

STUDIO DI GEOLOGIA

Dr. Andrea Pagano

Via Perciata, 10

90020 Ventimiglia di Sicilia (PA)

Tel: – (cell.) 328.4720.700 - (St) 091.820.9775

e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

RELAZIONE GEOLOGIO-SISMICA

CON STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

E STIMA DEI VOLUMI MINIMI DI INVASO (INVARIANZA IDRAULICA)

(Decreto 17 Gennaio 2018 – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e D.A. n. 120/Gab del 14/07/2021)

COMUNE DI PALERMO

(Citta' Metropolitana di Palermo)

OGGETTO:

PROGETTO DI VARIANTE PUNTUALE AL P.R.G., PER LA RICLASSIFICAZIONE DI UN'AREA TRA LA VIA G. SUNSERI, C.SO CALATAFIMI E LA VIA PINDEMONTI NEL COMUNE DI PALERMO.

COMMITTENTE:

Società Costruzioni Generali Vena-Calistro

Il Responsabile del Procedimento

Esperto Geometra
Rosario Favitta

VISTO

IL CAPO AREA
Ing. Marco Ciralli



Dr. Geologo Andrea Pagano
O.R.G.S. n. 716 Sez. "A"

VISTO

IL COMMISSARIO ADACTA
Arch. Donatello Messina





STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

PREMESSA

La presente relazione, redatta dietro incarico della Società Costruzioni Generali Vena-Calistro, espone i risultati di uno studio geologico-tecnico, geomorfologico, idrogeologico e sismico a supporto del progetto di Variante puntuale al P.R.G., per la riclassificazione di un'area tra la via G. Sunseri, C.so Calatafimi e la via Pindemonte nel comune di Palermo.



Attualmente l'area interessata allo studio, relativamente al Piano Regolatore Generale Vigente nel comune di Palermo, ricade in Zona Omogenea Territoriale “S2 – scuola dell'obbligo”; detta area è identificata al Catasto Terreni del comune



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

di Palermo, al foglio di Mappa n. 58, Particelle nn. 1694, 1695, 1697, 1698, 1808 e ricopre una superficie catastale complessiva pari a mq 6.167,00.

La richiesta di Variante in oggetto riguarda la riclassificazione dell'area di proprietà della Società Costruzioni Generali Vena-Calistro s.r.l., i cui vincoli preordinati all'esproprio sono decaduti da circa 20 anni. Essa è volta ad ottenere una nuova qualificazione urbanistica, destinando l'area in studio a zona residenziale "B3" (Aree urbanizzate caratterizzate da edilizia residenziale con densità superiore a 4 mc/mq) e ad area da destinare a zona "V3" (spazi pubblici a verde), spazi che la Società committente si impegnerà a cedere gratuitamente all'Amministrazione Comunale. Per ciò che riguarda gli aspetti prettamente geologici, per la redazione del presente studio si è fatto riferimento a quanto previsto dal D.A. n. 120/Gab del 14/07/2021. Pertanto, lo studio sarà finalizzato ad acquisire e fornire dati sullo spessore delle coltri e dei terreni in affioramento, sulle loro caratteristiche geotecniche e su quelle del substrato, nonché le notizie storiche che riguardano fenomeni che hanno interessato le aree in oggetto di interesse. Quindi, l'intento finale del presente studio sarà di:

- ✓ fornire un quadro conoscitivo sufficiente ad illustrare le caratteristiche geologiche del territorio interessato alla richiesta di Variante al P.R.G., identificando le situazioni locali che presentano livelli di pericolosità geologica tali da potere influenzare in modo significativo le previsioni e le scelte progettuali;



- ✓ indicare le prescrizioni e gli aggiornamenti tecnici affinché le condizioni di pericolosità presenti non si aggravino o si manifestino nelle zone in cui sono previsti gli insediamenti abitativi.

Sulla scorta di quanto scritto, il presente studio è stato articolato secondo le procedure previste dal D.A. n. 120/Gab del 14/07/2021; che indirizza e suddivide lo studio in una Fase Preliminare ed una successiva fase di dettaglio. La fase Preliminare, di cui la presente è una prima parte, è stata condotta sul territorio interessato, alla scala 1:10.000. La seconda fase di Dettaglio è stata condotta con rappresentazione cartografica in scala 1:2.000 in particolare è stata conclusa da una dettagliata carta delle prescrizioni ed indicazioni geologiche esecutive.

Lo studio è stato condotto mediante ricognizioni di superficie, avvalendosi di dati raccolti in precedenti lavori effettuati nelle vicinanze del sito in oggetto ed eseguendo una campagna geognostica, con esecuzione di n. 2 Sondaggi a carotaggio continuo, esecuzione di prove Penetrometriche e prelievo di campioni indisturbati sottoposti ad analisi e prove di Laboratorio. Inoltre, per ciò che riguarda l'adeguamento al D.M. 17/01/2018, decreto che propone l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo mediante cinque (A, B, C, D, E) tipologie di suoli, sono state eseguite delle indagini di sismica passiva a stazione singola, finalizzate alla determinazione della frequenza di risonanza dei terreni oggetto della lottizzazione, al calcolo del valore medio delle V_p (Onde Sismiche Primarie) nell'area di sito ed alla determinazione



della categoria di sottosuolo mediante la stima del V_{s30eq} . Dalla raccolta e dalla elaborazione dei dati acquisiti è stato pertanto possibile fornire, per quanto di specifica competenza, tutte le informazioni utili per le opportune verifiche e scelte progettuali da adottare. Ai fini di una più facile e immediata comprensione la presente relazione è stata suddivisa nei seguenti paragrafi:

- Inquadramento Topografico e Geomorfologico;
- Elementi di compatibilità Geomorfologica (P.A.I.);
- Lineamenti Geologici;
- Pericolosità geologica del sito;
- Caratteristiche litotecniche;
- Caratteri Idrogeologici;
- Compatibilità Idraulica
- Invarianza Idraulica – Stima dei volumi minimi di invaso
- Pericolosità sismica locale;
- Lineamenti Geotecnici;
- Considerazioni conclusive.

ALLEGATI:

Cartografia di Analisi

Planimetria generale Scala 1:2.000

Stralcio IGM Scala 1:25.000

Carta geologica Scala 1:10.000

Carta geomorfologica Scala 1:10.000

Carta idrogeologica Scala 1:10.000

Carta delle unità litotecniche Scala 1:10.000

Colonna litostratigrafica rappresentativa di sito Scala 1:100

Stralcio carta delle frequenze MS1

Stralcio carta delle MOPS – MS1

Cartografia di Sintesi

Carta della pericolosità geologica Scala 1:10.000

Carta delle Microzone Omogenee in prospettiva sismica Scala 1:10.000

Carta delle prescrizioni ed indicazioni geologiche esecutive Scala 1:2.000



STUDIO DI GEOLOGIA

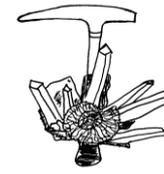
dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO

L'area oggetto di studio è cartograficamente compresa nel Foglio 249 II N.E. "Palermo". I principali lineamenti geomorfologici della suddetta area sono da mettere in relazione alla natura geolitologica del substrato ed agli agenti morfogenetici che in esso hanno luogo.

L'area progettuale risulta interessata da affioramenti litologici costituiti da terreni semicoerenti (calcarenite organogena). Detti terreni, sia a causa dell'andamento topografico completamente pianeggiante, sia per l'intensa urbanizzazione, non risentono dell'influenza di agenti esterni. Quindi, geomorfologicamente si tratta di una spianata costituita da un banco calcarenitico, che interessa tutta la conca palermitana (conca d'oro), con spessori più o meno rilevanti e si spinge sino ai monti che la delimitano.

Altimetricamente, l'area in progetto si trova ad una quota di poco al di sotto dei 60 metri sopra il livello del mare. L'idrografia superficiale è pressoché assente, sia a causa dell'andamento pianeggiante dell'intera zona, che per l'intensa urbanizzazione dell'area. Infatti, le varie strade e le costruzioni dei vari edifici presenti hanno portato ad un totale riassetto dell'equilibrio idrogeologico dell'area. In ogni caso, è da segnalare che l'ottimo grado di permeabilità delle calcareniti evita il ristagno di acque piovane in superficie, favorendo l'infiltrazione delle acque di dilavamento superficiale e di conseguenza un loro veloce smaltimento. In definitiva, il sito in esame non è interessato da nessuna forma d'erosione che possa



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

pregiudicare quanto è nell'interesse progettuale. Nell'area in studio non sono attualmente riscontrabili altri elementi attivi né segni di fenomeni franosi in atto o potenziali. Altresì, durante i sopralluoghi effettuati non sono stati riscontrati segni di dissesti nelle strutture di recente o antica attuazione.

ELEMENTI DI COMPATIBILITA' GEOMORFOLOGIA (P.A.I.)

