisorie a sostegno dei fronti di scavo costituita da una paratia di pali affiancati adeguatamente dimensionata.