

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI ASTI
COMUNE DI CALAMANDRANA

MONFERRATOCASE S.r.l. – PEDERSEN Joakim Maehle

**REDAZIONE DI P.E.C.L.I. IN AREA AGRICOLA PER DEMOLIZIONE E
RICOSTRUZIONE DI N°2 FABBRICATI IN REGIONE GARBAZZOLA**

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

D.M. 17/01/2018 – NTC18 - L.R. 45/89 - N.T.A. di P.R.G.C.

Data:
Novembre 2021

IL TECNICO



STUDIO DI GEOINGEGNERIA

Dott. Ing. Geol. Massimo MASSORBIO
PROGETTAZIONI

CONSULENZE MINERARIE E GEOAPPLICATIVE

B.do Montebello 10 – tel. 0141/982720 - +393357216869 – massimo.massobrio@gmail.com

14015 – SAN DAMIANO D'ASTI (AT)

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI ASTI N°405

ORDINE DEI GEOLOGI DEL PIEMONTE N°196

PREMESSA

Il presente studio geologico-geotecnico ha lo scopo di corredare la redazione di P.E.C.L.I. in area agricola per demolizione e ricostruzione di n°2 fabbricati, in Comune di **CALAMANDRANA (AT)**, Regione Garbazzola snc, su richiesta della Soc. **MONFERRATOCASE S.r.l.** e del Sig. **PEDERSEN Joakim Maehle**.

Il tutto in ottemperanza:

-a quanto previsto dal D.M. 17/01/18 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
-a quanto previsto dalla L.R. 45/89;
-a quanto previsto dalle N.T.A. del vigente P.R.G.C.

La presente è strutturata come segue:

- 1. Inquadramento geografico*
- 2. Inquadramento geologico e geomorfologico*
- 3. Caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dai lavori in progetto*
- 4. Azioni sismiche*
- 5. Strutture di fondazione ed ipotesi di progetto*
- 6. Calcolazioni geotecniche preliminari*
- 7. Conclusioni*

1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

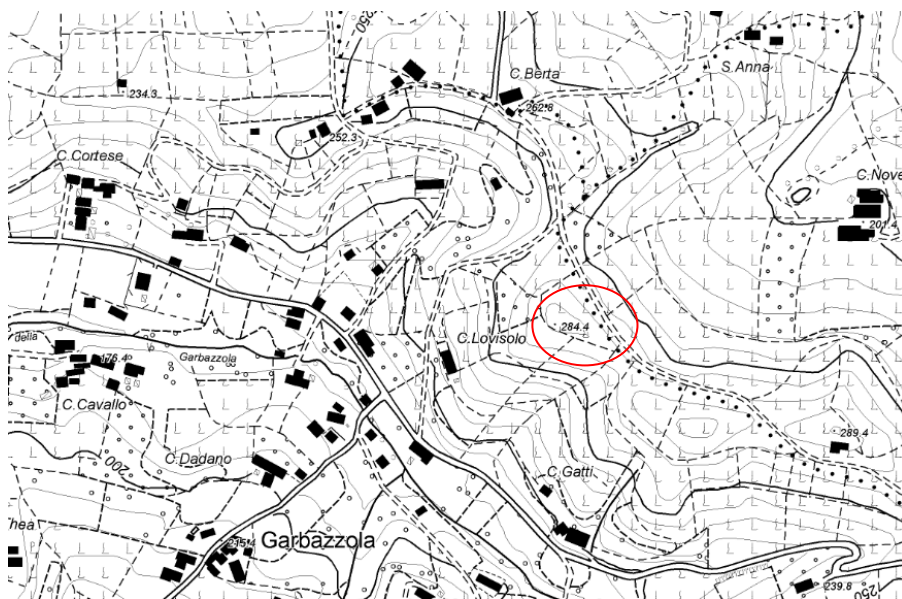
L'area interessata dall'intervento in progetto è localizzata, come detto, nel Comune di **CALAMANDRANA (AT)**, in Regione Garbazzola snc.

Si riporta una foto aerea dell'area d'intervento:



Ortofoto da google maps

Per una migliore localizzazione dell'area si allega al progetto la cartografia C.T.R. in scala 1:10.000:



Estratto del foglio "194050" della Carta Tecnica Regionale

Si allega inoltre l'estratto di mappa catastale, con in evidenza i terreni oggetto di intervento, identificati al N.C.T. del Comune di Calamandrana (AT) al **Foglio n°6 mappali nn°483-485-486-541** (demolizione fabbricati) e al **F.6 mappale n°550** (ricostruzione):



Estratto di mappa catastale

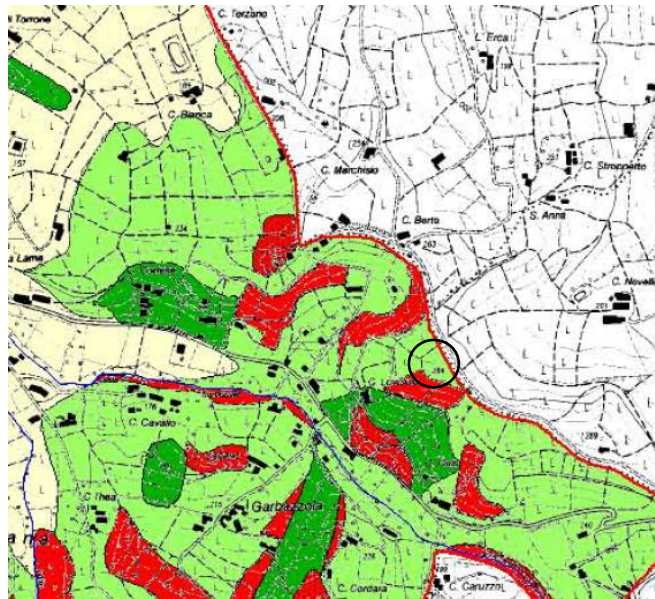
I terreni interessati dalle opere in progetto sono sottoposti al vincolo idrogeologico ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923 n°3267.