In relazione al Piano Stralcio di Bacino per L'assetto idrogeologico, redatto dalla Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente – “Assetto del territorio e difesa del suolo”, l'area esaminata ricade all'interno del Bacino Idrografico (040) Area tra Fiume Oreto e Punta Raisi, dove all'interno della carta della pericolosità e del rischio geomorfologico e/o idraulico è inserita in un'area assente da rischio sia geomorfologico che idraulico. Pertanto, l'inserimento di edifici classificabili elemento di rischio (da richiesta variante) “E4” (edifici residenziali.), determina un livello di rischio geomorfologico-idraulico basso. In definitiva, l'area in studio ricade in un'area a rischio PAI (Piano Assetto Idrogeologico) basso, quindi se né attesta la compatibilità idraulico-geomorfologica.



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

CARTA DELLA PERICOLOSITA' E DEL RISCHIO GEOMORFOLOGICO
SCALA 1:10.000



LEGENDA

 AREA DI INDAGINE

LIVELLI DI PERICOLOSITA'

-  P0 basso
-  P1 moderato
-  P2 medio
-  P3 elevato
-  P4 molto elevato

LIVELLI DI RISCHIO

-  R1 moderato
-  R2 medio
-  R3 elevato
-  R4 molto elevato

0 100 200 m



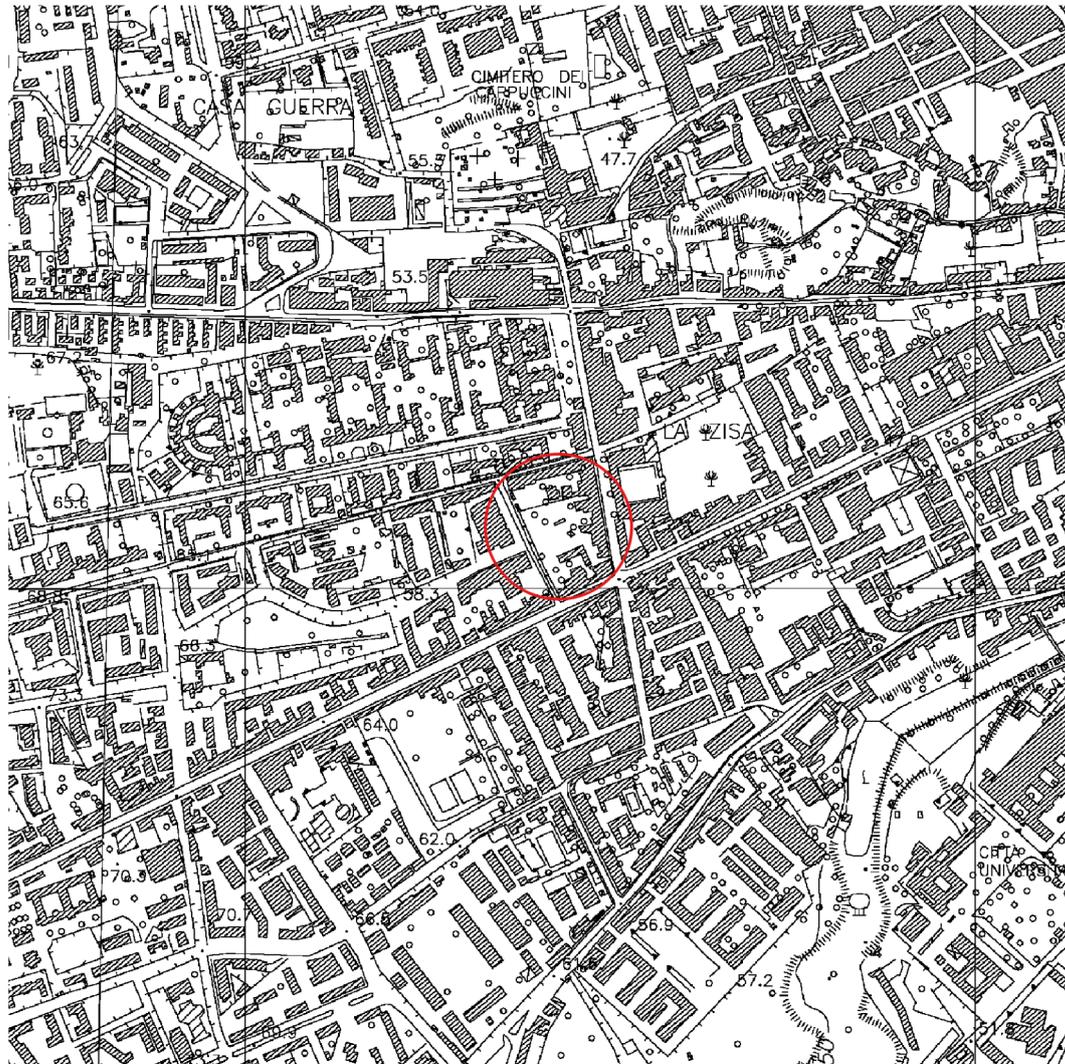
 Sito di attenzione



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

CARTA DELLA PERICOLOSITA' E DEL RISCHIO IDRAULICO
SCALA 1:10.000



LEGENDA

 UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO

0 100 200 m



LIVELLI DI PERICOLOSITA'

-  P1 MODERATO
-  P2 MEDIO
-  P3 ELEVATO
-  P4 MOLTO ELEVATO
-  SITO DI ATTENZIONE IDRAULICA

LIVELLI DI RISCHIO

-  R1 RISCHIO MODERATO
-  R2 RISCHIO
-  R3 RISCHIO
-  R4 RISCHIO MOLTO ELEVATO



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

LINEAMENTI GEOLOGICI

Al fine di ricostruire la locale serie litostratigrafica oltre ad effettuare un rilevamento geologico di superficie, è stata effettuata una campagna di sondaggi geognostici; nella fattispecie sono stati eseguiti n. 2 sondaggi a carotaggio continuo, nel corso del quale sono state effettuate delle prove meccaniche in sito (SPT).



La esecuzione dei sondaggi meccanici ha permesso di definire, per l'intero Lotto progettuale un modello stratigrafico puntuale caratterizzato da eteropie di facies.

Un'attenta disamina litostratigrafica delle cassette catalogatrici evidenzia come il sito oggetto in studio è interessato da termini geologici efferenti alle calcareniti della Piana di Palermo. In generale si tratta di alternanze di strati di



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

calcareniti giallastre più o meno compatte o cementate e di livelli sabbiosi più o meno addensati. E' chiaro come la trasgressione e la successiva regressione marina abbia contribuito a depositare la suddetta copertura biocalcarenitica sulle argille e argilliti grigio azzurre sottostanti, non rinvenuti alla profondità raggiunta di 15 metri dal p.c. e che la letteratura geologica locale colloca a circa 40 metri dal Piano Campagna. Quindi per le biocalcareniti mappabili e rinvenute in tutti i quindi metri di carotaggio effettuato in entrambi i sondaggi, si tratta di un complesso sedimentario che ha trovato la sua genesi nell'avanzamento della linea di costa e successivo arretramento (trasgressione e regressione marina). Detta copertura è costituita da alternanze di calcareniti stratificate cariate e fossilifere, banchi di calcarenite compatta alternata a livelli di arenarie più o meno sciolte. Quindi, a seconda della variazione di apporti terrigeni nei vari periodi prevale un tipo di sedimentazione rispetto ad una altra con la conseguenza di continue alternanze di terreni granulometricamente diversi e con andamento stratigrafico lenticolare. Detti terreni, compresi in un'unica formazione, in affioramento, costituiscono il dominio della area in esame dove giacciono in discontinuità sui terreni argillosi e argillo-marnosi d'età miocenica, si tratta di argilliti grigio-azzurre che la letteratura geologica locale descrive come: poco umide nella loro porzione superficiale, ma che dopo qualche metro si presentano asciutte, compatte ed a consistenza marnosa.



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

PERICOLOSITA' GEOLOGICA DEL SITO

Viste le peculiarità del territorio la pericolosità geologico-geomorfologica si riferisce allo stato fisico-litotecnico dei terreni caratterizzanti il sito in esame ed in particolare alle caratteristiche di resistenza e compressibilità; oltre a tali caratteristiche litotecniche diventano preminenti anche le condizioni geomorfologiche ed in particolare la presenza o meno di processi geomorfici sia inattivi che attivi, l'acclività dei versanti e l'eventuale presenza di coperture detritiche. Con specifico riferimento all'area in studio ed in particolare modo al lotto di terreno interessato alla richiesta di Variante al P.R.G., il sito è caratterizzato da litotipi appartenenti a Formazioni calcarenitiche tipiche della Piana di Palermo che strutturalmente concorrono a migliorarne le condizioni di equilibrio in quanto mostrano una bassa propensione al verificarsi di processi morfoevolutivi, classificando il sito in esame a bassa pericolosità geologica.

