

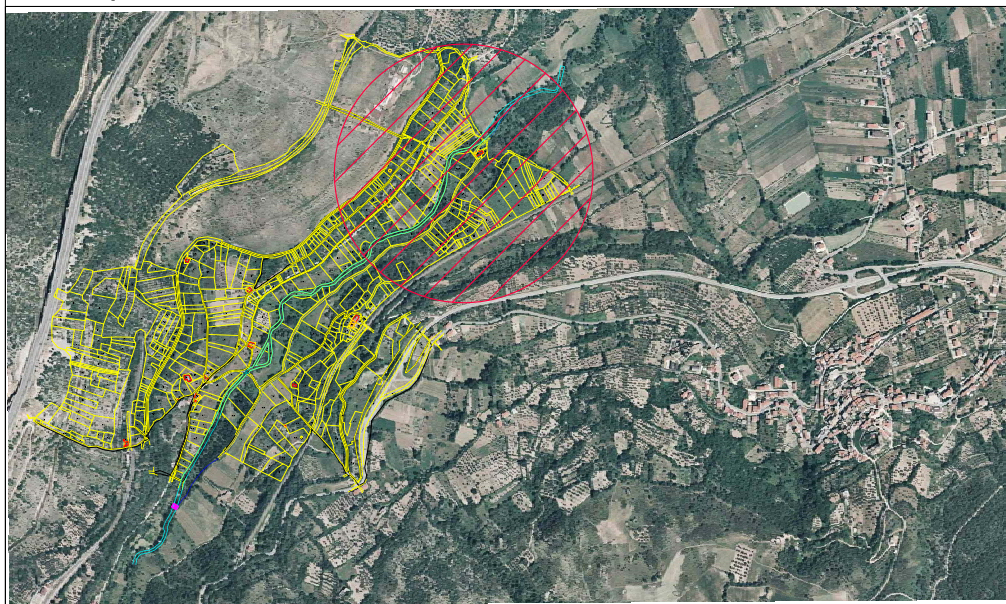
Comune di BUGNARA (L'AQUILA)



OGGETTO: VERIFICA DI ASSOGGETTABILITA' A VIA

Progetto definitivo per la realizzazione di piccolo impianto idroelettrico nel Comune di Bugnara (AQ), con recupero di infrastruttura tecnologica esistente: mulino ad acqua di proprietà del Comune denominato "Capaldo".

- Regio Decreto n. 1775 del 11/12/1933 - "Approvazione del testo unico delle disposizioni di legge sulle acque e sugli impianti elettrici"
- D. Lgs. n. 152 del 2006 e s.m.i. - ALLEGATO IV parte 2, punto 2, lettera m): Verifica di assoggettabilità a VIA per "impianti per la produzione di energia idroelettrica con potenza nominale di concessione superiore a 100 kW e, per i soli impianti idroelettrici che rientrano nella casistica di cui all'articolo 166 del decreto legislativo n. 152 del 2006 ed all'articolo 4, punto 3.b, lettera i), del decreto del Ministro dello sviluppo economico in data 6 luglio 2012, pubblicato nel supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 159 del 2012, con potenza nominale di concessione superiore a 250 kW;"
- Decreto Presidente Giunta Regione Abruzzo n. 3/REG del 2007 - "Regolamento: Disciplina dei procedimenti di concessione di derivazione di acqua pubblica, di riutilizzo delle acque reflue e di ricerche di acque sotterranee"
- Legge Regione Abruzzo n. 19 del 16/07/2013 - "Modifiche e integrazioni alla legge regionale 7 giugno 1996, n. 36 (Adeguamento funzionale, riordino e norme per il risanamento dei Consorzi di Bonifica) e altre disposizioni normative" art. 5 comma 1, lettere a) e b).



STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA



Ordine degli Ingegneri della Provincia dell'Aquila N. 2324
Via Cornacchiola n. 12/A - 67039 SULMONA (AQ)
Cod. Fisc.: SNTMRA81L14L186X - P. Iva: 01767120668
Tel. e Fax: 0864-950460 - mob.: 347-8324232
email: mariosantini3@virgilio.it - mario.santini2@ingpec.eu



VERIFICA DI ASSOGGETTABILITA' A VIA - PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO IDROELETTRICO CON RECUPERO DI MULINO AD ACQUA

ELABORATO TECNICO "STUDIO GEOLOGICO AMBIENTALE E GEOTECNICO"

SCALA

-

DATA	SPAZIO PER UFFICIO	REVISIONI	TAVOLA N.
31/10/2013		N. 0 DEL 30/10/2013	ET15

LE COPIE NON FIRMATE E TIMBRATE SONO DA CONSIDERARSI BOZZE DI PROGETTO E COME TALI PROVVISORIE

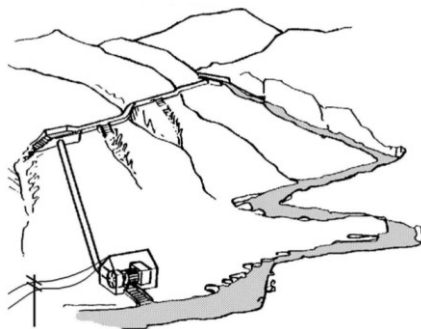
I Diritti di memorizzazione elettronica, di riproduzione e adattamento totale o parziale con qualsiasi mezzo degli elaborati grafici (compreso riprese fotografiche, microfilm e copie fotografiche) sono riservati. Nessuna parte di questi elaborati può essere riprodotta, diffusa o rielaborata, senza l'autorizzazione scritta del Committente e dell'ing. Mario Santini, proprietari dell'opera.

**REGIONE ABRUZZO
PROVINCIA DI L'AQUILA**



COMUNE DI BUGNARA

**PROGETTO PER LA RIATTIVAZIONE DEL MULINO CAPALDO PER
LA PRODUZIONE DI ENERGIA IDROELETTRICA**



ELABORATO:
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE
GEOLOGICA

Il Geologo

Dr. Geol. Cristiano Rinaldi
Iscrizione all'albo n° 1590

SOMMARIO

1. PREMESSA.....	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	4
3. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE	6
4. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE E VALUTAZIONE DELLA PERMEABILITA'	7
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE E RICOSTRUZIONE DELL'ASSETTO GEOLOGICO	10
6. CLASSIFICAZIONE SISMICA E ANALISI DEL RISCHIO SISMICO, CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE.....	12
7. VALUTAZIONE DEI RISCHI, DELLA VULNERABILITA' ED IDONEITA' ALL'EDIFICAZIONE.....	15

1. PREMESSA E RIFERIMENTI NORMATIVI

La seguente relazione è stata eseguita per individuare le caratteristiche di pericolosità geologica di un'area sita nel Comune di Bugnara in località Molino Capaldi, in relazione al progetto per la produzione di energia elettrica. Le opere da realizzare possono essere distinte in:

- ✓ **Demolizione e ricostruzione del fabbricato noto come Mulino Capaldi**

L'elaborato è stato redatto riferendosi al seguente quadro normativo:

- ✓ NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI così come da DM 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30 e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 ;
- ✓ Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 e s.m.i..

La zona in esame è individuabile attraverso i seguenti riferimenti cartografici:

- ✓ Carta Tecnica Regionale della Regione Abruzzo Sezioni 369153 e 369154
- ✓ Tavoletta 146 III NE (Monte Sirente) della Carta d'Italia.
- ✓ Planimetria catastale del Piano Regolatore Generale particelle 59, 60, 61, 66, 77 e parte delle: 57, 58 e 818
- ✓ Foglio Geologico 369 Sulmona
- ✓ Coordinate: Lat./ Long. [WGS84] 42.028/13.85

Per quanto riguarda la vincolistica e l'inquadramento urbanistico si riporta quanto segue:

- ✓ PAI della Regione Abruzzo: l'area non ricade in zona soggetta ad esondazione o a rischio idrogeologico
- ✓ PRG Comune di Bugnara: il sito ricade in zona di rispetto fluviale RF
- ✓ Il sito non è soggetto a vincolo idrogeologico
- ✓ Piano Regionale Paestistico 2004 Regione Abruzzo: il sito ricade nell'area C1 "Trasformabilità condizionata"

Il metodo di studio dell'area e la tipologia di indagini effettuate sono stati decisi in relazione alla complessità geologica del sito e alle caratteristiche delle opere da realizzare. Pertanto per la modellazione geologica dell'area sono state eseguite:

1. **Ricerche cartografiche e bibliografiche relative all'area e ad un suo intorno:** sono stati analizzati i dati bibliografici esistenti sul sito e su zone limitrofe a quella in esame per ricostruire i caratteri generali dell'area
2. **Tre sondaggi geognostici a rotazione con tubo piezometrico e una prova di permeabilità in foro:** hanno permesso di ricostruire l'assetto stratigrafico del sito, la profondità della falda acquifera e la permeabilità dei terreni presenti.
3. **Una linea sismica MaSw:** ha consentito di individuare la categoria del suolo di fondazione e verrà descritta nel relativo paragrafo

L'ubicazione delle indagini e i dati acquisiti sono riportati nell'allegata Tavola 2 "Cartografia Geologico-Geotecnica"

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di studio ricade a SW di Sulmona, nell' Appennino abruzzese dove convergono, in particolare, i domini paleogeografici della piattaforma carbonatica laziale abruzzese (verso ovest), della scarpata-bacino del Monte Genzana-Monte Greco (a sud e a ovest) e del Gran Sasso (a nord), della piattaforma carbonatica Morrone-Pizzalto-Rotella