Le opere in progetto interesseranno un'area inferiore ai **5.000 mq** e comporteranno volumi di movimento terra inferiori ai **2.500 mc**.

*Pertanto, l'intervento appartiene alla **categoria a)** della L.R. n°45 art. 2 comma 1.*

L'istruttoria, quindi, è di competenza comunale ai sensi della deliberazione della G.R. del 3 ottobre 1989, n.112-31.08.86 "Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici" - Definizione della documentazione (art.7 L.R. n°45 9 agosto 1989).

Analizzando gli elaborati di P.R.G.C. vigente, e in particolare la Carta di sintesi di P.R.G.C. della quale si allega un estratto, si osserva che l'area oggetto di intervento, dove verranno ricostruiti i fabbricati oggetto di demolizione, ricade in **Classe II** di pericolosità geomorfologica ai sensi della C.P.G.R. n°7/LAP:



Estratto della Carta di Sintesi di P.R.G.C.

COLLINA:	
	CLASSE IIIa: Porzioni di territorio inedificate con caratteri geomorfologici che le rendono inidonee a nuovi insediamenti (aree dissestate o con frane in atto).
	CLASSE IIIa1: Porzioni di territorio sparsamente edificate caratterizzate da versanti accioli o forti incisioni dei ri, dove possono essere ammessi soltanto insediamenti di tipologia sparsa e destinati alle categorie connesse con le attività consentite nei territori agricoli. Gli interventi di nuova edificazione e di ampliamento dovranno in ogni caso essere preceduti da indagini geologico-tecniche volte ad accertare gli elementi di degrado idrogeologico in un intorno non inferiore ai 400 m dall'area, a definire gli interventi di riassetto territoriale e a stabilire le opere di risanamento più idonee.
	CLASSE IIIa2: Porzioni di territorio anch'esse poco edificate, le quali presentano soltanto potenziali pericoli geomorfologici dovuti a fenomeni di soffiamento, ad ispessimenti anomali del suolo agrario e ruscellamento di fuso, dove gli interventi di nuova edificazione e di ampliamento sono subordinati ad una serie di accertamenti idrogeologici e geotecnici volti a definire gli interventi di riassetto territoriale, che dovranno dettagliare la sistemazione generale dell'opera, anche nell'immediato intorno del lotto interessato.
	CLASSE II: Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto di modesti accorgimenti tecnici realizzabili a livello di progetto esecutivo, esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante (versanti interessati da fenomeni di soffiamento o antichi dissesti tonificati).
	CLASSE I: Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche. Edificabilità controllata ai sensi del D.M. 11.6.68 n.47.
PIANURA:	
	CLASSE IIIa: Porzioni di territorio inedificate che presentano caratteri geomorfologici che le rendono inidonee a nuovi insediamenti. (Fasce A e B del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali).
	CLASSE IIIb: Porzioni di territorio edificate nelle quali gli elementi di pericolosità geologica e di rischio sono tali da imporre in ogni caso interventi di riassetto territoriale e tutela del patrimonio urbanistico esistente ed eventuali ampliamenti sono ammessi nell'osservanza di precisi limiti. (Zone comprese nelle fasce A e B del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, ma non coperte dall'onda di piena dell'evento alluvionale del Novembre 1994 in quanto sensibilmente rialzate rispetto al piano campagna circostante).
	CLASSE IIa: Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto di modesti accorgimenti tecnici realizzabili a livello di progetto esecutivo esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante (settori di territorio condizionati da modesti allagamenti dovuti all'azione antropica sul reticolato minore dove, comunque, l'azione delle acque di esondazione presenta caratteri di bassa energia e altezza di pochi centimetri). (Fascia C del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali).
	CLASSE I: Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche. Edificabilità controllata ai sensi del D.M. 11.6.68 n.47.

Legenda

Nella **Classe II** rientrano porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto di modesti accorgimenti tecnici esplicitati a livello di norme di attuazione ispirate al D.M. 17/01/2018 e realizzabili a livello di

progetto esecutivo esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante.

Tali interventi non dovranno in alcun modo incidere negativamente sulle aree limitrofe, né condizionarne la propensione all'edificabilità.

Si osserva che i fabbricati oggetto di demolizione sono attualmente ubicati in **Classe IIIa2**, ma verranno ricostruiti in un'area in **Classe II** ai sensi della C.P.G.R. n°7/LAP.

L'intervento in progetto consiste, come detto, nella demolizione e ricostruzione di n°2 fabbricati di civile abitazione; tali fabbricati verranno ricostruiti sul mappale n°550, in una posizione diversa da quella in cui si trovano allo stato attuale (mappali nn°483-485-486-541).

Verrà altresì realizzata una piscina pertinenziale ai fabbricati in oggetto.

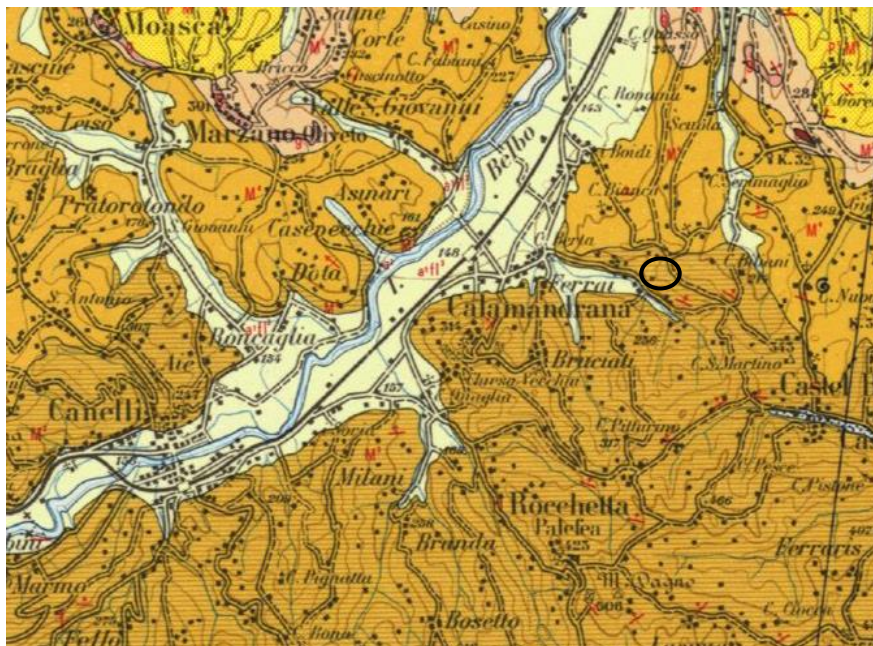
Le opere in progetto appaiono pertanto in linea con le N.T.A. del vigente P.R.G.C. e con quanto indicato nella C.P.G.R. n°7/LAP.