CARATTERISTICHE LITOTECNICHE

Al fine di caratterizzare litotecnicamente i terreni in studio e per la realizzazione della relativa carta litotecnica sono state mappate quelle aree caratterizzate da un comportamento meccanico omogeneo ed avente un'uguale ipotetica risposta sismica, accorpando le unità che costituiscono la struttura geologica del territorio in esame, secondo parametri relativi alla composizione, grado di cementazione, tipo stratificazione, stato fratturazione e suddividendole in due insiemi, uno relativo al substrato l'altro alle coperture.

Terreni di copertura:

- ✓ Terreno rimaneggiato e/o di riporto con inclusi elementi litici “F2” – copertura agraria.

Substrato:

- ✓ a) Successione con alternanze di litotipi diversi “F5” – Calcareniti compatte con un ottimo grado di cementazione;
- ✓ Intercalazioni sabbio limose “G1” – Sabbie Sciolte;
- ✓ Intercalazioni di sabbie Limose inglobanti elementi calcarenitici spigolosi “G1c”.

CARATTERI IDROGEOLOGICI

Idrogeologicamente i suddetti terreni, in affioramento, si comportano come termini permeabili per porosità avendo una buona percentuale di elementi arenacei e ruditici, per ciò che riguarda la parte più compatta, la permeabilità, è dovuta a fratture e successivi fenomeni carsici: è noto come l’acqua gravifica, al passaggio in terreni di natura calcarea, provoca fenomeni di dissoluzione, concorrendo ad aumentare il volume delle fratture (e/o giunti di stratificazione), aumentando, quindi, la generale permeabilità della Formazione.

Nonostante la capacità di detti terreni a lasciarsi attraversare dalle acque di percolazione, l’assenza di formazioni tampone a bassa profondità, quali le argilliti o comunque terreni poco permeabili, non permette l’accumulo di particolari riserve idriche sotterranee perlomeno sino alle profondità esplorate (15,00 metri dal p.c.).



Pertanto, eventuali movimenti di terra che dovessero essere necessari per le future attuazioni progettuali non intercetteranno alcun livello idrico almeno sino alle profondità sopra indicate, mantenendo inalterato l'attuale equilibrio idrogeologico dell'area.

Smaltimento acque meteoriche

Per acque meteoriche si intendono acque di scarico provenienti da superficie impermeabilizzate a seguito delle precipitazioni atmosferiche. Queste acque provenienti da tetti, piazzali o da vie di comunicazioni poco trafficate sono di regola considerate non inquinanti. Negli ultimi decenni, la progressiva edificazione ha portato ad una sempre più marcata "sigillatura" delle superfici nelle zone edificabili, che tende ad impedire una naturale infiltrazione nel suolo delle acque meteoriche. A causa della progressiva impermeabilizzazione delle superfici, le zone edificate presentano, quindi, una risposta alle precipitazioni molto più rapida rispetto ad un territorio naturale. Questo influenza negativamente il ciclo naturale dell'acqua disturbando l'equilibrio fra precipitazione, evaporazione, alimentazione della falda acquifera e deflusso superficiale. Sulle superfici impermeabilizzate le precipitazioni defluiscono quasi per intero e si raccolgono nelle canalizzazioni; l'evaporazione e l'alimentazione della falda vengono invece fortemente limitate. I cambiamenti climatici che si stanno palesando andranno con tutta probabilità ad accentuare le conseguenze di piene e siccità. Perciò è particolarmente importante favorire il ciclo naturale dell'acqua nei territori urbanizzati imprimendo un



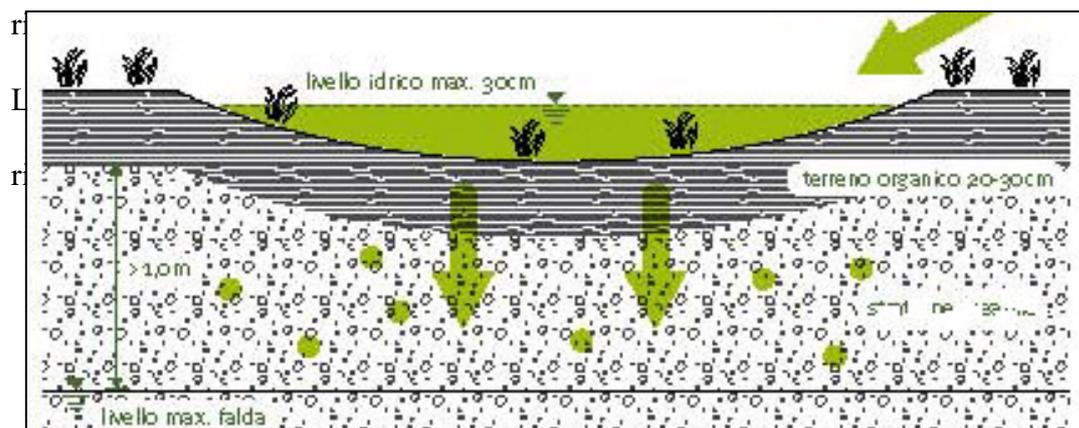
cambiamento di rotta nella gestione delle acque meteoriche: superare la tradizionale canalizzazione dei deflussi meteorici e privilegiare l'infiltrazione delle acque meteoriche. La gestione sostenibile delle acque meteoriche comporta evidenti vantaggi:

- il ciclo naturale dell'acqua può essere mantenuto quasi inalterato oppure essere ristabilito;
- la qualità di vita nelle zone urbanizzate può essere influenzata positivamente.

Per lo smaltimento delle suddette acque, tenuto conto delle intenzioni progettuali, potrà essere realizzato un impianto di infiltrazione superficiale tramite *fossi o cunette d'infiltrazione*, che ha i seguenti vantaggi:

- rendimento depurativo molto buono;
- buona capacità d'accumulo;
- buon inserimento ambientale;
- utilizzazione anche in terreni con minore permeabilità;
- di facile realizzazione;
- agevole cura e manutenzione;

Le acque meteoriche, derivanti da superfici pavimentate, quali le strade di lottizzazione, potranno essere immessi in fossi (depressioni superficiali del terreno)





STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

spessore compreso tra i 25 e 30 cm; esso, generalmente asciutto, si svuoterà dopo qualche ora dall'evento meteorico. Questi fossi potranno essere realizzati a perimetro delle strade di lottizzazione, ad eccezione delle aree di accesso agli ipotetici lotti abitativi. Sarà opportuno, per il buon funzionamento di questa tecnica, evitare la costipazione delle superfici dei fossi e falciare almeno annualmente asportando poi il materiale falciato. È comunque inteso che ciò che viene indicato come “Invarianza Idraulica sarà” e dovrà essere oggetto di un opportuno e mirato studio in relazioni a quelle che saranno le risultanze finali di progettazione residenziale per il quale si raccomanda l'applicazione dei criteri e i metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica e idrologica delle acque meteoriche indicati nel DDG 102 del 23 giugno 2021.

COMPATIBILITA' IDRAULICA (D.A. 117/GAB del 07/07/2021)

Per la regione Sicilia, lo studio di compatibilità idraulica è definito diversi livelli di approfondimento ai sensi del D.A. n. 117 / GAB del 07/07/2021 - Assessorato Regionale Territorio e Ambiente – Regione Sicilia – G.U.R.S. Il suddetto riporta che lo studio di compatibilità idraulica sia elaborato secondo due livelli di approfondimento.

- In una prima fase si eseguirà la valutazione delle aree suscettibili di allagamento includendo le zone a pericolosità idraulica ed i siti d'attenzione mappati dal P.A.I., coprendo complessivamente il territorio oggetto di



studio. In tale circostanza, si potrà applicare una metodologia di valutazione speditiva (geomorfologica e/o idrologico-idraulica) non approfondita ma che, comunque, consenta di dare delle indicazioni di massima sulle aree interessate da dissesti alluvionali.

- Nella seconda fase, con riferimento alle previsioni di trasformazione previste dagli strumenti di pianificazione, si eseguiranno degli studi idrologico-idraulici più approfonditi, utilizzando la metodologia del P.A.I. per la determinazione delle "aree a pericolosità idraulica" previste dalla normativa vigente (classi da P1 a P4 con tempi di ritorno di 50, 100 e 300 anni), al fine di valutare la compatibilità delle suddette trasformazioni urbanistiche e che non venga aggravato l'esistente livello di rischio idraulico del territorio.

Negli strumenti di attuazione del PUG (PPA) dovrà altresì essere verificato il rispetto del principio dell' 'invarianza idraulica ed idrologica, controllando la variazione del coefficiente di deflusso a seguito dell'impermeabilizzazione del territorio e procedendo alla definizione delle eventuali azioni compensative per mantenere invariato il grado di sicurezza nel tempo. Le norme tecniche (criteri e metodi) sul principio dell'invarianza idraulica ed idrologica sono approvate da apposito Decreto del Presidente



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

della Regione su proposta dell'Assessore regionale per il territorio e l'ambiente (art. 51, comma 2 della L.R. n. 19/2020).