(verso est). Durante la deformazione della catena questi domini sono stati disarticolati in unità tettoniche, dislocate lungo importanti elementi tettonici variamente orientati (da N-S a NW-SE, da NE-SW a E-W), e caratterizzati da cinematica complessa. A partire dal Pliocene superiore la catena montuosa è interessata da eventi tettonici distensivi, che disarticolano ulteriormente il precedente assetto geometrico, e da un generale sollevamento. Si formano quindi importanti sistemi di faglie a carattere distensivo, che riutilizzano in parte vecchi elementi tettonici e che guidano la formazione dei bacini intramontani tra cui quello della conca di Sulmona, colmati da successioni di depositi clastici continentali Plio-Quaternari, spessi centinaia di metri e che mostrano una geometria asimmetrica, con il lato orientale caratterizzato da spessore maggiore dei depositi. L'assetto stratigrafico generale del sito in studio è stato ricostruito attraverso:

- ✓ rilevamento geologico dell'area
- ✓ rielaborazione di dati bibliografici, in particolare modo:
- ✓ Società geologica Italiana - Guide geologiche regionali: L'Abruzzo
- ✓ Carta geologica CARG, Foglio Sulmona, scala 1:50000
- ✓ Rielaborazione sondaggi geognostici

2.1 Stratigrafia del sito

Dall'analisi dei sondaggi la stratigrafia del sito risulta composta da:

- Depositi di copertura superficiale: Clasti calcarei e calcareo-marnosi in matrice limoso argillosa.
- Limi argillosi e argille limose marroni.
- Ghiaie poco addensate in matrice limosa e argilloso sabbiosa prevalente.
- Depositi conglomeratici più o meno cementati: clasti calcarei e calcareo marnosi arrotondati privi di classazione.

Tali sedimenti sono probabilmente ascrivibili alle formazioni qui di seguito descritte, in quanto l'area di studio si trova al passaggio tra le due:

- **SINTEMA DI CATIGNANO:** Depositi alluvionali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi e sabbioso siltosi alterati da suoli forsialitici. Depositi detritici di versante separate da discordanze angolari minori associate o meno a suoli sepolti. Giacciono in discordanza angolare sul Sintema più antico. (Pleistocene medio finale).
- **SUPERSINTEMA DI AIELLI-PESCINA:** Depositi alluvionali prevalentemente ciottoloso-sabbiosi, anche poco elaborati, alternati a depositi detritici di versante, anche molto grossolani. Si intercalano a depositi lacustri sabbioso-siltosi anche a composizione prevalentemente carbonatica. Giacciono in discordanza angolare sul substrato. (Pliocene(?)- Pleistocene medio).

2.2 Assetto tettonico

L'area di studio occupa il settore centro-meridionale della conca di Sulmona. La caratteristica principale di tale depressione, dal punto di vista strutturale, è rappresentata dal sistema di faglie dirette che borda la conca verso NE, avente direzione NW-SE e immersione a SW, faglie dirette con direzione antiappenninica NNE- SSW e E-W. Queste faglie si sono attivate durante il Quaternario e probabilmente anche nell'Olocene. L'elevata sismicità dell'area farebbe pensare ad un'attività tettonica protrattasi anche in tempi recentissimi. Nella zona di studio in senso stretto, non sono state individuate delle linee tettoniche significative.

3. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE

L'assetto geomorfologico generale dell'area è il risultato della sovrapposizione di diversi eventi:

- ✓ Erosione diffusa dovuta agli agenti esogeni che tendono a modellare i rilievi collinari e montuosi

- ✓ Erosione lineare dovuta a corsi d'acqua sia perenni che stagionali che si diramano con andamento circa SudOvest-NordEst e hanno affluenti sia in destra che sinistra idrografica.
- ✓ Modellazione tettonica dovuta alla forte sismicità dell'area
- ✓ Riempimenti dovuti a depositi alluvionali e detritici di conoide collegati a corsi d'acqua ed eventi franosi.

Ognuno di questi fattori ha agito in maniera diversa a seconda dei litotipi prevalenti e delle loro caratteristiche di erodibilità. Nel dettaglio il sito si trova in una zona pianeggiante di fondovalle in destra idrografica del Fiume Sagittario (450 m s.l.m. circa). La valle si presenta piuttosto ampia colmata parzialmente da depositi alluvionali e detritici. A Nord si raccorda col gruppo del Monte Prezza e Monte Pietrafitta. A sud invece si passa alla catena di Monte Genzana. Il passaggio alle aree montuose è marcato da una fascia a moderata acclività e andamento sinuoso, legata alla presenza di ampie conoidi alluvionali. Nel complesso non si evidenziano lineamenti morfologici o strutturali che lascino supporre fenomeni di instabilità dinamica in atto o potenziali.

4. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE E VALUTAZIONE DELLA PERMEABILITA'

La zona è caratterizzata dalla presenza del Fiume Sagittario e quindi da una ricca idrografia superficiale dovuta anche alla natura dei litotipi che affiorano sui versanti circostanti, litotipi calcareo-marnosi con permeabilità media. L'area di studio vera e propria si trova su depositi fluviali dove, dal punto di vista idrogeologico, si sviluppa un corpo idrico sotterraneo principale significativo. Nel sito sono stati individuati sedimenti appartenenti a due complessi idrogeologici tra loro insovrapposizione:

- Depositi a bassa permeabilità per porosità: si tratta di sedimenti limoso-argillosi di origine alluvionale che tendono a colmare le

depressioni del reticolo fluviale. Nell'area in esame non sono sede di circolazione idrica ricollegabile alla falda acquifera.

- Depositi a permeabilità medio-bassa per porosità: si tratta di sedimenti conglomeratici cementati in matrice sabbiosa e argillosa. Rappresentano i sedimenti di base dell'area e possono ospitare falde anche di notevole importanza. Nel caso del sito in esame a loro interno è stata rilevata la presenza di falda acquifera a una profondità di 9,5 m dal piano di campagna.

Il livello della falda ha carattere indicativo in quanto le misure sono state effettuate in un ristretto arco di tempo (circa 30 giorni), pertanto va tenuto conto della possibile oscillazione verticale del livello piezometrico.

Per quanto riguarda la vincolistica la zona non ricade in area soggetta a vincolo idrogeologico. Dai dati del Piano Assetto Idrogeologico della Regione Abruzzo il sito non è ricompreso in area considerata a rischio esondazione o a rischio idrogeologico. Dai dati del Piano Regolatore Generale del Comune di Bugnara la zona è ricompresa in fascia di rispetto fluviale RF.

Il Fiume Sagittario scorre fra l'Appennino abruzzese e il massiccio della Maiella; il bacino idrografico ha una superficie complessiva di 619 Km². La portata del corso d'acqua è determinata dagli afflussi meteorici, dalle caratteristiche territoriali del bacino imbrifero e dalla natura dei suoli nei quali scorre. La natura dei terreni dell'alveo influenza in modo sostanziale le perdite per infiltrazione nel sottosuolo e la possibilità di avere un corso d'acqua continuo in particolare nei periodi estivi di minore portata.

La determinazione del coefficiente di permeabilità k è stata effettuata attraverso prove in situ nel sondaggio numero 1 ad una profondità di circa 4 metri dal piano campagna, all'interno dei depositi conglomeratici più o meno cementati. La scelta del metodo di prova è stata effettuata in funzione del tipo di terreno. Pertanto è stato deciso di realizzare una prova di abbassamento al di sopra del livello della falda con il terreno preventivamente saturato. La prova si effettua riempiendo il foro d'acqua per un'altezza nota e misurando la velocità di abbassamento del suo livello. Le pareti della perforazione sono state rivestite con tubazione nel tratto non direttamente interessato dalla prova stessa e il tratto di prova è stato riempito con materiale filtrante ed isolato mediante un tampone impermeabile. Prima di eseguire la prova è stata effettuata una accurata pulizia del foro. Il coefficiente di permeabilità è stato calcolato con la seguente formula:

$$k = \frac{A}{C_L \cdot (t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

A (m^2): area di base del foro di sondaggio

h_2, h_1 (metri): altezza dei livelli d'acqua nel foro rispetto al livello della falda indisturbata o al fondo del foro stesso agli istanti t_2 e t_1

t_2, t_1 (secondi): tempi in corrispondenza dei quali vengono misurati le altezze h_2 e h_1

C_L (m): coefficiente di forma dipendente dall'area del foro di sondaggio e dalla lunghezza del tratto di foro scoperto

coefficiente prova su un tratto di foro di lunghezza l :

$l \gg d$

$C_L = l$

$l \leq d$

$C_L = 2 \pi d + l$

$A = 0,00785 \text{ m}^2$ $Cl = 1 \text{ m}$ $T_1 = 0 \text{ min}$ $T_2 = 15 \text{ min}$ $h_1 = 1 \text{ m}$
 $h_2 = 0,4 \text{ m}$

Pertanto

$$K = 7,9 \times 10^{-6}$$

Questo valore di K è tipico di terreni a permeabilità bassa o medio bassa, in accordo con la stratigrafia che evidenzia la presenza di terreni cementati o con la presenza di una forte frazione limosa o argillosa. Inoltre nel caso in esame l'alveo incide un territorio nel quale è presente una falda acquifera naturale a debole profondità, circa 7,5 m dal fondo

del fiume, quindi le perdite condizionate dal dislivello fra il pelo libero nell'alveo e la superficie della falda possono essere considerate trascurabili. Pertanto è possibile concludere che, nel tratto interessato dalla concessione in esame, l'alveo del Fiume Sagittario è caratterizzato da una scarsa capacità di drenaggio e assorbimento delle acque superficiali. Poichè si deriva una portata media di 1,2 mc/s e considerando che la portata media del Fiume Sagittario è di circa 3,65 mc/s, il minimo deflusso vitale pari a 0,620 mc/s risulta ampiamente garantito.