Il tutto come da progetto a firma del Geom. Soggiu Francesco di Nizza Monferrato (AT).

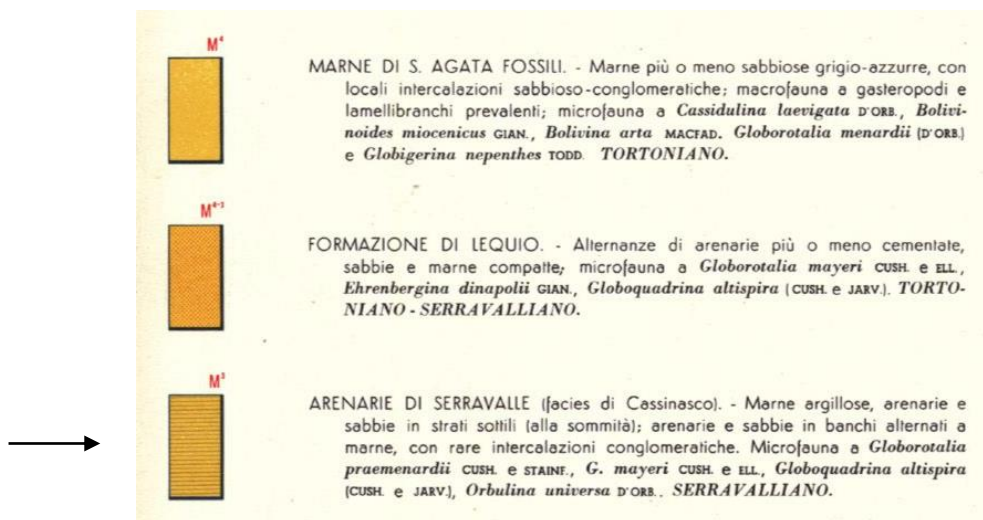
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area considerata risulta ubicata, dal punto di vista geologico-strutturale, nel settore centro-meridionale del Bacino terziario astigiano (Bacino pliocenico astigiano), unità paleogeografica limitata a sud dalle colline delle Langhe ed a nord dal sistema collinare del Monferrato.

La serie sedimentaria pliocenica che caratterizza il bacino, in questo settore, è composta, dal basso verso l'alto, dalle seguenti formazioni (Carta Geologica d'Italia a scala 1:100.000 Foglio n°69 "ASTI"):



Estratto di C.G.I. foglio 69 "Asti"



Legenda

-**Formazione delle Arenarie di Serravalle (facies di Cassinasco):** marne argillose ed arenarie in strati sottili alla sommità (*Serravalliano*);

-**Formazione delle "Marne di S. Agata Fossili":** argille marnose marnoso-sabbiose grigio-azzurre localmente fossilifere (*Tortoniano*);

-**Formazione “Gessoso-Solfifera”**: marne argillose con lenti di gesso (*Messiniano*);

-**Conglomerati di “Cassano Spinola”**: conglomerati in grosse bancate e marne sabbiose (*Pliocene inf. - Messiniano*);

-**Formazione delle “Argille di Lugagnano”**: argille marnose marnoso-sabbiose grigio-azzurre localmente fossilifere, con intercalazioni verso l'alto di sabbie gialle (*Pliocene in fase piacentiana*);

-**Formazione delle “Sabbie di Asti”**: sabbie gialle più o meno stratificate, incoerenti o debolmente cementate, caratterizzate da vari strati fossiliferi e da locali livelli arenitici (*Pliocene in fase astiana*).

L'assetto strutturale di queste formazioni individua una successione normale a prevalente giacitura suborizzontale nella quale gli strati più bassi sono ovviamente quelli più antichi.

Nei settori pianeggianti, in prossimità dei fondovalle principali, le formazioni appartenenti al Bacino pliocenico astigiano sono mascherate dai **depositi fluviali recenti ed attuali del T. Belbo e dei suoi affluenti** (Pleistocene-Olocene), costituiti da sedimenti argilloso-siltosi e siltoso-sabbiosi debolmente addensati e non alterati.

In particolare, nel settore indagato affiorano i depositi marnoso-argilloso-arenacei appartenenti al substrato serravalliano della **Formazione delle Arenarie di Serravalle**.

Per quanto riguarda l'assetto geomorfologico l'area risulta ubicata presso la sommità di un rilievo collinare caratterizzato da fianchi a pendenza moderata.

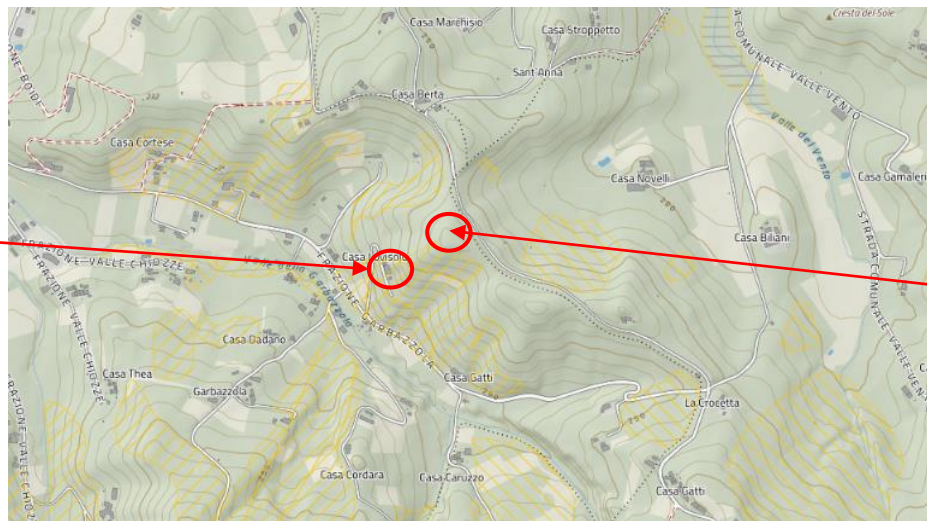
Analizzando:

-*la Banca Dati Geologica della Regione Piemonte;*

-*le carte tecniche allegate al vigente P.R.G.C.;*

-*le caratteristiche geomorfologiche locali;*

Fabbricati in demolizione



Area di ricostruzione

Estratto del Geoportale Regione Piemonte

- Frana attiva - Fa
- Frana quiescente - Fq
- Frana stabilizzata - Fs
- Conoide attivo non protetto - Ca
- Conoide attivo parzialmente protetto - Cp
- Conoide non recentemente attivatosi - Cn
- Esondazione a pericolosità molto elevata - Ee
- Esondazione a pericolosità elevata - Eb
- Esondazione a pericolosità media o moderata - Em
- Valanga a pericolosità molto elevata o elevata - Va
- Valanga a pericolosità media o elevata - Vm

Legenda

non si rileva, nell'area oggetto di intervento, la presenza di dissesti in atto o potenziali; nel versante a SW dell'area in cui verranno ricostruiti i fabbricati in oggetto è presente una frana attiva, che tuttavia non interessa la sommità collinare dove è prevista l'ubicazione dei fabbricati.

Si osserva che i fabbricati che verranno demoliti sono invece ubicati in un settore di frana attiva.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI INTERESSATI DAI LAVORI IN PROGETTO

Non si ritiene di dover ricorrere a prove geotecniche in situ in quanto l'area ricade in una zona ben conosciuta dal punto di vista geotecnico; il tutto ai sensi del punto 6.2.2 delle NTC18.

Nel seguente paragrafo, con riferimento al modello litostratigrafico descritto in precedenza, viene schematizzato il modello geotecnico da adottare e vengono attribuiti i parametri geotecnici caratteristici, utili alle successive verifiche e considerazioni.

Con riferimento alla normativa vigente (Norme Tecniche sulle Costruzioni, D.M. 17/01/2018), per “*valore caratteristico*” deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici di interesse sono pertanto stati ricavati mediante elaborazione statistico-probabilistica delle misure ricavabili da prove penetrometriche e da dati bibliografici.

Pertanto, sulla base di dati tecnici acquisiti dalla letteratura e sulla base di indagini geognostiche condotte nelle vicinanze per altri interventi edilizi, i terreni affioranti nell’area possono essere caratterizzati, dal punto di vista geotecnico, mediante le seguenti proprietà classificative fisico-meccaniche:

-terreni di copertura eluvio-colluviale (da p.c. a -1.00 m circa da p.c.):

Granulometricamente il materiale è costituito da termini argilloso-limosi a caratteristiche geotecniche scadenti.

Dal punto di vista geotecnico si tratta di limi con argilla e sabbia abbastanza eterogenei, a scarsa consistenza e debolmente plastici, poco permeabili e con valori di IP variabili dal 7% al 12%, i valori di LL tra i 35% e 40% ci permettono di classificarli, secondo USCS come **limi inorganici di media compressibilità (ML)** a basse permeabilità e debole resistenza al taglio in condizione di saturazione e compattazione.

Tali terreni possiedono le seguenti caratteristiche fisico-meccaniche:

-peso di volume naturale	$\gamma_n=18.0 \text{ kN/m}^3$
-coesione	$c'=2-5 \text{ kPa}$
-coesione non drenata	$c_u=25-30 \text{ kPa}$
-angolo d'attrito efficace	$\varphi'=15^\circ-20^\circ$

-Formazione delle Arenarie di Serravalle (facies Cassinasco), substrato serravalliano (oltre -1.00 m dal p.c.):

Si tratta di argille marnose da molto consistenti a dure con strati sottili arenacei.

Tali litotipi presentano valori di IP compresi tra 8%-20%, valori LP tra 22% e 30% e valori di LL pari a 30%-47% che ci permette di classificarle come argille inorganiche di media plasticità con sigla CL secondo USCS (a volte anche ML); secondo CNR-UNI 10006 tali litotipi rientrano nei gruppi A6 e A7-6.

I valori dell'indice di consistenza è mediamente pari a 1.5; tali valori sono caratteristici di materiali limoso-argillosi, poco plastici, molto sovraconsolidati, con consistenza da semi-solida a solida ($I_C < 0.75$).

Secondo Wagner tali terreni presentano: permeabilità nulla, compressibilità media e caratteristiche meccaniche buone se utilizzati come terreni di fondazione essendo dotati di una discreta capacità portante.

Si ricavano i seguenti parametri fisico-meccanici:

<i>-peso di volume naturale</i>	$\gamma_n = 20.0 \text{ kN/m}^3$
<i>-peso di volume saturo</i>	$\gamma_s = 21.0 \text{ kN/m}^3$
<i>-coesione</i>	$c' = 30 \text{ kPa}$
<i>-coesione non drenata</i>	$c_u > 200 \text{ kPa}$
<i>-Nspt medio</i>	> 30
<i>-angolo d'attrito efficace</i>	$\phi' = 25^\circ \div 28^\circ$
<i>-modulo edometrico</i>	$M_o = 100 \text{ kg/cm}^2$

4. AZIONI SISMICHE

Il quadro sismo-tettonico locale e le analisi eseguite dall'INGV individuano per il territorio di Calamandrana (AT) un grado molto basso di rischio sismico, risentendo in modo più o meno intenso degli effetti di propagazione e attenuazione di sismi con epicentro nelle Alpi Occidentali e nell'Appennino Settentrionale.