In linea generale, gli studi di compatibilità idraulica vanno eseguiti per tutte le trasformazioni del territorio che comportano modifiche e interferenze alle condizioni naturali del regime idrologico che inducono un aumento delle portate recapitate ai corpi idrici naturali o artificiali.

Gli studi devono essere eseguiti a scala di bacino idrografico, nell'intera estensione comunale e sovracomunale, all'interno dei PTC, PCM e dei PUG, e a scala di sottobacini imbriferi o aree scolanti nell'ambito degli strumenti di pianificazione attuativa (PPA).

Negli strumenti di attuazione del PUG (PPA) si verificherà, altresì, il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica, le cui norme saranno individuate da apposito Decreto (art. 51 della L.R. 19/2020), controllando le "modifiche significative" della permeabilità dei suoli e procedendo alla definizione delle eventuali azioni compensative per mantenere invariato nel tempo il livello di sicurezza. In tal caso, ai fini del rispetto del bilancio idrico ed idrologico a scala di bacino idrografico o di area drenante, la progettazione dei sistemi di invarianza idraulica e/o idrologica sarà eseguita con l'intento di non aggravare il deflusso verso le reti di drenaggio urbano ed i corpi idrici ricettori finali e mitigare, pertanto, il



rischio idraulico a cui sarebbero esposti la popolazione, le infrastrutture, le attività economiche e l'ambiente.

- Il D.A. 117/GAB del 07/07/2021 riporta inoltre le seguenti definizioni:

Aree a pericolosità idraulica: sono le aree soggette ad inondazioni, alluvioni torrentizie e colate detritiche, individuate sulla base delle probabilità di accadimento degli eventi alluvionali che si verifichino in un intervallo temporale prefissato (tempo di ritorno - TR) e su una determinata area. Secondo la Relazione generale del P.A.L., il tempo di ritorno su cui basare gli studi di compatibilità è fissato su tre valori (50, 100 e 300 anni) mentre le classi di pericolosità vanno da P1 (moderata) a P3 (elevata), applicando la metodologia semplificata, e fino a P4 (molto elevata) nel caso di metodologia completa.

Aree suscettibili di allagamento: aree passibili di dissesto idraulico individuate con metodologie speditive (non approfondite) che permettono di pervenire ad una prima utile indicazione, di vasta scala, sull'estensione dei fenomeni di esondazione e sugli effetti che questi potrebbero avere sul territorio. Secondo il principio di cautela, a causa del modesto grado di approfondimento di tali metodi, a tali aree vanno di solito attribuiti livelli di pericolosità propri delle alluvioni frequenti (ad es. nel P.A.L., pari a P3 con tempo di ritorno 50 anni) e vanno comunque preliminarmente considerate non idonee all'urbanizzazione.



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Lo studio di compatibilità idraulica dell'area di progetto oggetto della presente relazione è stato avviato attraverso l'utilizzo di una metodologia speditiva per l'individuazione di aree suscettibili a dissesti idraulici. In particolare al fine di dare indicazioni di massima sulla pericolosità idraulica si è completata un'analisi basata sui criteri morfologici e su dati storico-inventariali, oltre alla consultazione delle cartografie tematiche messe a disposizione dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Sicilia (P.A.I. - aree a pericolosità idraulica e "siti d'attenzione").

Dalla consultazione di quanto sopra elencato non sono emerse particolari criticità per l'area oggetto della presente relazione, essa non ricade in aree soggette a fenomeni di allagamento secondo i tre scenari previsti dall'art. 6 della Direttiva 2007/60/CE (Direttiva Alluvioni): alta probabilità (H), media probabilità (M) e bassa probabilità (L) di accadimento. Le perimetrazioni delle aree sono il risultato dell'aggiornamento dei Piani di Gestione del Rischio di Alluvioni relativo al 2° ciclo di pianificazione (PGRA 2016-2021) ai sensi degli artt. 14 e 15 della Direttiva 2007/60/CE.

Inoltre l'area di progetto non ricade in aree a pericolosità idraulica come definite dal Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I) Regione Sicilia, né tramite il medesimo strumento si individuano aree di attenzione per quanto concerne la pericolosità idraulica.



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

In seguito all'assenza di criticità riscontrate, in questa sede ad oggi, non si ritiene necessario procedere con un'ulteriore fase di approfondimento per quel che riguarda la generale compatibilità idraulica di quanto in progetto. Si ritiene bastevole che in fase progettuale vengano rispettati i principi di invarianza idraulica attraverso l'integrazione sistemi di accoglimento e gestione dei volumi di invaso calcolati.

INVARIANZA IDRAULICA – Stima dei volumi minimi di invaso

Con la presente relazione redatta dietro incarico della società Costruzioni Vena-Calistro, si espongono i risultati di uno studio idrologico e idrogeologico eseguito ai fini di identificare le condizioni di invarianza idraulica a seguito della realizzazione delle intenzioni progettuali riguardanti il progetto di variante puntuale al P.R.G. per la riclassificazione di un'area tra Via G. Sunseri, C.so Calatafimi e la Via Pindemonte. Scopo del presente studio è stato quello di determinare le i volumi minimi di invaso, ovvero di differenza di deflusso superficiale a seguito di impermeabilizzazione di suolo.

Le vigenti norme dettate dal D.D.G. n. 102 – 2021 dell'Assessorato Regionale Territorio e Ambiente- Dipartimento Regionale dell'Urbanistica Regione Sicilia forniscono, nel quadro delle “Linee guida per gli standard di qualità urbana ed ambientale e per il sistema delle dotazioni territoriali” previste all'art. 51 della legge regionale 13 agosto 2020, n. 19, il riferimento tecnico e normativo per l'applicazione del “principio di invarianza idrologica e idraulica” nell'ambito dei



piani particolareggiati attuativi del Piano Urbanistico Generale (PUG) nonché dei regolamenti edilizi dei Comuni siciliani.

La norma, attraverso l'applicazione del *principio di invarianza idraulica e idrologica*, intende razionalizzare il deflusso delle acque meteoriche verso le reti di drenaggio (naturali e artificiali) e ridurre il rischio idraulico nel territorio.

L'invarianza idraulica ed idrologica, rappresentano dunque gli obiettivi da raggiungere per mantenere invariato il bilancio idraulico e idrologico di un territorio in trasformazione, a causa della perdita di permeabilità, e per scongiurare il rischio di inondazione a valle e/o nei dintorni delle aree trasformate. Il rispetto del principio di invarianza idraulica ed idrologica è già richiesto dai principali strumenti di pianificazione regionale, di Distretto e di Bacino Idrografico, del settore delle acque e protezione idrogeologica del territorio, quali il Piano di Gestione del Distretto Idrografico, il Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) ed il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA).

Quale principale misura da incentivare per il contrasto all'impermeabilizzazione dei suoli, dovrà essere considerata, in prima istanza, la possibilità di ridurre il consumo di suolo nelle aree di trasformazione privilegiando, ad esempio, lo sviluppo di un'edilizia in verticale, qualora compatibile con i vincoli paesaggistici e sismici, migliorando le condizioni di permeabilità superficiale e prescrivendo, quale ulteriore misura di compensazione, la conversione di suoli abbandonati da



rigenerare e riqualificare in aree a verde “permeabili” all’interno dello stesso bacino di drenaggio.

Appurata la reale necessità delle aree in trasformazione (da permeabili a impermeabili), si procederà alla verifica della possibilità di raccolta delle acque piovane (da tetti, piazzali, aree/canali di scolo) da riutilizzare nella stessa area, tenendo conto dei reali fabbisogni idrici, degli adeguati trattamenti necessari e dei vincoli per gli usi compatibili (irrigazione, antincendio, pulizia aree esterne, ecc.).

Le soluzioni di drenaggio urbano sostenibili e di ritenzione naturale delle acque, quali l’infiltrazione nel suolo, la laminazione e lo scarico in corpo idrico superficiale, suolo o fognatura, andranno dunque studiate solo a seguito delle precedenti verifiche (limitazione delle aree impermeabili e riuso locale). Per ognuna delle soluzioni progettuali proposte, dovrà anche essere elaborato un piano di manutenzione delle opere (idrauliche e agro-forestali). In ogni caso, dovrà altresì essere verificato che la portata scaricata dall’area trasformata, nel corpo idrico ricettore o nel collettore fognario, non pregiudichi l’esistente capacità di trasporto idraulico rispettandone i parametri di sicurezza (“franco idraulico”) ed i limiti di qualità delle acque.