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE E RICOSTRUZIONE DELL'ASSETTO GEOLOGICO

SONDAGGI GEOGNOSTICI

SONDAGGIO 1

- Terreno vegetale costituito da limi argillosi marrone scuro con frustoli vegetali (da m 0,00 a m -0,5 dal p.c).
- Depositi di copertura superficiale (da m -0,5 a -2,5 dal p.c) : clasti calcarei e calcareo marnosi in matrice limoso argillosa di colore marrone.
- Depositi conglomeratici più o meno cementati (da m -2,5 a m -10 dal p.c.): clasti calcarei e calcareo marnosi arrotondati privi di classazione. Nei tratti cementati il cemento è a granulometria sabbioso argillosa avana o bianco. **SPT (profondità 3 m): N1=18; N2=17; N3=16; Nspt=33.**

SONDAGGIO 2

- Limi argillosi inconsistenti marrone scuro o nerastri con frustoli vegetali (da m 0,00 a -1,8 m dal p.c). **SPT (profondità 0,7 m): N1=2, N2=3; N3=3; Nspt=6.**
(profondità 1,7 m): N1=42; N2=31; N3= 21; Nspt=52.
- Depositi di copertura superficiale (da m -1,8 a m -2,5 dal p.c): clasti calcarei e calcareo marnosi in matrice limoso argillosa marrone.
- Limi argillosi e argille limose marroni (da m -2,5 a m -5,5 dal p.c).

- Ghiaie poco addensate in matrice limosa prevalente di colore marrone (da m -5,5 a m -8,0 dal p.c.).

- Depositi conglomeratici più o meno cementati (da m -8,0 a m -10 dal p.c.): clasti calcarei e calcareo marnosi arrotondati privi di classazione. Nei tratti cementati il cemento è a granulometria sabbioso argillosa avana o bianco.

In questo sondaggio è stato installato un piezometro e la falda è stata individuata a -9,5 m dal p.c.

SONDAGGIO 3

- Depositi di copertura superficiale (da m 0,00 a m -2,3 dal p.c): clasti calcarei e calcareo marnosi in matrice limoso argillosa marrone.

- Limi argillosi e argille limose marroni (da m -2,3 a m -4,0 dal p.c). **SPT (profondità 3 m): N1=6; N2=5; N3=4; Nspt=9; (profondità 4 m): N1=14; N2=15; N3=12; Nspt=27.**

- Ghiaie poco addensate in matrice limosa prevalente di colore marrone (da m -4,0 a m -7,3 dal p.c.).

- Depositi conglomeratici più o meno cementati (da m -7,3 a m -10 dal p.c.): clasti calcarei e calcareo marnosi arrotondati privi di classazione. Nei tratti cementati il cemento è a granulometria sabbioso argillosa avana o bianco.

6. CLASSIFICAZIONE SISMICA E ANALISI DEL RISCHIO SISMICO

L'Abruzzo, fra le zone mediterranee, è tra le più esposte ai terremoti, in relazione soprattutto alle conseguenze dell'orogenesi che ha determinato la formazione della catena appenninica. Le zone sismogenetiche si estendono in direzione appenninica NW-SE e la sismicità aumenta dalla costa verso l' Appennino. In particolar modo Bugnara, si trova in prossimità della faglia bordiera ad ovest della conca di Sulmona. L'effetto sismico non dipende solo dalla potenza del terremoto ma anche dalla morfologia dell'area e dalla natura dei litotipi affioranti che lo possono smorzare o amplificare. Dall'analisi dei dati geognostici si è evidenziata una paleomorfologia sepolta associabile a una depressione che presenta alla base depositi conglomeratici e ghiaiosi in discordanza con i depositi limo argillosi e detritici che la colmano. Dal punto di vista sismico al passaggio tra le due tipologie di sedimenti possono verificarsi fenomeni di amplificazione del segnale dovuto alla diversa rigidità sismica dei litotipi. Inoltre, dai sondaggi geognostici la falda idrica è stata individuata a 9,5 metri dal piano di campagna e a tale profondità si è riscontrata la presenza delle ghiaie. Viste le caratteristiche granulometriche di tali sedimenti, si possono escludere fenomeni di liquefazione. Il comune di Bugnara, in base all'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri e D.M. 14/01/2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, è classificato in Zona 1.

CATEGORIA SUOLO FONDAZIONE

1 - Dati sperimentali

Numero di ricevitori	16
Distanza tra i sensori:	2m
Numero di campioni temporali	1000
Passo temporale di acquisizione	2ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi	16
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a	0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a	1998ms

4 - Profilo in sito

Numero di strati (escluso semispazio).....	3
Spaziatura ricevitori [m].....	2m
Numero ricevitori.....	16
Numero modi	1
Numero iterazioni.....	1

Strato 1

Spessore [m].....	1,5
Falda non presente nello strato	
Vs fin.[m/s]	226-246
Litologia	depositi di copertura superficiale ben addensati.

Strato 2

Spessore [m].....	6,5
Falda non presente nello strato	
Vs fin.[m/s]	152-184-245
Litologia	limi e argille scarsamente consistenti.

Strato 3

Spessore[m].....	30
Falda presente nello strato	
Vs fin.[m/s]	348-494-536
Litologia	depositi ghiaiosi e conglomeratici mediamente addensati. 494.594

5 - Risultati finali

Piano di riferimento z= [m]	-3
Vs30 [m/s].....	338
La normativa applicata è il DM 14 gennaio 2008	
Tipo di suolo	C

Tipo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di 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 Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

La profondità investigata è superiore ai 30 metri, le Vs sono state calcolate a partire dalla quota fondale (circa 3 metri dal piano di campagna).

7. VALUTAZIONE DEI RISCHI, DELLA VULNERABILITA' ED IDONEITA' ALL'EDIFICAZIONE

In base alle indagini effettuate non sono emersi elementi geologici ostativi alla realizzazione delle opere in progetto. L'area non racchiude elementi geologici da salvaguardare e le strutture da realizzare non altereranno in senso negativo le caratteristiche di stabilità complessiva del sito.

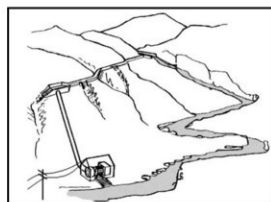
Il progetto prevede la demolizione e ricostruzione di un vecchio mulino in pietra calcarea da adibire a centrale idroelettrica. Il nuovo fabbricato andrà ad incidere quasi completamente nell'area occupata da quello esistente. In base alle indagini effettuate sono emerse alcune caratteristiche geologiche e stratigrafiche di cui si dovrà tener conto nella fase progettuale:

- Ad un'analisi visiva l'area si presenta subpianeggiante. In realtà attraverso i sondaggi geognostici è stata individuata una paleomorfologia sepolta caratterizzata da una depressione modellata su depositi ghiaiosi e conglomeratici. La profondità di tale depressione oscilla tra 4 metri e 6 metri dal piano di campagna, ed è stata completamente colmata da sedimenti limoso-argillosi e detritici.
- Da un punto di vista geotecnico i conglomerati e i sedimenti limoso-argillosi possono avere comportamenti estremamente diversi. I depositi limoso-argillosi sono caratterizzati da buona compressibilità che può dar luogo a fenomeni di cedimento differenziale anche sotto carichi modesti e sono generalmente considerati mediocri terreni di fondazione. I depositi conglomeratici hanno una minore compressibilità e possono essere considerati buoni terreni di fondazione. Vista la possibile variazione laterale dei sedimenti le opere fondali dovranno essere incassate in un unico litotipo al di sotto della coltre detritica e di alterazione che risulta avere uno spessore medio di circa 2,5 metri, ma che va valutato puntualmente in fase di esecuzione dei lavori.
- Dalle misure piezometriche effettuate nel sondaggio S2, il livello statico della falda idrica è stato intercettato alla profondità di 9,5 metri dal piano di campagna. Molto probabilmente è legato al livello idrico del Fiume Sagittario che scorre nelle immediate vicinanze. In base ai dati acquisiti la falda sembra confinata nei litotipi ghiaiosi cementati. Pertanto viste le caratteristiche granulometriche e la scarsa matrice si possono escludere fenomeni di liquefazione. Non è però possibile escludere a priori fenomeni di compattazione di terreni dovuti all'asportazione della matrice sottile o all'oscillazione della falda acquifera.
- La paleomorfologia individuata può dare luogo a fenomeni di amplificazione delle onde sismiche. Pur non essendo presenti elementi tettonici visibili in superficie, l'area ricade in una zona ad intensa attività sismica.