Nella carta probabilistica di pericolosità sismica, redatta dal DISTAV – Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e della Vita dell'Università degli Studi di Genova (2019) adottata nella D.G.R. n°6-887 del 30/12/2019, nel territorio di Calamandrana (AT) sono attese accelerazioni al bedrock comprese fra **0.025 e 0.050 g**.

Tali accelerazioni sismiche sono calcolate con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (corrispondenti ad un tempo di ritorno di 475 anni), riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s, ovvero categoria A, punto 3.2.2. del D.M. 17/01/2018).

Nella nuova classificazione sismica del territorio regionale, introdotta dalla D.G.R. n°6-887 del 30/12/2019, il Comune di Calamandrana (AT) è inserito in **Zona 4**, alla quale è associata un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g), pari a circa 0.05.

Per quanto riguarda la classificazione sismica locale dei terreni di fondazione bisogna definire le azioni sismiche di progetto a partire dalla pericolosità sismica di base precedentemente descritta.

Oltre a questa classificazione, l'effetto della risposta sismica locale può essere valutata mediante specifiche analisi e metodologie di indagine sperimentale ovvero, mediante una procedura semplificata, basata sull'attribuzione dei terreni di fondazione alle categorie di sottosuolo di riferimento, oltre che all'individuazione della Classe d'uso dell'opera e la categoria topografica.

Pertanto, nel nostro caso in esame si possono prendere in considerazione i seguenti parametri:

Categoria di suolo (D.M. 17/01/18-Tab. 3.2.II):

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Categoria topografica (D.M. 17/01/18-Tab. 3.2.III):

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Classe d'uso (D.M. 17/01/18 - Cap. 2.4.2)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per quanto riguarda le forme spettrali riferite al sito in esame, ai fini della normativa vigente, sono definite a partire dai valori dei parametri riportati nella tabella sottostante:

I valori sono stati ricavati tramite l'utilizzo dell'apposito software "Spettri di risposta ver. 1.0.3" ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
SLO	60	0.024	2.637	0.190
SLD	101	0.029	2.672	0.210
SLV	949	0.051	2.794	0.305
SLC	1950	0.059	2.893	0.319

con:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Mediante software si ottengono i seguenti valori di calcolo da inserire nel calcolo geotecnico di cui al D.M. 17/01/2018 (NTC):

Parametri sismici	Calamandrana	
Categoria sottosuolo:	C	
Categoria topografica:	T2	
Periodo di riferimento:	50anni	
Coefficiente c_u :	1	
Operatività (SLO):		
Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
a_g :	0,017	g
Fo:	2,594	
Tc^* :	0,160	[s]
Danno (SLD):		
Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
a_g :	0,022	g
Fo:	2,559	
Tc^* :	0,188	[s]
Salvaguardia della vita (SLV):		
Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
a_g :	0,050	g
Fo:	2,615	
Tc^* :	0,290	[s]
Prevenzione dal collasso (SLC):		
Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
a_g :	0,062	g
Fo:	2,673	
Tc^* :	0,308	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ss: 1,500	Ss: 1,500	Ss: 1,500	Ss: 1,500
Cc: 1,920	Cc: 1,820	Cc: 1,580	Cc: 1,550
St: 1,200	St: 1,200	St: 1,200	St: 1,200
Kh: 0,006	Kh: 0,008	Kh: 0,018	Kh: 0,022
Kv: 0,003	Kv: 0,004	Kv: 0,009	Kv: 0,011
Amax: 0,309	Amax: 0,393	Amax: 0,883	Amax: 1,086
Beta: 0,200	Beta: 0,200	Beta: 0,200	Beta: 0,200

5. STRUTTURE DI FONDAZIONE ED IPOTESI DI PROGETTO

In base ai dati geotecnici precedenti, per quel che riguarda i fabbricati oggetto di demolizione e ricostruzione, si può ipotizzare di adottare **fondazioni continue perimetrali e centrali a T rovescia ($B_{min}=1.00$ m), completate a graticcio.**

Tale struttura come da schema seguente a doppio sistema di travi (reticolo di travi rovesce) costituisce una fondazione di elevata rigidezza che minimizza i cedimenti differenziali derivanti da variazioni locali delle caratteristiche del terreno.

La parte interna al reticolo di travi potrà essere completata mediante riempimento di materiale granulare, igloo o lasciata libera (a cassa vuota) e successivo getto di completamento dello spessore di circa 15-20 cm armato con rete elettrosaldada a funzione di battuto del piano.

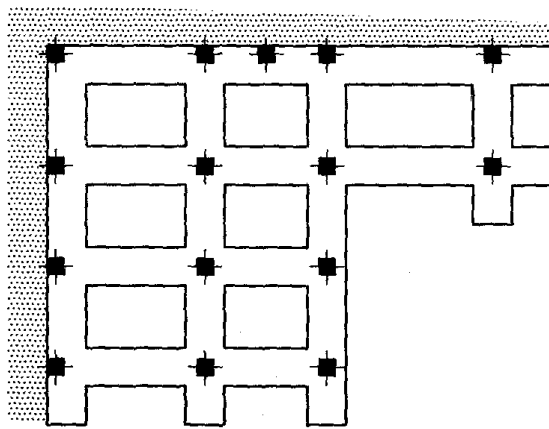


Figura 8.62 Graticcio di fondazione.

Sul piano di posa delle fondazioni dovrà essere messo in posto o un manto granulare dello spessore di 15-20 cm opportunamente rullato o un magrone che svolga la stessa funzione.

Viste le caratteristiche geotecniche dei terreni, si prescrive, in accordo con il progettista, che le strutture di fondazione dei fabbricati vengano impostate sui terreni marnoso-argilloso-arenacei appartenenti alla Formazione delle Arenarie di Serravalle, alla profondità di circa -3.00 m dal p.c., data la presenza del piano interrato ad uso cantina.