La perdita di suolo permeabile concorre, in modo determinante, all’incremento del coefficiente di deflusso delle acque di pioggia ed al conseguente aumento del deflusso per ettaro di superficie, detto *coefficiente udometrico*, delle aree trasformate. Per contrastare tale fenomeno, ogni trasformazione urbanistica o



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

edilizia che provochi una variazione di permeabilità superficiale, dovrà prevedere specifici interventi di mitigazione e compensazione volti a mantenere costante il coefficiente udometrico, secondo il “principio dell’invarianza idraulica e idrologica”, utilizzando misure sostenibili e naturali di ritenzione e infiltrazione delle acque pluviali.

INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

L’area progettuale ricade all’interno del comune di Palermo ed ha un estensione totale di 6.167 m². Cartograficamente il sito è compreso nel Foglio 249-II-NE Palermo della cartografia edita dall’ I.G.M. in scala 1:25.000 e all’interno della C.T.R. n. 595050 della cartografia tecnica regionale in scala 1:10.000. Topograficamente ci troviamo in area sub pianeggiante con quote di circa 54 m sul livello del mare. Coordinate geografiche del punto centrale: Lat: 38.107848° -- Long: 13.339552°.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

In generale il territorio assume morfologie tipiche delle aree di retro costa ed è dominato morfologie dolci e sub pianeggianti. Con stretto riferimento al sito progettuale, insiste un complesso calcarenitico, definito dalla presenza di calcareniti e/o sabbie giallastre con locale presenza di lenti conglomeratiche in matrice



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

sabbiosa. La presenza di inclusioni lenticolari avviene in quanto, nel tempo geologico, le condizioni paleoclimatiche pedologiche e geomorfologiche possono essere mutevoli e determinare quindi dinamiche erosive e deposizionali differenti. Pertanto tali depositi hanno spesso disposizioni caotiche e mal classate, sia da un punto di vista genetico che granulometrico- morfometrico. In termini stratigrafici, questo può tradursi in una eteropia di facies, con andamento lenticolare o caotico, in generale con stratificazione scarsa o assente con la conseguente alternanza di terreni con caratteristiche tecniche diverse.

INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO

Il complesso idrografico nell'area è pressappoco assente, i locali ruscellamenti in seguito a forti precipitazioni seguono le locali pendenze in direzione dei modesti impluvi presenti in zona. Per quel che riguarda le dinamiche di asportazione e/o deposizione di materiale, tali fenomeni sono strettamente ristretti alle particelle più fini della porzione più superficiale e alterata dei terreni in studio. Idrogeologicamente i suddetti terreni si comportano, per la maggior parte, come terreni permeabili per porosità primaria, ovvero dovuta ai vuoti singenetici (vuoti formati in seguito agli stessi processi che hanno formato le rocche che li includono). La generale permeabilità risulta comunque fortemente influenzata



anche dalla presenza di porosità secondaria, ovvero per la presenza di vuoti dovuti a fratturazione e dissoluzione post diagenetici.

Definizioni:

Ai sensi del D.D.G. n. 102 – 2021 si definisce:

1. *Coefficiente di deflusso (ϕ)*: è il rapporto tra il volume defluito attraverso una assegnata sezione in un definito intervallo di tempo, e il volume meteorico totale precipitato nell'intervallo stesso. Il coefficiente di deflusso viene valutato considerando le caratteristiche di permeabilità e, quindi, di utilizzo, delle diverse superfici presenti in ogni singola area interessata da una trasformazione urbanistica o all'interno di un intero bacino imbrifero drenante. Un alto coefficiente di deflusso, quindi, indica un'elevata impermeabilizzazione potenziale del territorio poiché rappresenta quella aliquota di precipitazione che, in occasione di un evento di pioggia, scorre in superficie senza infiltrarsi nel suolo.

2. *Coefficiente udometrico*: contributo unitario al deflusso superficiale causato dalle piogge (al netto delle perdite per infiltrazione, evaporazione, detenzione e intercettazione da parte della vegetazione) espresso in litri al secondo per ettaro di superficie. La presente norma assume, in sede di prima applicazione, un coefficiente udometrico preesistente alle aree di nuova urbanizzazione pari a 20 l/s*ha (valore dimezzato per lo scarico in aree a pericolosità P3 e P4 del P.A.I.),



che individua il valore limite da non superare allo scarico nel ricettore finale (corpo idrico superficiale). L'obiettivo dell'invarianza idraulica e idrologica è, dunque, quello di garantire che il valore del coefficiente udometrico, nella situazione *post operam*, rimanga immutato rispetto alla situazione *ante operam*.

3. *Invarianza idraulica*: principio in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazione. Tecnicamente l'invarianza idraulica si ottiene, prevalentemente, con la laminazione (accumulo temporaneo) delle portate/volumi di piena.

4. *Invarianza idrologica*: principio in base al quale sia le portate sia i volumi di deflusso meteorico scaricati dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazione. Tecnicamente l'invarianza idrologica si ottiene, prevalentemente, mediante sistemi di infiltrazione nel terreno.

5. *Modifica significativa di permeabilità*: si considera significativa la variazione di permeabilità quando la superficie di trasformazione urbanistica, che includa aree permeabili ed impermeabili, superi il valore complessivo di 1 ha (un ettaro)



e/o la variazione del coefficiente di deflusso c_p successivo alla trasformazione sia superiore al 50% di quello preesistente.

6. *Sistemi di Drenaggio Urbano Sostenibile (SUDS)*: metodi di gestione delle acque meteoriche di scorrimento superficiale che replicano i modelli di drenaggio naturali, utilizzando soluzioni economiche a basso impatto ambientale, mediante accumulo, laminazione e infiltrazione, che consentano il lento rilascio nei corpi idrici superficiali (naturali o artificiali), nelle fognature o nelle falde acquifere (infiltrazione).

Il volume da destinare alla laminazione e/o all'infiltrazione delle piogge dovrà garantire che la portata allo scarico non ecceda il valore nella situazione *ante operam* ovvero l'eventuale valore concordato o imposto dall'ente gestore.

7. *Superficie permeabile* la parte di superficie fondiaria priva di costruzioni sia fuori terra che interrate e di pavimentazione, mantenuta in condizioni naturali o sistemata a verde o comunque con soluzioni filtranti alternative, destinata principalmente a migliorare la qualità dell'intervento e del contesto urbano, in grado di assorbire direttamente, in tutto o in parte, le acque meteoriche.

A tal fine:



a) sono considerate superfici permeabili anche quelle artificialmente trasformate che assorbono, in tutto o in parte, le acque meteoriche senza necessità che esse vengano convogliate altrove mediante sistemi di drenaggio e canalizzazione. Tra di esse vi sono: le superfici non pavimentate (finite a prato, orto o comunque coltivate, in terra, terra battuta, ghiaia); superfici finite con pavimentazioni (masselli o blocchetti di calcestruzzo su fondo sabbioso sovrastante il terreno naturale, non cementate con posa degli elementi con fuga permeabile, oltre a quelle che impiegano materiali idonei a garantire il passaggio dell'acqua quali ad es. autobloccanti forati per il drenaggio);

b) sono considerate altresì superfici permeabili le superfici aventi le caratteristiche di cui alla lettera a) realizzate a copertura di costruzioni interrato con terreno di riporto contiguo al terreno naturale o a sistemazioni artificiali, di spessore non inferiore a metri lineari 0,50 rispetto al piano di copertura della costruzione.

8. *Superfici impermeabili*: sono considerate superfici impermeabili quelle artificialmente trasformate, coperte da costruzioni anche interrato o altri manufatti impermeabili (tettoie, serre, ecc.) e le superfici scoperte ma aventi caratteristiche diverse da quanto indicato al comma 1 del D.D.G. n. 102 – 2021, per le quali vanno comunque previsti e realizzati opportuni sistemi di smaltimento



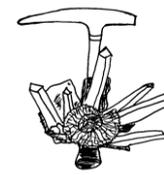
o convogliamento delle acque meteoriche che evitino azioni di dilavamento e ruscellamento.

AMBITI DI APPLICAZIONE

In linea generale, il principio di invarianza idraulica e/o idrologica deve essere applicato a tutte le trasformazioni del territorio che comportino modifiche alle condizioni naturali del regime idrologico che inducano un aumento delle portate recapitate ai corpi idrici naturali o artificiali. Le misure di invarianza idraulica e idrologica necessarie per compensare interventi che provochino una riduzione della permeabilità del suolo, sono da calcolare in rapporto alle condizioni preesistenti all'urbanizzazione (cioè in rapporto alla permeabilità originaria del sito) e con riferimento alla superficie interessata dall'intervento comportante una riduzione della permeabilità del suolo rispetto alla sua condizione preesistente all'urbanizzazione.