L'area in esame non presenta elementi che lascino supporre fenomeni di instabilità; inoltre non ricade in area a rischio esondazione o a rischio frana ai sensi del Piano Assetto Idrogeologico della Regione Abruzzo, ma risulta compresa nella fascia di rispetto dei corsi d'acqua.

REGIONE ABRUZZO
PROVINCIA DE L'AQUILA
COMUNE DI BUGNARA

PROGETTO PER LA RIATTIVAZIONE DEL
MULINO CAPALDO PER LA PRODUZIONE DI
ENERGIA IDROELETTRICA NEL
TERRITORIO COMUNALE DI BUGNARA



ELABORATO: Modellazione Geologica e
geotecnica
OGGETTO: Inquadramento territoriale ed
urbanistico
SCALA: varie
CONTIGLIANO:

SPAZIO RISERVATO
ALL'ENTE

PROGETTISTI:

Dr. Geol. Cristiano Rinaldi
Via Turano 3A, Contigliano (RI)
Tel. 3316297102



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

LEGENDA

PIANO REGIONALE PAESISTICO 2004

- Trasformabilità mirata - B1
- Trasformabilità condizionata - C1

CARTA DEL VINCOLO IDROGEOLOGICO

- Area soggetta a vincolo idrogeologico

PRG COMUNE DI BUGNARA

- Zona di rispetto fluviale - RF
- Zona agricola a tutela integrale - E1
- Zona agricola normale - E2
- Zona di rispetto stradale - RS

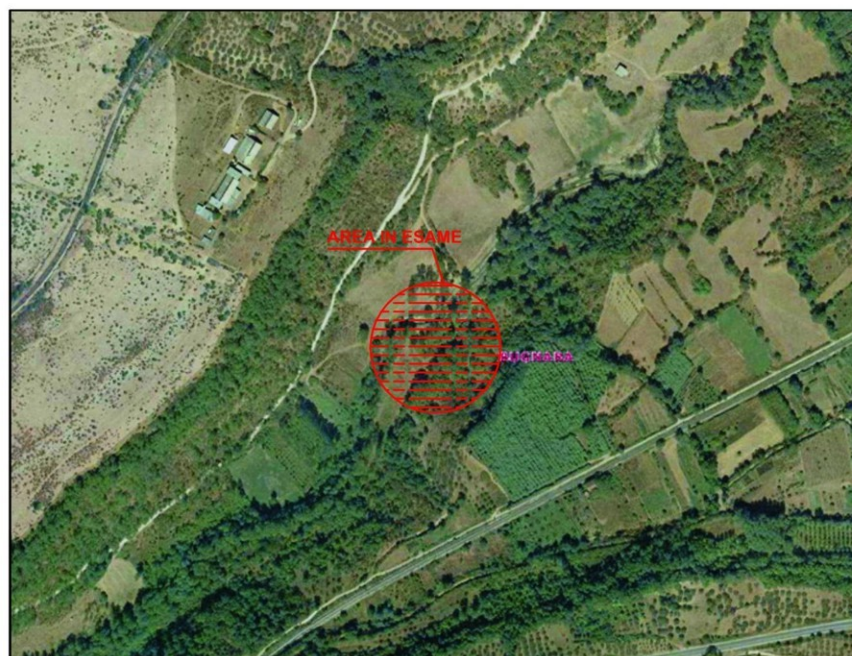
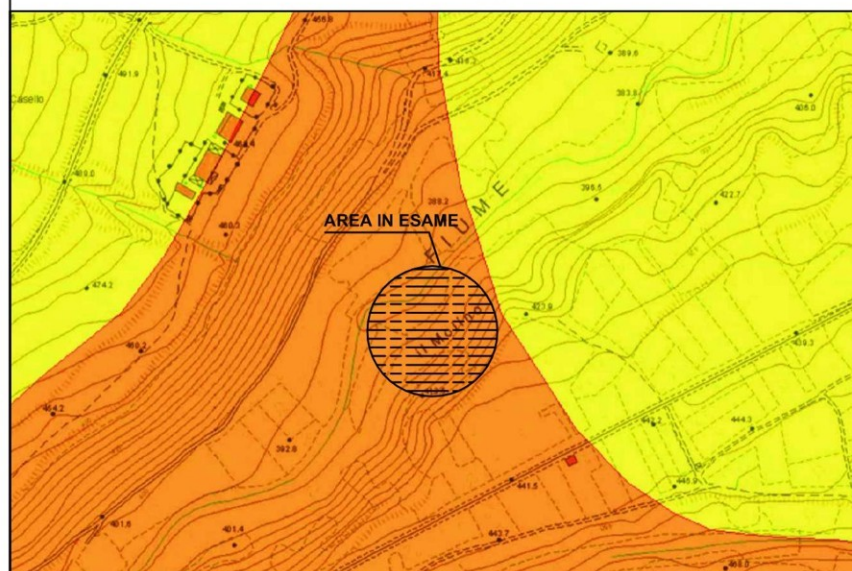
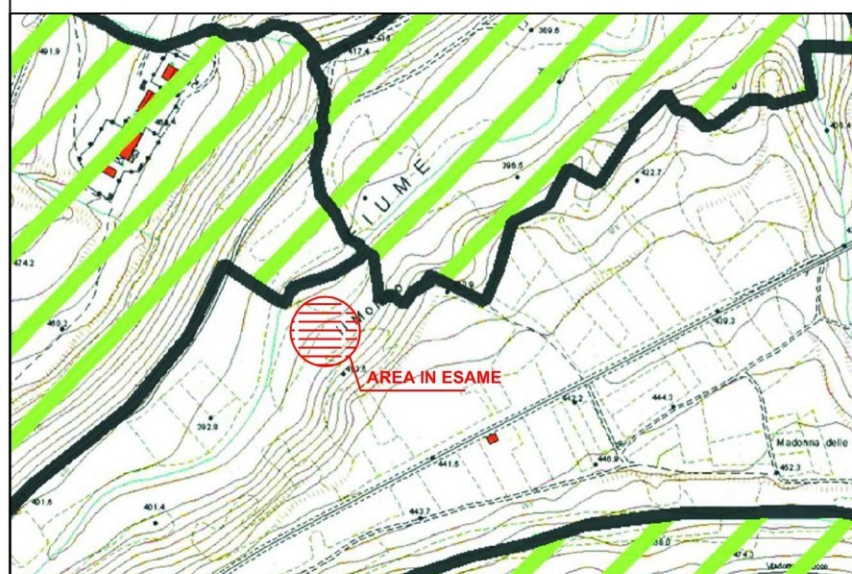