Per quanto riguarda invece la tipologia di fondazione da utilizzare per la piscina pertinenziale, si consiglia di adottare **una fondazione a platea adeguatamente armata (H minimo = 0.30 m).**

L'utilizzo di tale tipologia permette di controllare sia i carichi per estensioni di superficie considerevoli, sia i cedimenti differenziali e le distorsioni che ne deriverebbero.

In particolare, tale soluzione rappresenta un'evoluzione delle fondazioni a graticcio alle quali si aggiunge una suola di base per aumentare in modo significativo la superficie d'appoggio (si allega schema).

Il calcolo geotecnico può essere compiuto discretizzando la piastra in strisce virtuali o aree d'influenza soggette all'intero carico trasmesso dai pilastri.

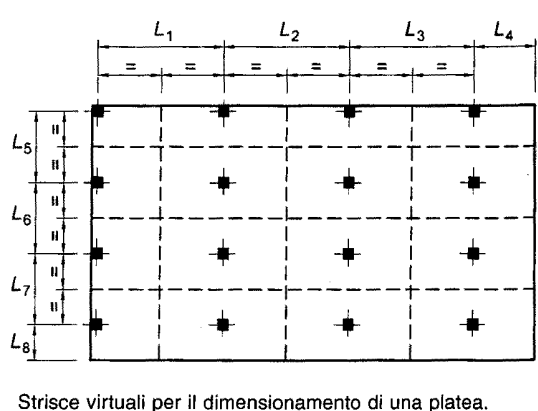


Figura 8.66 Strisce virtuali per il dimensionamento di una platea.

Sul piano di posa delle fondazioni dovrà essere messo in posto o un manto granulare dello spessore di 15-20 cm opportunamente rullato o un magrone che svolga la stessa funzione.

Anche in questo caso, viste le condizioni litostratigrafiche descritte in precedenza, si consiglia di impostare le nuove strutture di fondazione sui depositi del substrato serravalliano.

6. CALCOLAZIONI GEOTECNICHE PRELIMINARI

La valutazione delle problematiche geotecniche, dopo aver individuato la tipologia di fondazione più idonea, deve essere ricondotta alla:

-valutazione della capacità portante dei terreni di fondazione e stima dei possibili cedimenti ovvero alla verifica agli stati limite ultimi (SLU) ed alle condizioni di esercizio.

In particolare il D.M. 17/01/2018 prevede che le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Per ogni **stato limite ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

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

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

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

Per le **azioni** si deve fare riferimento alla tabella 6.2.I del D.M. 17/01/2018 intendendo che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_r (o γ_e)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Per quanto riguarda le opere di fondazione, nelle verifiche di sicurezza, devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Nel nostro caso si utilizza **SLU (GEO)**.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Nel nostro caso si procede con l'utilizzo dell'approccio 2 con la seguente combinazione (A1+M1+R3).

Per le verifiche di massima delle opere di fondazione del nuovo fabbricato e della piscina pertinenziale in progetto (ipotizzando fondazioni continue B=1.00 m per il fabbricato e fondazioni a platea H=0.35 m per la piscina, stimando i carichi agenti ed ipotizzando quale piano di posa i depositi marnoso-argilloso-arenacei della Formazione delle Arenarie di Serravalle) si è seguita la seguente procedura:

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO

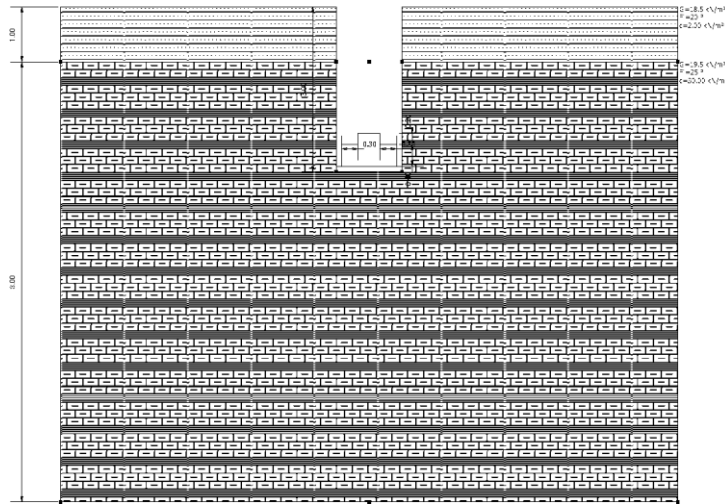
Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Applicando un software prodotto dalla Soc. Geostru si ottengono i seguenti valori:

FABBRICATO

FONDAZIONE CONTINUA
B=1.00 m - L=3.00 m - H=0.40 m



DATI GENERALI

Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	3.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	3.0 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.031
Effetto sismico secondo	NTC 2018
Coefficiente sismico orizzontale	0.0061

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1.0	18.5	19.0	20.0	2.0	30.0	2500.0	2600.0	0.0	0.003	0.04	Copertura
8.0	19.5	20.5	25.0	30.0	200.0	14700.0	15700.0	0.0	0.003	0.002	Substrato

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	266.81	300.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	266.81	300.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	266.81	300.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

4	S.L.D.	266.81	300.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
---	--------	--------	--------	------	------	------	------	----------

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	800.42 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	444.68 kN/m ²
Tensione [Ed]	266.81 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 32016.68 kN/m³

Tabella 9.1 Valori indicativi del modulo di reazione k_s .

I valori riportati si devono intendere come indicativi e servono per confronto con valori ricavati in base a formule approssimate.