In particolare, il principio di invarianza idraulica ed idrologica si applica ai seguenti ambiti:

- a) alle attività di pianificazione urbanistica e territoriale in senso ampio del termine e nelle fasi di rilascio dei provvedimenti abilitativi alla realizzazione dell'attività edilizia e vanno integrati nei regolamenti edilizi o strumenti prescrittivi equivalenti.



b) alle trasformazioni edili ed urbanistiche quali: nuove costruzioni; demolizioni, parziali o totali e ricostruzioni indipendentemente dalla modifica o mantenimento della superficie edificata preesistente; ampliamenti nonché interventi di trasformazione edilizia, trasformazione urbanistica, ristrutturazione urbanistica che comportano un ampliamento della superficie edificata o una variazione della permeabilità rispetto alla condizione preesistente all'urbanizzazione.

c) alle infrastrutture di trasporto (strade e autostrade) e loro pertinenze, ai parcheggi che comportano una riduzione della permeabilità del suolo rispetto alla condizione preesistente l'impermeabilizzazione, quali: interventi di riassetto, adeguamento, allargamento di infrastrutture già esistenti; nuove strade e nuovi parcheggi con riferimento alle componenti che comportano riduzione della permeabilità del suolo.

CRITERI DA SEGUIRE PER LA VALUTAZIONE DELL'INVARIANZA IDRAULICA DI UN PROGETTO.

Il D.D.G. n 102-2021 riporta inoltre i criteri da seguire per la valutazione dell'invarianza idraulica di un progetto.



- Nelle zone di espansione o trasformazione o, comunque, nelle zone soggette a intervento urbanistico con superficie minore o uguale a 10.000 m², ferma restando la facoltà del professionista di adottare la procedura di calcolo descritta nel D.D.G. n 102-2021, si applicano i requisiti minimi per la realizzazione di sistemi di raccolta, infiltrazione e/o laminazione delle acque piovane.
 - caso di modesti interventi di ristrutturazione, demolizione e ricostruzione o rifacimento di pavimentazione, per una superficie inferiore a 1.000 m², che comportino incremento di superficie coperta e/o impermeabilizzata, si farà ricorso all'installazione di pozzi perdenti per un volume di 5 m³ per ogni 100 m² di superficie da verificare, preliminarmente, mediante un test di infiltrazione in situ.
 - Per gli interventi con superficie maggiore di 10.000 m² si dovrà elaborare lo studio sull'invarianza idraulica e idrologica.
- Nei calcoli idrologici, finalizzati alla determinazione degli idrogrammi netti, la valutazione delle perdite idrologiche può essere effettuata in via semplificata adottando i noti metodi di trasformazione afflussi-deflussi (metodo razionale, metodo SCS, metodo del CN, ecc.) per quelle trasformazioni a basso coefficiente di deflusso medio ponderale post intervento ($\phi_t < 50\%$), ossia per aree trasformate complessivamente permeabili, o attraverso metodi da modellazione numerica (SWMM, HEC-HMS, ecc.) per i casi di alto coefficiente di deflusso medio della trasformazione ($\phi_t > 50\%$), ossia per aree ad elevata



impermeabilizzazione del suolo. Il tempo di ritorno delle piogge da adoperare nel calcolo dei volumi (laminazione/infiltrazione) è pari a 30 anni, nel rispetto dei franchi di sicurezza, mentre, il tempo di ritorno di 50 anni dovrà essere utilizzato per la verifica delle opere in condizioni limite e per il dimensionamento e la verifica delle eventuali ulteriori misure locali anche non strutturali di protezione idraulica dei beni insediati, quali barriere e paratoie fisse o rimovibili a difesa di ambienti sotterranei, cunette di

drenaggio verso recapiti non pericolosi.

- Nei calcoli idraulici, lo studio dei corpi idrici superficiali e il dimensionamento dei

canali di drenaggio potrà essere sviluppato in via semplificata adottando il moto uniforme solo nei casi più elementari mentre, per i casi più complessi e comunque per quelli in aree con alto coefficiente di deflusso medio ponderale ($\phi_t > 50\%$), si adotterà il calcolo in condizioni di moto permanente anche con ausilio di modellazione numerica (HEC-RAS, SWMM, ecc.).

- Nei calcoli dei sistemi di infiltrazione dei volumi di pioggia è necessario preventivamente determinare la quota piezometrica della falda superficiale: se la falda più superficiale è a quota sufficientemente inferiore al piano campagna è possibile infiltrare una



parte dell'afflusso meteorico, in funzione della capacità di infiltrazione del suolo;

se la falda

più superficiale è prossima o coincidente con il piano campagna, non è ammissibile l'infiltrazione dell'afflusso meteorico. Nelle aree con coefficiente di deflusso medio ponderale alto ($\varphi > 50\%$), dovranno preliminarmente essere eseguite prove di permeabilità superficiale e di infiltrazione in situ, al fine del corretto dimensionamento del sistema disperdente. Si dovrà altresì valutare se l'infiltrazione di una parte dell'afflusso meteorico sia possibile o, invece, sia da escludere in funzione della qualità delle acque meteoriche di cui si prevede l'infiltrazione in relazione alla loro compatibilità con la tutela qualitativa delle falde in funzione della stabilità dei versanti (o del sottosuolo) e della possibile interferenza con le fondazioni e con i piani interrati degli edifici esistenti e di progetto. In particolare, nelle aree di salvaguardia delle acque destinate al consumo umano, di cui all'art. 94 del D.Lgs. 152/2006, è vietata la dispersione nel sottosuolo di acque meteoriche proveniente da piazzali e strade nonché pozzi perdenti. Nel calcolo del processo di infiltrazione devono essere adottati valori cautelativi dei coefficienti di permeabilità che tengano conto della progressiva tendenza all'intasamento dei materassi permeabili e conseguente riduzione dei coefficienti di permeabilità. Il calcolo dell'infiltrazione deve determinare la portata possibile di infiltrazione sia nel transitorio di pioggia sia dopo il transitorio

di pioggia, per tenere conto del tempo di svuotamento nel sottosuolo delle strutture di infiltrazione.

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI MISURE DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA

Nell'allegato 2 del D.D.G. n. 102 – 2021 vengono riportati gli indirizzi tecnici per le metodologie di calcolo che potranno essere utilizzate per la progettazione idrologica e idraulica delle reti di smaltimento acqua piovana, dei volumi di accumulo, laminazione e/o infiltrazione nel suolo, secondo i principi di invarianza a idraulica e idrologica, per tutti quegli interventi che riducano/modifichino la permeabilità di un sito rispetto alla sua condizione preesistente.

La procedura per il calcolo dell'invarianza idraulica, descritta in dettaglio nel paragrafo A (da una rielaborazione delle principali normative regionali italiane), consiste nei passi descritti nel seguito:

- I) Preliminare valutazione della possibilità di limitare l'impermeabilizzazione del suolo preferendo, per quanto possibile, volumetrie edilizie che si sviluppano in altezza esistemazioni permeabili delle aree scoperte possibilmente a verde;
- II) Determinazione dei coefficienti di deflusso e delle portate ante operam e post operam;
- III) Stima del volume delle acque defluenti da superfici potenzialmente non inquinate (escluse quindi strade, parcheggi, piazzali, aree di servizio e di



movimentazione merci pericolose, ecc.) e del reale fabbisogno idrico per il riuso locale compatibile (innaffiamento aree a verde, lavaggio aree esterne, riserva antincendio, ecc.).

IV) Definizione della portata da accumulare, laminare e/o infiltrare che, per il principio di

invarianza idraulica, dovrà essere uguale alla differenza tra la portata post operam e quella ante operam. Si verificherà, dunque, che la portata massima al collettore pubblico o nel corpo idrico ricettore non aumenti per effetto della realizzazione delle opere in progetto;

V) Determinazione del volume di laminazione necessario a compensare

l'aumento di

impermeabilizzazione del suolo; in alternativa o in aggiunta al volume di laminazione, si potrà valutare il volume di infiltrazione nel suolo;

VI) Individuazione della soluzione tecnica attraverso cui ottenere il volume

d'invaso

(laminazione) e il diametro della tubazione di scarico (strozzatura di controllo);

determinazione della soluzione tecnica per realizzare l'infiltrazione nel suolo;

VII) Determinazione e verifica della portata rilasciata dalla vasca di

laminazione e/o infiltrata nel suolo.



Nell'applicazione del principio di invarianza idraulica è necessario fare sempre ricorso ai Sistemi di Drenaggio Urbano Sostenibile (SUDS) e/o alle Misure di Ritenzione Naturale delle Acque (NWRM), che consentono un basso impatto ambientale nella laminazione e nell'infiltrazione nel suolo dei volumi di pioggia. In particolare, è necessario fare ricorso al seguente ordine di priorità per tipologia di soluzioni SUDS o NWRM:

1. Mantenimento in condizioni di permeabilità naturale della porzione più ampia possibile della superficie oggetto di trasformazione, privilegiando lo sviluppo in verticale delle costruzioni e minimizzazione della costipazione del suolo naturale rimodellato.
2. Riutilizzo delle acque di pioggia defluite dalle coperture, tenendo conto dei reali fabbisogni e dei vincoli di qualità per gli usi compatibili quali: irrigazione, innaffiamento giardini, acque grigie e lavaggio pavimentazioni esterne e autoveicoli.
3. Infiltrazione nel suolo o negli strati superficiali del suolo, compatibilmente con le caratteristiche del suolo ed escluso in caso di presenza di falde freatiche poco profonde;
4. Scarico in corpo idrico superficiale, naturale o artificiale entro i limiti della sua capacità di portata, previa eventuale laminazione e trattamento di depurazione.