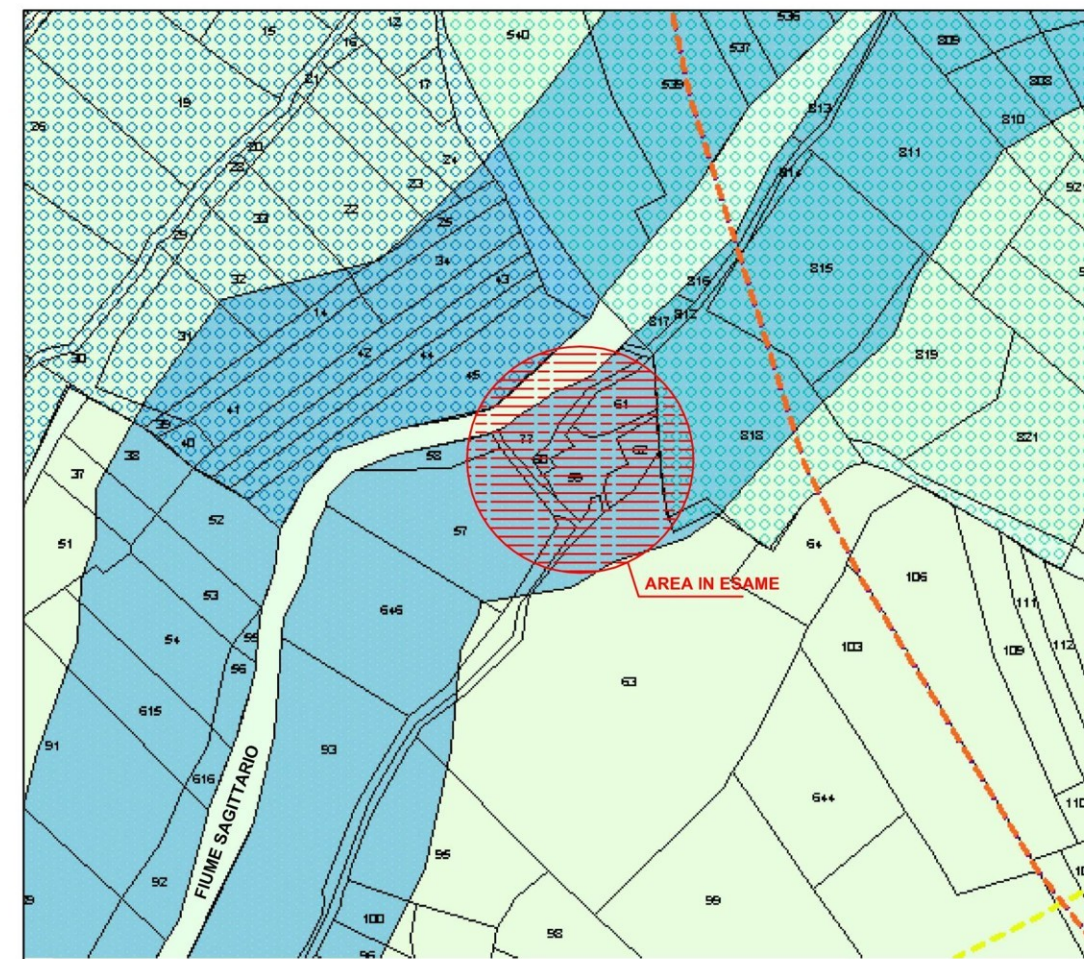
FOTO AEREA
SCALA 1:5000



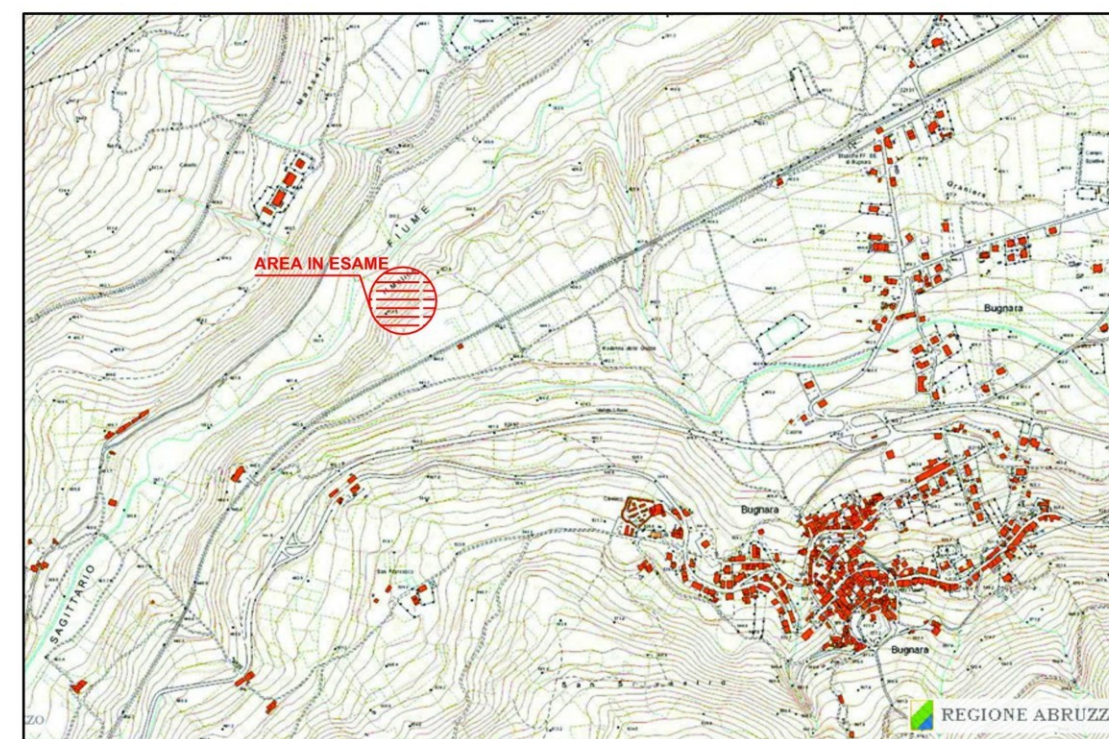
PIANO REGIONALE PAESISTICO 2004 REGIONE ABRUZZO
SCALA 1:5000



CARTA DEL VINCOLO IDROGEOLOGICO REGIONE ABRUZZO
SCALA 1:5000

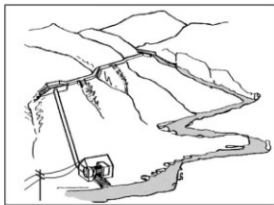


PLANIMETRIA CATASTALE PRG COMUNE DI BUGNARA
SCALA 1:500



CTR REGIONE ABRUZZO SEZIONE 369154 - 369153
SCALA 1:10000

PROGETTO PER LA RIATTIVAZIONE DEL
MULINO CAPALDO PER LA PRODUZIONE DI
ENERGIA IDROELETTRICA NEL
TERRITORIO COMUNALE DI BUGNARA



ELABORATO:	Modellazione Geologica e geotecnica
OGGETTO:	Cartografia geologico - geotecnica
SCALA:	varie
CONTIGLIANO:	

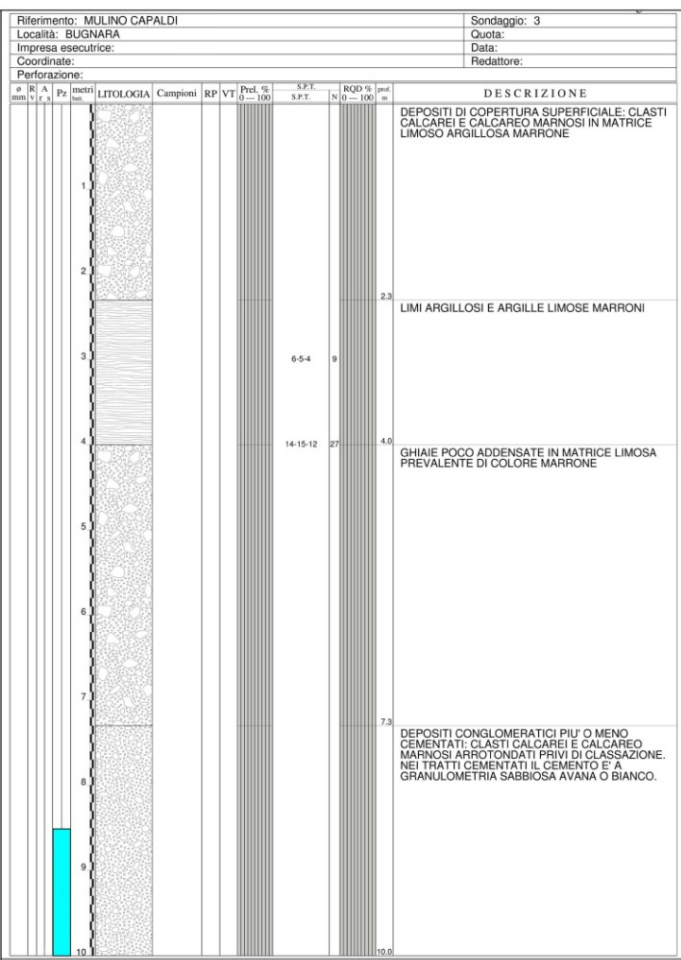
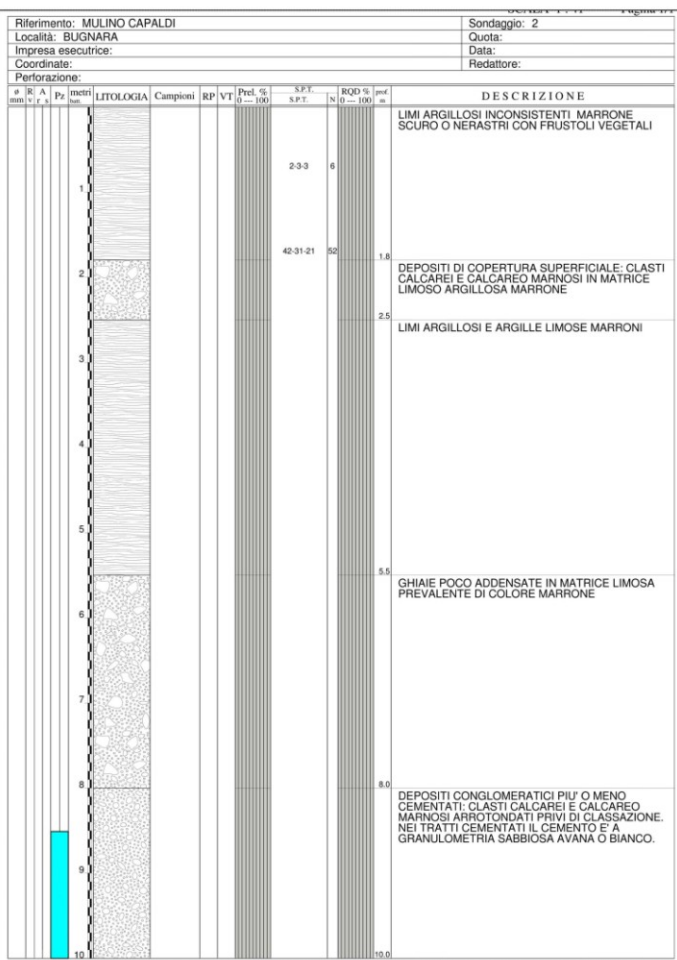
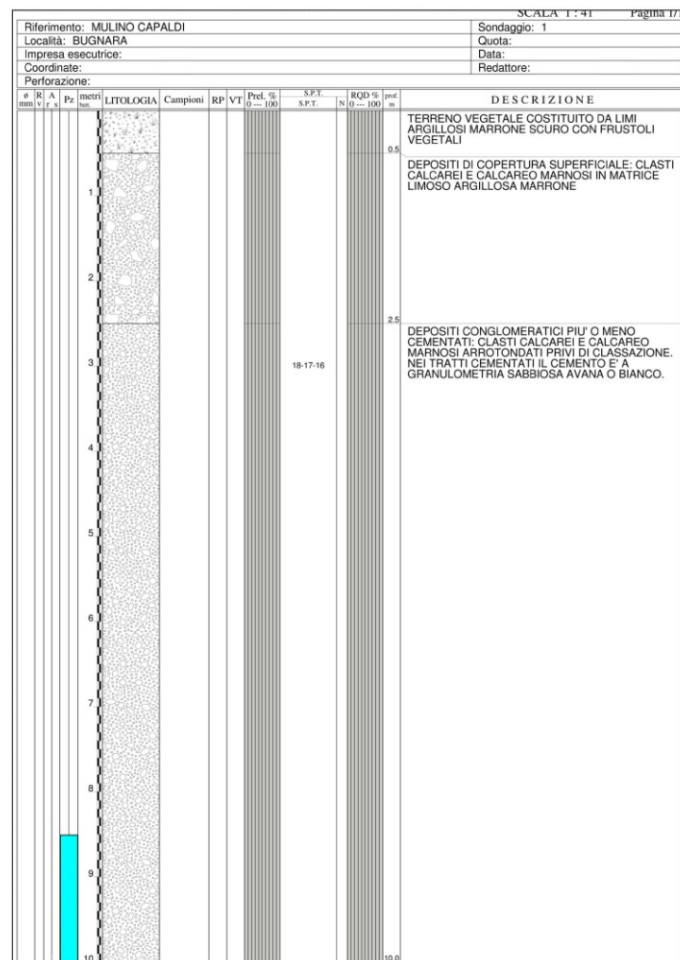
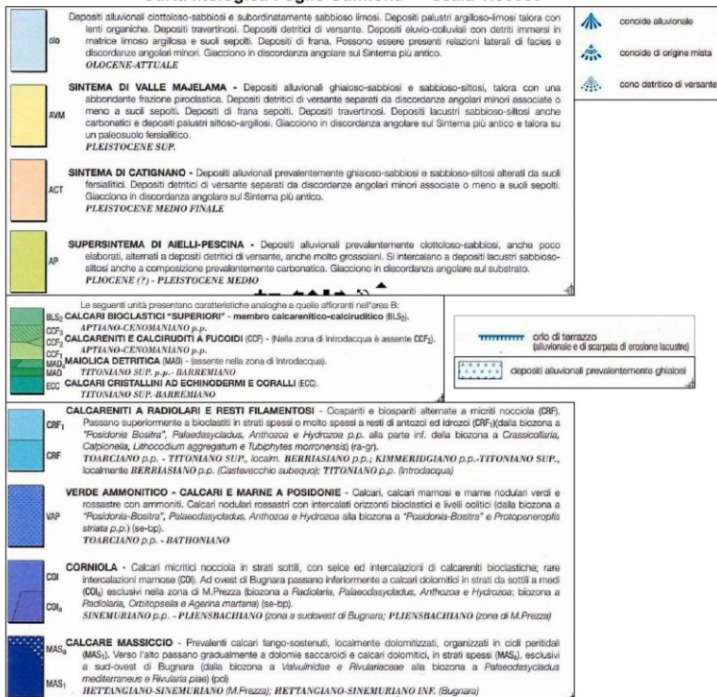
**SPAZIO RISERVATO
ALL'ENTE**