Terreno	k_s , kN/m ³
Sabbia sciolta	4800 ÷ 16000
Sabbia mediamente compatta	9600 ÷ 80000
Sabbia compatta	64000 ÷ 128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32000 ÷ 80000
Sabbia limosa mediamente compatta	24000 ÷ 48000
Terreno argilloso:	
$q_u \leq 200$ kPa	12000 ÷ 24000
$200 < q_u \leq 400$ kPa	24000 ÷ 48000
$q_u > 400$ kPa	> 48000

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.08
Fattore profondità [Dc]	0.48
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1128.35 kN/m ²
Resistenza di progetto	626.86 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²
<hr/>	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	823.8 kN/m ²
Resistenza di progetto	457.67 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²
<hr/>	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	800.42 kN/m ²
Resistenza di progetto	444.68 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²
<hr/>	
Fattore [Nq]	1.0

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.08
Fattore profondità [Dc]	0.48
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	1128.35 kN/m ²
Resistenza di progetto	626.86 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²
<hr/>	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	800.42 kN/m ²
Resistenza di progetto	444.68 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto	
Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Carico limite strato 2 (qb)	184.5 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	1158.03 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	2400.0 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	0.0
<hr/>	
Carico limite	1158.03 kN/m ²
Resistenza di progetto	643.35 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.08
Fattore profondità [Dc]	0.48
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1128.35 kN/m ²
Resistenza di progetto	626.86 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	823.8 kN/m ²
Resistenza di progetto	457.67 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	800.42 kN/m ²
Resistenza di progetto	444.68 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.08
Fattore profondità [Dc]	0.48
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1128.35 kN/m ²
Resistenza di progetto	626.86 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	800.42 kN/m ²
Resistenza di progetto	444.68 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

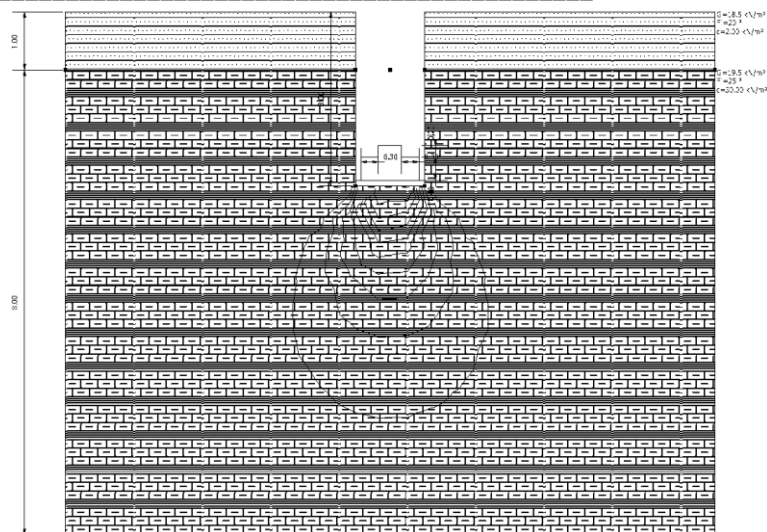
Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Carico limite strato 2 (qb)	184.5 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	1158.03 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	2400.0 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	0.0

Carico limite	1158.03 kN/m ²
Resistenza di progetto	643.35 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata



CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	266.81 kN/m ²
Spessore strato	3.0 m
Profondità substrato roccioso	40.0 m
Modulo Elastico	14700.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.3

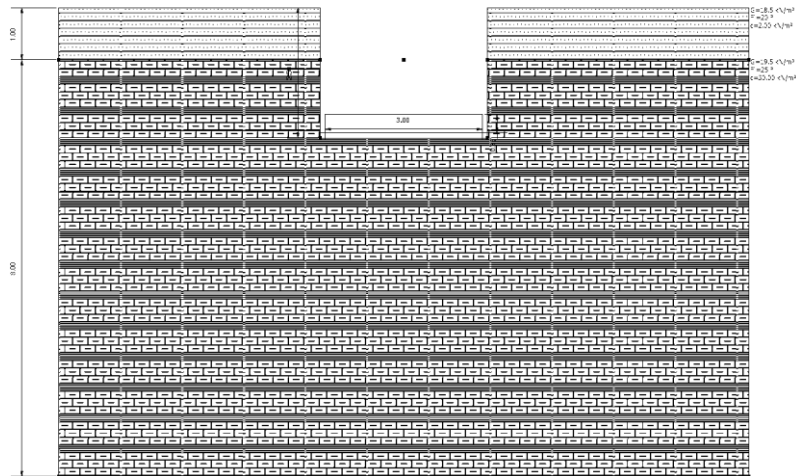
Coefficiente di influenza I1	0.55
Coefficiente di influenza I2	0.07
Coefficiente di influenza Is	0.59

Cedimento al centro della fondazione	10.83 mm
--------------------------------------	----------

Coefficiente di influenza I1	0.35
Coefficiente di influenza I2	0.11
Coefficiente di influenza Is	0.41
Cedimento al bordo	3.77 mm

PISCINA

FONDAZIONE A PLATEA
B=3.00 m - L=3.00 m - H=0.35 m



DATI GENERALI

Larghezza fondazione	3.0 m
Lunghezza fondazione	3.0 m
Profondità piano di posa	2.5 m
Altezza di incastro	2.5 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.031
Effetto sismico secondo	NTC 2018
Coefficiente sismico orizzontale	0.0061

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1.0	18.5	19.0	20.0	2.0	30.0	2500.0	2600.0	0.0	0.003	0.04	Copertura
8.0	19.5	20.5	25.0	30.0	200.0	14700.0	15700.0	0.0	0.003	0.002	Substrato

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	271.18	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	271.18	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	271.18	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	271.18	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	813.55 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	451.97 kN/m ²
Tensione [Ed]	271.18 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 32542.0 kN/m³

Tabella 9.1 Valori indicativi del modulo di reazione k_s .

I valori riportati si devono intendere come indicativi e servono per confronto con valori ricavati in base a formule approssimate.