5. Scarico in fognatura entro i limiti della sua capacità di portata o dei limiti imposti dal gestore, previa eventuale laminazione.

INDIRIZZO DI PROGETTAZIONE

In seguito alle analisi geologiche geomorfologiche idrologiche e idrogeologiche, considerate le generali condizioni del sito in esame e valutate le intenzioni progettuali è stato possibile produrre dati utili per scegliere un indirizzo progettuale per quel che riguarda le misure di invarianza idraulica e idrologica. In particolare, considerate le dimensioni dell'area oggetto di lavori (inferiori a 10.000 m²) le locali litologie e i relativi indici di permeabilità, piovosità e ruscellamento sono stati eseguiti opportuni calcoli per la determinazione dei **volumi minimi di invaso** delle acque meteoriche potrà essere sviluppato in via semplificata per aree impermeabilizzate a basso coefficiente di deflusso medio ponderale ($\phi < 50\%$) adottando il *metodo semplificato delle piogge* secondo cui il volume di laminazione è espresso dalla seguente relazione:

$$V_{\max} = S \cdot \phi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_{IMP} \cdot \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$



dove:

V_{max} : è il volume di invaso necessario per non superare la portata limite allo scarico (in m^3),

S : superficie (in m^2) scolante a monte della vasca/invaso di laminazione,

ϕ coefficiente di deflusso medio ponderale dell'area drenante,

a ed n parametri delle curve di possibilità pluviometrica

$QIMP$ portata limite ammessa allo scarico (in m^3/s) corrispondente ad un coefficiente udometrico pari a 20 l/s per ettaro di superficie impermeabilizzata dall'intervento di urbanizzazione. Tale valore limite è ridotto a 10 l/s*ha qualora lo scarico

avvenga all'interno di aree a pericolosità P3 e P4 del P.A.I.

Nel calcolo della permeabilità del terreno post intervento di trasformazione andrà considerato l'effetto del rimodellamento delle superfici, anche se non impermeabilizzate, in cui l'effetto di compattazione possa ridurre la permeabilità naturale del suolo. Per le aree oggetto di trasformazione con alto coefficiente di deflusso medio ponderale ($\phi > 50\%$) si dovranno adottare metodi di maggior dettaglio anche attraverso l'utilizzo di specifici modelli numerici. Nel calcolo del sistema di laminazione potrà essere considerato il contributo del volume dei "piccoli invasi" dovuti a pozzanghere e discontinuità degli asfalti, velo residuo superficiale, pozzetti, tubazioni minori di raccordo, caditoie ecc., che secondo letteratura possono essere stimati in 3 mm/ m^2 . Inoltre, bisognerà garantire un franco del 30%

Si veda il testo: “Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione. CSDU - HOEPLI, Milano, 1997. nelle tubazioni fognarie (massimo riempimento del 70%) e una portata ammissibile allo scarico nel ricettore non superiore a 20 l/s per ettaro di superficie impermeabile dell'intervento, ridotto a 10 l/s*ha per scarico in aree P3 e P4 del P.A.I.

Nel caso in cui, in un bacino idrografico o area di drenaggio, si pianifichino più interventi di modifica di permeabilità dei suoli che provochino l'aumento del deflusso superficiale in uno stesso corpo idrico naturale o canale artificiale, lo studio idraulico dovrà anche tenere conto di tutte le “nuove” portate scaricate nel ricettore finale al fine di determinare i limiti di scarico, le condizioni di sicurezza e la qualità delle acque dei sistemi idraulici interessati (fiumi, torrenti, canali, collettori, invasi, attraversamenti, ecc.). Pertanto, per qualsiasi valore del coefficiente di deflusso medio dell'area trasformata, dovrà essere altresì verificato che la portata scaricata dalla vasca o sistema di laminazione nel corpo idrico ricettore o nel collettore fognario, non ne pregiudichi la capacità di trasporto idraulico causandone l'esonazione (valutata per portate con tempo di ritorno di 50 anni), nel primo caso, o l'entrata in pressione nel secondo. Nel caso di scarico in fognatura, non si dovrà eccedere l'eventuale valore concordato o imposto dall'ente gestore. Il sistema di laminazione dovrà essere progettato con attenzione ai particolari costruttivi delle opere di “invaso” e di “scarico” al fine di ottimizzare il



volume di invaso, garantire lo scarico controllato nel rispetto della portata fissata, garantire il totale svuotamento dell'invaso, garantire che non avvengano intasamenti nello scarico, garantire adeguato rivestimento anti erosivo nel recettore in corrispondenza del punto di immissione dello

scarico. In particolare:

- Nel dimensionamento degli invasi o vasche di laminazione occorrerà determinare il

tempo di svuotamento compatibile con la capacità di trasporto del corpo idrico ricettore o della rete fognaria esistente a valle e, possibilmente, non dovrà essere superiore alle 48 ore, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile.

- Il dimensionamento del sistema di scarico nel ricettore finale deve prevedere un manufatto idraulico ispezionabile per la regolazione e restituzione della portata di acque meteoriche ammessa al recapito. Tale manufatto dovrà consentire di verificare lo scarico e permettere la misura delle portate scaricate e delle tubazioni di collegamento con il ricettore.
- Per gli scarichi a gravità, il diametro del tubo di collegamento tra la vasca di laminazione e il pozzetto di ispezione deve essere calcolato verificando che in condizioni di invaso massimo la portata scaricata non sia maggiore della portata massima ammissibile, ossia nel rispetto dell'invarianza idraulica. Poiché tale diametro può risultare ridotto, il pericolo di occlusione deve essere



tenuto presente prevedendo anche un troppo pieno di emergenza e prevedendo le opportune azioni e frequenze delle manutenzioni. Restano in ogni caso a carico del titolare i rischi idraulici connessi al non svuotamento della vasca di laminazione.

- Gli scarichi a gravità devono essere equipaggiati con dispositivi atti ad impedire che gli eventuali stati di piena o sovraccarico del ricettore possano determinare rigurgiti nella rete di drenaggio e nelle strutture di infiltrazione e laminazione. In ogni situazione occorrerà garantire che la quota di scarico sia superiore alla quota idrica di piena del ricettore o se inferiore attrezzare lo scarico con valvola a clapet (o “di non ritorno”).
- La progettazione dei manufatti di scarico dovrà garantire: 1) che lo scarico non produca erosioni nel ricettore finale (corpo idrico o suolo); 2) la stabilità delle sponde del corpo idrico ricettore; 3) il rispetto dei limiti di qualità delle acque del ricettore.

Qualora risultasse che tali sponde possano subire evoluzioni, indotte dalla stessa opera di scarico o da altri interventi collegati, dovranno anche essere progettati i necessari interventi di stabilizzazione.

- Se lo scarico avviene con sollevamento meccanico e condotta in pressione, questa non

potrà recapitare direttamente nel recettore ma in un pozzetto di disconnessione. In tal caso la portata da sollevare è pari al massimo a quella massima ammissibile nel recettore.

- La rete di drenaggio a valle degli invasi di laminazione che confluisce nello scarico terminale al ricettore, deve sempre avere l'interposizione del pozzetto di ispezione atto a consentire l'ispezionabilità dello scarico e la misura delle tubazioni di collegamento con il ricettore.
- Di norma dovrà essere rispettata l'invarianza del punto di recapito all'interno del medesimo ricettore nello stato di fatto (prima della trasformazione). L'eventuale spostamento del punto di recapito sarà oggetto di verifica idrologico-idraulica.
- A tutela delle aree limitrofe è buona norma mantenere pressoché inalterata la quota del piano di campagna oggetto di trasformazione. Qualora sia necessaria una variazione superiore a 20 cm, rispetto alle strade e ai lotti adiacenti, dovranno essere adottati accorgimenti necessari ad evitare l'incremento del deflusso sulle aree limitrofe, garantendo il mantenimento o il miglioramento della capacità di drenaggio di tali aree.
- Eventuali vasche di prima pioggia non contribuiscono alla formazione del volume di

laminazione.