PROGETTISTI:

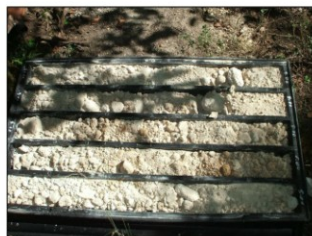
Dr. Geol. Cristiano Rinaldi
Via Turano 3A, Contigiano (Ri)
Tel. 3316297102



Carta litologica Foglio Sulmona scala 1:50000



LITOLOGIE RINVENUTE IN SONDAGGIO



**Depositi
ghiaiosi
in
matrice
sabbiosa**



**Depositi
limoso
sabbiosi**

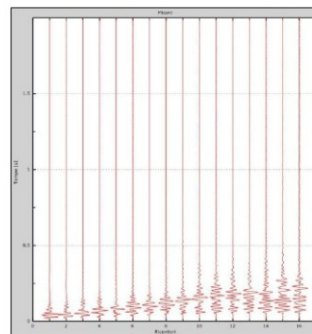
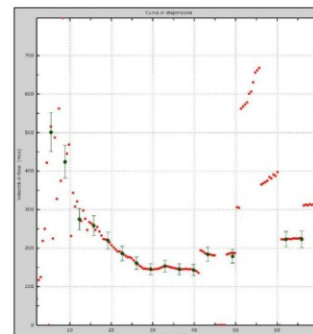


**Passaggio
tra la
formazione
ghiaiosa e
limoso
sabbiosa**

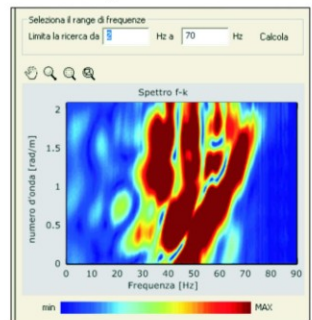


**Tubo
piezometrico
su sondaggio 2**

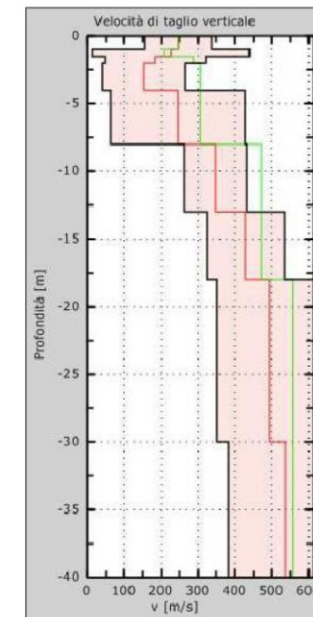
ELABORAZIONE LINEA MaSw

**Segnale rilevato**

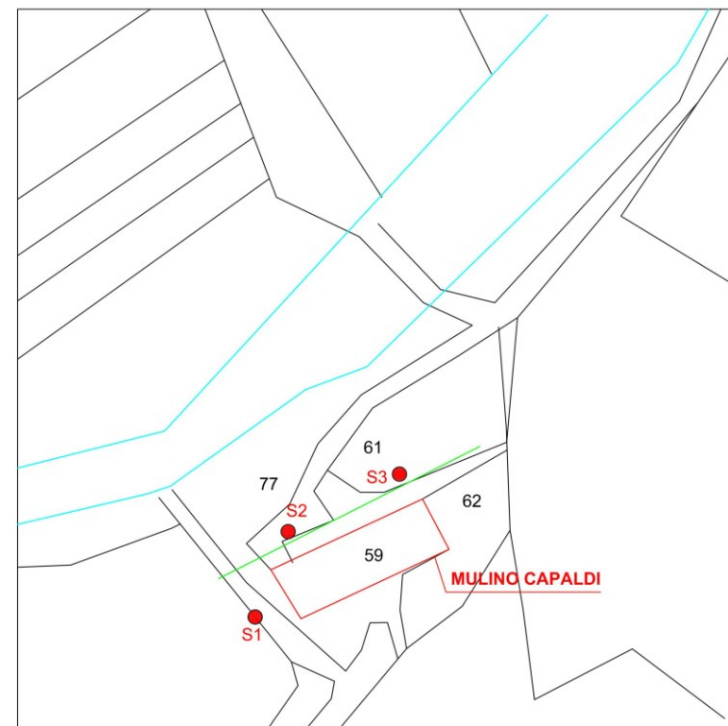
Curva di dispersione



Spettro f-k



Linea MaSw



Ubicazione indagini geologico-geotecniche su base catastale

● S1 Sondaggi geologico-geotecnici

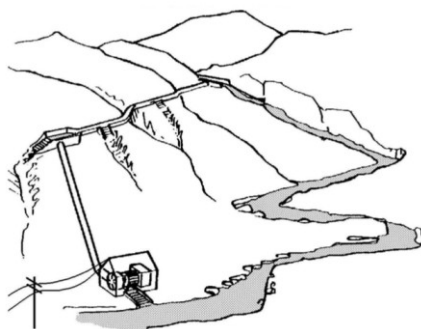
— Linea MaSw

REGIONE ABRUZZO
Provincia di L'AQUILA



COMUNE DI BUGNARA

**PROGETTO PER LA RIATTIVAZIONE DEL MULINO CAPALDO PER
LA PRODUZIONE DI ENERGIA IDROELETTRICA**



ELABORATO:
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE
GEOTECNICA

Il Geologo

Dr. Geol. Cristiano Rinaldi
Iscrizione all'albo n° 1590

INDICE GENERALE

1. PREMESSA	3
2. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE	
GEOTECNICA DEI SEDIMENTI DI IMPOSTA	4
3. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI	24
5. CONCLUSIONI	33

PROVINCIA DI L'AQUILA

Comune di Bugnara

1. PREMESSA E RIFERIMENTI NORMATIVI

La seguente relazione è stata eseguita per individuare le caratteristiche di pericolosità geologica di un'area sita nel Comune di Bugnara in località Molino Capaldi, in relazione al progetto per la produzione di energia elettrica. Le opere da realizzare possono essere distinte in:

✓ Demolizione e ricostruzione del fabbricato noto come Mulino Capaldi

L'elaborato è stato redatto riferendosi al seguente quadro normativo:

- ✓ NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI così come da DM 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30 e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 ;
- ✓ Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

La zona in esame è individuabile attraverso i seguenti riferimenti cartografici:

- ✓ Carta Tecnica Regionale della Regione Abruzzo Sezioni 369153 e 369154
- ✓ Tavoletta 146 III NE (Monte Sirente) della Carta d'Italia.
- ✓ Planimetria catastale del Piano Regolatore Generale particelle 59, 60, 61, 66, 77 e parte delle: 57, 58 e 818
- ✓ Foglio Geologico 369 Sulmona
- ✓ Coordinate: Lat./ Long. [WGS84] 42.028/13.85

Per quanto riguarda la vincolistica e l'inquadramento urbanistico si riporta quanto segue:

- ✓ PAI della Regione Abruzzo: l'area non ricade in zona soggetta ad esondazione o a rischio idrogeologico

- ✓ PRG Comune di Bugnara: il sito ricade in zona di rispetto fluviale RF
- ✓ Il sito non è soggetto a vincolo idrogeologico
- ✓ Piano Regionale Paestistico 2004 Regione Abruzzo: il sito ricade nell'area C1 "Trasformabilità condizionata"

La tipologia dei terreni presenti, la caratterizzazione sismica dell'area e la categoria del suolo di fondazione sono stati dedotti dalle indagini geofisiche e geologiche a corredo della relazione geologica e facendo riferimento ai numerosi dati presenti in letteratura relativi all'area.

2. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI SEDIMENTI DI IMPOSTA

Vista la tipologia dei terreni presenti e le caratteristiche stratigrafiche del sito, per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di imposta sono state realizzate 5 prove SPT eseguite in foro di sondaggio relativamente al Sondaggi N°1-2-3, effettuati a scopi sia stratigrafici che geotecnici. Una volta individuate le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti si è proceduto all'individuazione delle opere fondali più adeguate e al calcolo della portanza e dei cedimenti dei terreni fondali.

ELABORAZIONE PROVE SPT IN FORO DI SONDAGGIO

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente:
Cantiere:
Località:

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: PROVE SPT IN FORO

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.76 m
Peso sistema di battuta	4.2 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	7 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1
Rivestimento/fanghi	No

SONDAGGIO1

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Media - scarto

Profondità (m)	Nr. Colpi
3.15	18
3.30	17
3.45	16

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI SONDAGGIO 1

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[1] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	33	3.45	33	Skempton (1986)	66.41

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[1] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	33	3.45	33	Meyerhof (1965)	35.98

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
[1] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	33	3.45	33	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	95.25

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	33	3.45	33	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[1] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	33	3.45	33	Meyerhof ed altri	2.16

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[1] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	33	3.45	33	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	33	3.45	33	(A.G.I.)	0.29

SONDAGGIO 2

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Media - scarto

Profondità (m)	Nr. Colpi
0.85	2
1.00	3
1.15	3
1.85	42
2.00	31
2.15	21

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA SONDAGGIO 2

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[1] - DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSI	6	1.15	6	Skempton (1986)	23.45
[2] - DEPOSITI DETRITICI	52	2.15	52	Skempton (1986)	82.08

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[1] - DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSI	6	1.15	6	Shioi-Fukuni (1982)	24.49
[2] - DEPOSITI DETRITICI	52	2.15	52	De Mello	32.86

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
[1] - DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSI	6	1.15	6	Begemann (1974)	39.79
[2] - DEPOSITI DETRITICI	52	2.15	52	Begemann (1974)	134.27

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSI	6	1.15	6	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
[2] - DEPOSITI DETRITICI	52	2.15	52	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] - DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSI	6	1.15	6	Meyerhof ed altri	1.58
[2] - DEPOSITI DETRITICI	52	2.15	52	Meyerhof ed altri	2.24

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSI	6	1.15	6	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.89
[2] - DEPOSITI DETRITICI	52	2.15	52	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSI	6	1.15	6	(A.G.I.)	0.34
[2] - DEPOSITI DETRITICI	52	2.15	52	(A.G.I.)	0.25

SONDAGGIO 3

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Media - scarto

Profondità (m)	Nr. Colpi
3.15	6
3.30	5
3.45	4
4.15	14
4.30	15
4.45	12

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA SONDAGGIO 3

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[1] - DEPOSITI LIMOSI E ARGILLOSI	9	3.45	9	Skempton (1986)	30.74
[2] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	27	4.45	27	Skempton (1986)	60.3

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[1] - DEPOSITI LIMOSI E ARGILLOSI	9	3.45	9	Shioi-Fukuni (1982)	26.62
[2] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	27	4.45	27	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956)	34.71

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
[1] - DEPOSITI LIMOSI E ARGILLOSI	9	3.45	9	Begemann (1974)	45.95
[2] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	27	4.45	27	Begemann (1974)	82.92

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - DEPOSITI LIMOSI E ARGILLOSI	9	3.45	9	Classificazione A.G.I. (1977)	POCO ADDENSATO
[2] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	27	4.45	27	Classificazione A.G.I. (1977)	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] - DEPOSITI LIMOSI E ARGILLOSI	9	3.45	9	Meyerhof ed altri	1.70
[2] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	27	4.45	27	Meyerhof ed altri	2.10

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - DEPOSITI LIMOSI E ARGILLOSI	9	3.45	9	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.91
[2] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	27	4.45	27	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - DEPOSITI LIMOSI E ARGILLOSI	9	3.45	9	(A.G.I.)	0.34
[2] - DEPOSITI CONGLOMERATICI	27	4.45	27	A.G.I.	0.3

La stratigrafia geotecnica può essere estesa, basandosi sul sondaggio e sui dati della relazione geologica, fino ad almeno 15 m di profondità dal piano di campagna.

STIMA VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI

Si hanno sedimenti di copertura superficiale limoso argillosi in appoggio su sedimenti calcarei e conglomeratici. Lo spessore della copertura arriva a circa 2,5-3 m. In base ai dati precedentemente esposti e alle indicazioni della relazione geologica è possibile individuare nel sito in studio la seguente stratigrafia geotecnica, estesa fino ad almeno 15 m di profondità. La stima caratteristica dei valori geotecnici è stata effettuata secondo le NTC 2008 utilizzando i dati desunti dalle prove Dp.

Con l'introduzione del concetto di stato limite è stato sviluppato parallelamente anche quello di valore caratteristico. L'Eurocodice 7, riguardante la progettazione geotecnica, introduce per la prima volta i valori caratteristici dei parametri geotecnici e attualmente le Nuove Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 14.01.2008) adottano tale concetto. Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica: le opere dovranno essere verificate per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni, e per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

“Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata”.

Si parla di Stato limite ultimo quando lo stato limite è associato al valore estremo della capacità portante della struttura, il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Si parla invece di Stato limite di esercizio quando è legato al raggiungimento di un particolare stato dell'opera che pur non generando il collasso compromette aspetti funzionali importanti che limitano le prestazioni in condizione d'esercizio.

Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza.

Ai valori caratteristici trovati si applicano dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato.

DEPOSITI CONGLOMERATICI E GHIAIOSI IN MATRICE LIMOSA

Elenco delle misure				
	Angolo di resistenza al taglio [°]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
1	35	66.410	9340.000	21.600
2	34	60.030	8131.000	21.000

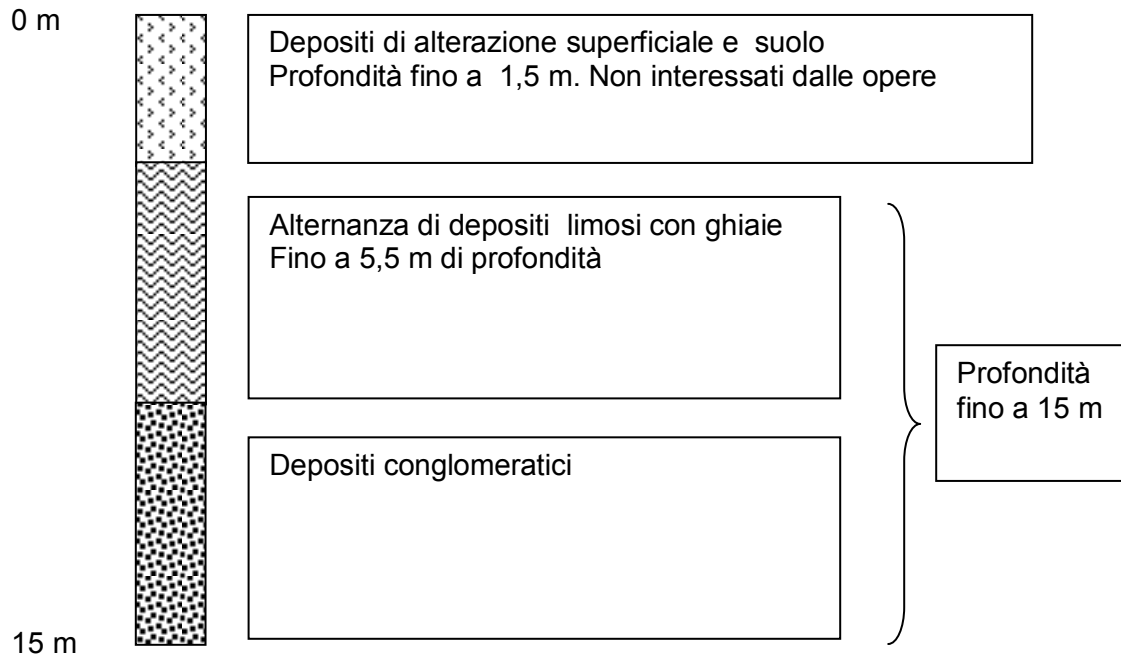
Risultati elaborazione				
	Angolo di resistenza al taglio [°]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile	5° percentile	5° percentile	5° percentile
Valore caratteristico	33	50.842	7741,098	20.511
Minimo	29.700	60.030	8131.000	21.000
Massimo	32.800	82.080	13167.000	22.400
Valore medio	31.100	69.507	10212.667	21.667
Varianza	2.470	128.743	6911484.333	0.493
Deviazione standard	0.907	6.551	1517.837	0.406
Deviazione standard della media	0.907	6.551	1517.837	0.406
5° percentile	28.515	50.842	5888.011	20.511
5° percentile medio	29.607	58.730	7715.825	21.000
C.O.V.	0.051	0.163	0.257	0.032

DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSI

Elenco delle misure				
	Angolo di resistenza al taglio [°]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
1	26.600	30.740	4506.000	17.000
2	24.490	23.450	3902.000	15.000

Risultati elaborazione				
	Angolo di resistenza al taglio [°]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile	5° percentile	5° percentile	5° percentile
Valore caratteristico	23.091	18.615	3501.433	13.674
Minimo	24.490	23.450	3902.000	15.000
Massimo	26.600	30.740	4506.000	17.000
Valore medio	25.545	27.095	4204.000	16.000
Varianza	2.226	26.572	182408.000	2.000
Deviazione standard	1.055	3.645	302.000	1.000
Deviazione standard della media	1.055	3.645	302.000	1.000
5° percentile	23.091	18.615	3501.433	13.674
5° percentile medio	23.810	21.099	3707.210	14.355
C.O.V.	0.058	0.190	0.102	0.088

STRATIGRAFIA GEOTECNICA FINO A 15 METRI



DESCRIZIONE SINTETICA VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI

Gam (T/m ³)	Fi (°)	C (Kg/cm ²)	DR %	ME KN/mq	LITOLOGIA	Profondità
1,36	23	0,0	18	35,69	Depositi limoso argillosi	Fino a 15 m
2	33	0,0	502	78,93	Depositi conglomeratici e ghiaiosi in matrice limosa	

3. SCELTA DELLE FONDAZIONI E CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI

Vista la tipologia dei terreni presenti e le loro caratteristiche geotecniche e geologiche è possibile fare ricorso a fondazioni superficiali del tipo a trave rovescia o platea nell'ipotesi che queste vengano incassate nella formazione limosa o conglomeratica .

La tipologia di calcolo scelta è: Stato Limite Ultimo NTC 2008, Approccio 1, Combinazione A2+M2+R2. L'Approccio 1 analizza i meccanismi di collasso dovuti dal raggiungimento della resistenza del terreno interessato dai carichi trasmessi dalle fondazioni. Con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), i parametri di resistenza del terreno sono ridotti cautelativamente con coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema con coefficienti γ_R del gruppo R2.

Visti la tipologia di terreni ed il modulo edometrico vengono calcolati i valori di cedimento differenziato sotto i carichi di progetto. Vista la tipologia di terreni possono esser esclusi fenomeni di liquefazione.

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

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

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

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

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

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

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

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_c = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

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

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di 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 può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-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.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI EDOMETRICI

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

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

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

il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;

la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

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

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

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

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

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

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

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

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

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

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

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

CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

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

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

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

DATI GENERALI

=====

Azione sismica NTC 2008
Zona Bugnara, Loc. Molino Capaldi
Lat./ Long. [WGS84]42.0287545148494/13.8500644993873
Profondità falda 9.5

=====

SISMA

=====

Accelerazione massima (ag/g) 0.119
Effetto sismico secondo NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q] 3
Periodo fondamentale vibrazione [T] 0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]0.0239
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]0.284

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe II
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.78	2.38	0.27
S.L.D.	50.0	1.04	2.33	0.28
S.L.V.	475.0	2.6	2.37	0.35
S.L.C.	975.0	3.33	2.4	0.37

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1.17	0.2	0.0239	0.0119
S.L.D.	1.56	0.24	0.0382	0.0191
S.L.V.	3.4397	0.28	0.0982	0.0491
S.L.C.	4.0326	0.28	0.1151	0.0576

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2.5	1100.0	1360.0	10.0	10	0.0	0.0	0.0	0.0	20.0	0.0	0.0	0.0
2.0	1360.0	1360.0	24.0	24	0.0	0.0	0.0	0.0	35.69	0.2	0.0	0.0
0.5	1360.0	1360.0	24.0	24	0.0	0.0	0.0	0.0	35.69	2.0	0.0	0.0
2.0	2000.0	2000.0	33.0	33	0.0	0.0	0.0	0.0	78.93	0.0	0.0	0.0
2.0	2000.0	2000.0	33.0	33	0.0	0.0	0.0	0.0	78.93	0.3	0.0	0.0
2.0	2000.0	2000.0	33.0	33	0.0	0.0	0.0	0.0	78.93	0.29	0.0	0.0

FONDAZIONE A TRAVE N°1

Caratteri generali

Larghezza fondazione 1.0 m
Lunghezza fondazione 10.0 m
Profondità piano di posa 3.5 m
Altezza di incastro 1.0 m

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A2+M2+R2	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1

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

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 1.29 Kg/cm²
Resistenza di progetto[Rd] 0.72 Kg/cm²
Tensione [Ed] 0.7 Kg/cm²

Fattore sicurezza $[F_s = Q_{ult}/E_d]$	1.85
Condizione di verifica $[E_d \leq R_d]$	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	0.52 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore $[N_q]$	6.15
Fattore $[N_c]$	14.47
Fattore $[N_g]$	3.67
Fattore forma $[S_c]$	1.04
Fattore profondità $[D_c]$	1.52
Fattore inclinazione carichi $[I_c]$	1.0
Fattore inclinazione pendio $[G_c]$	1.0
Fattore inclinazione base $[B_c]$	1.0
Fattore forma $[S_q]$	1.03
Fattore profondità $[D_q]$	1.41
Fattore inclinazione carichi $[I_q]$	1.0
Fattore inclinazione pendio $[G_q]$	1.0
Fattore inclinazione base $[B_q]$	1.0
Fattore forma $[S_g]$	0.97
Fattore profondità $[D_g]$	1.0
Fattore inclinazione carichi $[I_g]$	1.0
Fattore inclinazione pendio $[G_g]$	1.0
Fattore inclinazione base $[B_g]$	1.0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_q]$	1.0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_g]$	0.32
Fattore correzione sismico inerziale $[z_c]$	1.0
=====	

Carico limite	1.29 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0.72 Kg/cm ²

Condizione di verifica $[E_d \leq R_d]$	Verificata
---	------------

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

=====

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

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
6	9-11.00	27.00	19.408	1.815	1.665	0.070	0.271	3.85	Livello non liquefacibile

FONDAZIONE A TRAVE N°2

Caratteri generali

Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	4.0 m
Altezza di incastro	1.5 m

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A2+M2+R2	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1

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

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	1.92 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1.06 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1.05 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1.82
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 0.77 Kg/cm³

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	6.15
Fattore [Nc]	14.47
Fattore [Ng]	3.67
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.53
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.42
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0

Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.32
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1.92 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.06 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

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

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

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione :
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
6	11.00	27.00	19.408	1.815	1.665	0.070	0.271	3.85	Livello non liquefacibile

FONDAZIONE A PLATEA

Caratteri generali

Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	4.0 m
Altezza di incastro	1.5 m

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A2+M2+R2	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazion e	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontal e
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1

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

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	3.38 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1.88 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1.7 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1.99
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.35 Kg/cm³

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	11.09
Fattore [Nc]	21.28
Fattore [Ng]	9.57
Fattore forma [Sc]	1.24
Fattore profondità [Dc]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.21
Fattore profondità [Dq]	1.09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.85
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.32
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	

Carico limite	3.38 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.88 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi**

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

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

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
6	11.00	29.00	20.846	1.815	1.665	0.070	0.334	4.75	Livello non liquefacibile

5. CONCLUSIONI

Dai dati bibliografici, dalle indicazioni della relazione geologica e dalle prove effettuate è possibile estendere la caratterizzazione geotecnica fino ad una profondità di almeno 15 dal piano di campagna cioè fino ad una profondità tale che possano essere effettuati i calcoli geotecnici in ottemperanza alle NTC 2008. La portanza dei terreni di fondazione è stata calcolata nell'ipotesi che le opere fondali vengano incassate nella formazione limoso argillosa in posto al di sotto della coltre detritica e di alterazione. Dai calcoli effettuati sulla portanza emerge, che le fondazioni così come dimensionate soddisfano i requisiti normativi, cioè il loro carico a rottura è ben superiore a quello di progetto considerando i fattori di sicurezza relativi alle NTC 2008, Approccio 1 - combinazione A2+M2+R2. Va comunque tenuto conto dell'entità dei cedimenti che possono creare instabilità sulla struttura che verranno calcolati nel momento in cui si sapranno i carichi effettivi trasmessi dalla struttura.

Si resta a disposizione per ogni eventuale chiarimento.

Contigliano, Dicembre 2013

Dr. Geol. Rinaldi Cristiano