Terreno	k_s , kN/m ³
Sabbia sciolta	4800 ÷ 16000
Sabbia mediamente compatta	9600 ÷ 80000
Sabbia compatta	64000 ÷ 128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32000 ÷ 80000
Sabbia limosa mediamente compatta	24000 ÷ 48000
Terreno argilloso:	
$q_u \leq 200$ kPa	12000 ÷ 24000
$200 < q_u \leq 400$ kPa	24000 ÷ 48000
$q_u > 400$ kPa	> 48000

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1091.5 kN/m ²
Resistenza di progetto	606.39 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	813.55 kN/m ²
Resistenza di progetto	451.97 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²
<hr/>	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	876.26 kN/m ²
Resistenza di progetto	486.81 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²
<hr/>	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	1091.5 kN/m ²
Resistenza di progetto	606.39 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	876.26 kN/m ²
Resistenza di progetto	486.81 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto	
Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Carico limite strato 2 (qb)	184.5 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	1284.85 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	866.67 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	0.0

Carico limite	917.92 kN/m ²
Resistenza di progetto	509.95 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.31

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	1091.5 kN/m ²
Resistenza di progetto	606.39 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²
<hr/>	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	813.55 kN/m ²
Resistenza di progetto	451.97 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²
<hr/>	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	876.26 kN/m ²
Resistenza di progetto	486.81 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1091.5 kN/m ²
Resistenza di progetto	606.39 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	876.26 kN/m ²
Resistenza di progetto	486.81 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb) 184.5 kN/m²

Carico limite strato 1 (qt) 1284.85 kN/m²

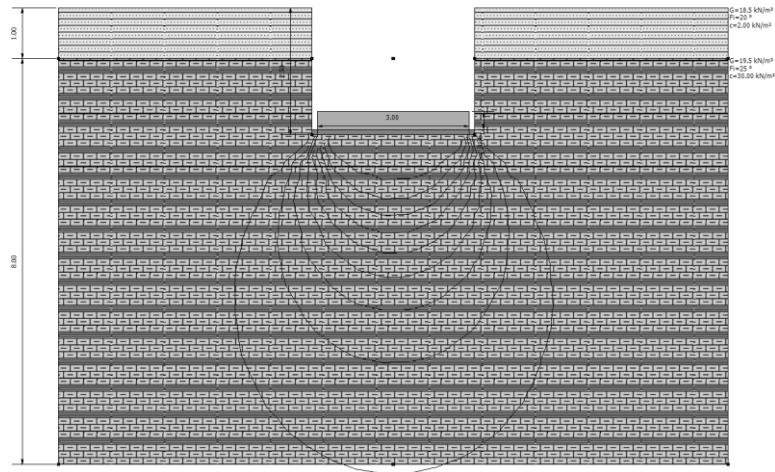
Incremento carico limite strato 1 866.67 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 0.0

Rapporto (q1/q2) 0.0

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Carico limite	917.92 kN/m ²
Resistenza di progetto	509.95 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata



CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	271.18 kN/m ²
Spessore strato	2.5 m
Profondità substrato roccioso	40.0 m
Modulo Elastico	14700.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.3
Coefficiente di influenza I1	0.23
Coefficiente di influenza I2	0.07
Coefficiente di influenza Is	0.27
Cedimento al centro della fondazione	17.28 mm
Coefficiente di influenza I1	0.1
Coefficiente di influenza I2	0.08
Coefficiente di influenza Is	0.15
Cedimento al bordo	4.66 mm

Tabella 5.8 Cedimenti differenziali tollerabili da edifici, in mm⁽¹⁾ e fra parentesi i valori massimi raccomandabili.

Criterio	Fondazioni isolate	Fondazioni a graticcio e a platea
Distorsione angolare (fessure)		0.1
Massimo cedimento differenziale		
Argille		45 (35)
Sabbie		30 (25)
Massimo cedimento		
Argille	75 (60)	75-125 (35-100)
Sabbie	50 (35)	50-75 (35-60)

⁽¹⁾ MacDonald e Skempton (1955).

Si precisa che i calcoli qui espressi hanno carattere puramente indicativo e non sono assolutamente vincolanti per il progettista che sceglierà, per le

fondazioni, la geometria che riterrà più idonea, facendo comunque riferimento ai parametri geotecnici indicati in precedenza e facendo riferimento ai carichi effettivi agenti al piano di fondazione.

7. CONCLUSIONI

Sulla base delle caratteristiche geologico-tecniche dell'area in cui saranno realizzati gli interventi in progetto possiamo fare alcune considerazioni di carattere conclusivo:

*-dall'analisi degli elaborati tecnici allegati al vigente P.R.G.C., l'area in cui verranno edificati i fabbricati oggetto di demolizione e ricostruzione è compresa in **Classe II** per quanto riguarda la pericolosità geomorfologica ai sensi della C.P.G.R. n°7/LAP;*

-pertanto, l'intervento in progetto, prevedendo la demolizione e ricostruzione di n°2 fabbricati di civile abitazione, che verranno riedificati sul mappale n°550, in una posizione diversa da quella in cui si trovano allo stato attuale (mappali nn°483-485-486-541), e la realizzazione di una piscina pertinenziale, risulta in linea con le N.T.A. del vigente P.R.G.C. e con quanto indicato nella C.P.G.R. n°7/LAP;

-gli interventi in progetto non dovranno, in alcun modo, modificare il regime idrogeologico ed idrologico dell'area;

-dovranno essere predisposte adeguate reti di canalizzazione e smaltimento delle acque meteoriche e vadose verso le normali direttrici di scolo, evitando scarichi incontrollati lungo il versante che si sviluppa a SW dell'area;

-per quanto riguarda le fondazioni dei nuovi fabbricati e della piscina in progetto, i calcoli di capacità portante (ipotizzando fondazioni a platea $H=0.35$ m per la piscina e fondazioni continue $B=1.00$ m per i fabbricati, poggianti sui depositi marnoso-argilloso-arenacei del substrato serravalliano e stimando i carichi agenti), sono compatibili con gli stati limite ultimi (SLU);

-i cedimenti valutati sono compatibili con gli stati limite d'esercizio (SLE);

-tutti i valori dovranno essere verificati dal progettista strutturale, ai sensi del D.M. 17/01/2018 - Aggiornamento delle NTC18, sulla base dei carichi reali trasmessi dalla struttura sul piano fondazione;

-si richiamano integralmente l'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018) e le N.T.A. del vigente P.R.G.C..

In conclusione, si certifica la compatibilità geologico-geotecnica degli interventi in progetto, tenuto conto delle prescrizioni suggerite.