Dati di ipotesi progettuali:

Superficie totale: 6167 m²

Superficie impermeabilizzata da ipotesi progettuale: 800 m²

Superficie rimaneggiata (area verde): 200 m²

SUPERFICIE SCOLANTE A MONTE DELLA VASCA/INVASO DI LAMINAZIONE “S”

Per la presente relazione di calcolo dei volumi di laminazione si fa riferimento all’ipotesi progettuale che prevede l’impermeabilizzazione per edificazione di una superficie pari a 1.500 m². (situazione post operam)

COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO PONDERALE DELL’AREA DRENANTE “φ”

Il coefficiente di deflusso medio ponderale, indica approssimativamente la quantità di acque di precipitazione soggette al ruscellamento. Esso è uguale alle precipitazione totale, al netto delle aliquote di evapotraspirazione ed infiltrazione. Per la Sicilia Nord Occidentale, il coefficiente di deflusso medio ponderale considerato in letteratura tecnico scientifica è 0.20

PARAMETRI DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA “a” ed “n”



Le **curve di probabilità pluviometrica** esprimono la relazione fra le altezze di precipitazione h e la loro durata t , per un assegnato valore del periodo di ritorno T . Tale relazione viene spesso indicata anche come **curva di possibilità climatica** o, ancora, **linea segnalatrice di probabilità pluviometrica (LSPP)**. In pratica non ci si limita mai ad una curva sola, ma si considera un fascio di curve, ciascuna delle quali corrisponde ad un valore diverso del periodo di ritorno. L'altezza di precipitazione h presa in considerazione è quella massima annuale relativa alle durate in esame.

Per la descrizione della suddetta relazione viene utilizzata una legge di potenza monomia:

$$h_{(t,T)} = at^n$$

Per poter conoscere la generica curva di possibilità climatica riferita ad un determinato tempo di ritorno si deve stimare il valore numerico di a e n . Tale stima è determinabile con il metodo dei minimi quadrati, ricorrendo all'espressione lineare che si ottiene estraendo il logaritmo dell'espressione di Massari:

$$\log(h) = \log(a) + n \log(t)$$

che nel piano $\log h - \log t$ rappresenta una retta di coefficiente angolare n che intercetta l'asse delle ordinate nel punto $(0, \log a)$. Note le $N=5$ coppie di valori $(t, h_T(t))$ riferite ad un



determinato tempo di ritorno T, i termini della retta (log a, n) possono essere calcolati approssimando la suddetta retta con la retta di interpolazione dei minimi quadrati:

$$n = \frac{N \sum_{m=1}^N (\log t \cdot \log h) - \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot \sum_{m=1}^N (\log h)}{N \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - (\sum_{m=1}^N \log t)^2}$$
$$\log a = \frac{\sum_{m=1}^N (\log h) \cdot \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot (\log h)}{N \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - (\sum_{m=1}^N \log t)^2}$$

con N =5.

I valori di “n” ed “a” sulla base delle massime precipitazioni registrate al pluviometro più vicino all’area di progetto a 1, 3, 6, 12, 24 ore sono:

$$a = 38.236 \text{ ed } n = 0.21$$

Applicando i parametri ottenuti alla seguente formula si ottiene:

$$V_{\max} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_{IMP} \cdot \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$V_{\max} = 36.1 \text{ m}^3$$



CONCLUSIONI

I volumi sopra calcolati non tengono conto del contributo dei “piccoli invasi” dovuti a pozzanghere e discontinuità degli asfalti, velo residuo superficiale, pozzetti, tubazioni minori di raccordo, caditoie ecc. Tali apporti, secondo letteratura, possono essere stimati in 3 mm/m² di superficie a permeabilità alterata, che nella fattispecie di ipotesi progettuale sono pari a 3 m³ (3 mm di pioggia per 1000 m² di superficie alterata).

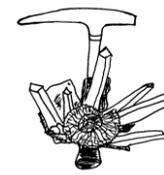
Inoltre preso atto di dati statistici che evidenziano un aumento degli eventi meteorici particolarmente intensi, si consiglia di tenere conto di un franco pari al 20% del volume di invaso calcolato (6.20 m³)

Pertanto per i calcoli relativi alla progettazione strutture atte a garantire il principio di invarianza idraulica si considerino cautelativamente volumi minimi di invaso pari a

$$31.01 \text{ m}^3 + 20\% + 3 \text{ m}^3 = \underline{\underline{40.21 \text{ m}^3}}$$

LINEAMENTI GEOTECNICI

Dal punto di vista geotecnico, almeno per i primi 8,00m-/9,00m di profondità, il sito in esame può considerarsi interessato da affioramenti ascrivibili al gruppo di rocce coerenti e o semicoerenti. Infatti, nonostante granulometricamente il litotipo in studio sia formato da elementi arenacei e biocalcarenitici, essi sono tenuti insieme da un cemento calcareo che rende detta roccia, a tutti gli effetti, lapidea.



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Per quel che concerne i valori dei parametri geotecnici da associare ai terreni riscontrati, in fase di indagini geognostiche, valutata la generale stabilità dell'area e l'assetto morfologico perfettamente regolare e pianeggiante, si è ritenuto sufficiente, per la caratterizzazione meccanica dei terreni attraversati, l'esecuzione di prove penetrometriche (Stradard Penetrometer Test) e prelievo di campioni indisturbati, con esecuzione di prove geotecniche di Laboratorio. In particolare, è stata eseguita una prova di taglio su sabbie limose prelevate a 9.00 metri di profondità e prove di Compressione Uniassiale su n. 2 campioni prelevati rispettivamente a 2.50 metri e a 4.20 metri dal Piano di Campagna. Le prove Penetrometriche sono state eseguite con penetrometro dinamico, battendo con un maglio da kg 73, a caduta libera da 75 cm, su aste, equipaggiate con campionatore Rymond a punta chiusa [51 mm di diametro (20 cm²)], e registrando il numero di colpi, corrispondente ad una infissione di 45 cm (cfr colonne litostratigrafiche allegate e tabelle seguenti).

**Tabella n. 1 – prove penetrometriche**

– prova penetrometrica Sondaggio n. 1 SPT (1)

Da metri	A metri	n. colpi
6.00	6.15	18
6.15	6.13	rifiuto
-	-	-

– prova penetrometrica Sondaggio n. 1 SPT (2)

Da metri	A metri	n. colpi
12.00	12.15	3
12.15	12.30	15
12.30	12.45	19

– prova penetrometrica Sondaggio n. 2 SPT (1)

Da metri	A metri	n. colpi
3.00	3.15	25
3.15	3.30	rifiuto
-	-	-

– prova penetrometrica Sondaggio n. 2 SPT (2)

Da metri	A metri	n. colpi
11.00	11.15	4
11.15	11.30	15
11.30	11.45	18



SOND 1
SPT 2
Prof. 12.30m
12.45m

PARAMETRI CARATTERISTICI
UN SOLO DATO - TERRENI COESIVI

Valore caratteristico dati da SPT
UN SINGOLO DATO

Per penetrometri di 30 kg dividere per 1.32 la media dei dati della zona di interesse.

Nspt corretto

Esecuzione

b per buona, d per discreta, s per scadente

COV %

SPT caratteristico

Φ caratteristico secondo Hatanaka e Uchida (1996)

Φ ridotto al 5° percentile Aerondato

Indice di consistenza Stato di consistenza IC

Valori di Cu in kPa Correlazione da Cestelli Guidi

Valori di c' in kPa Correlazione da Cherubini
massima >
media >
bassa > cautelativa

N _{sp}	Stato di consistenza	Cu (kPa)
< 2	Molto soffice	< 10
2 4	Soffice	10 25
4 8	Plastico	25 50
8 15	Compatto	50 100
15 30	Molto compatto	100 200
> 30	Estrem. compatto	> 200

Software Freeware distribuito da geologi .IT

by Amedeo Di Giulio



SOND 2
SPT 2
Prof. 11.30m
11.45m

PARAMETRI CARATTERISTICI
UN SOLO DATO - TERRENI COESIVI

Valore caratteristico dati da SPT
UN SINGOLO DATO

Per penetrometri di 30 kg dividere per 1.32 la media dei dati della zona di interesse.

Nspt corretto

Esecuzione

b per buona, d per discreta, s per scadente

COV %

SPT caratteristico

Φ caratteristico secondo Hatanaka e Uchida (1996)

φ ridotto al 5° percentile Arrotondato

Indice di consistenza Stato di consistenza IC

Valori di Cu in kPa Correlazione da Cestelli Guidi

Valori di c' in kPa Correlazione cautelativa da Cherubini

N _{spt}	Stato di consistenza	Cu (kPa)
< 2	Molto soffice	< 10
2 4	Soffice	10 25
4 8	Plastico	25 50
8 15	Compatto	50 100
15 30	Molto compatto	100 200
> 30	Estrem. compatto	> 200

Software Freeware distribuito da geologi.it

by **Amedeo Di Giulio**



Una attenta disamina dei risultati di Laboratorio (Cfr. allegati), e delle prove Penetrometriche eseguite, suggerisce per i terreni in esame la seguente caratterizzazione geomeccanica:

calcarenite compatta

Sondaggio n. 1 Campione C1R – prelievo da 4.20m a 4.30m

Carico di rottura (kN) 122,569

Resistenza a compressione (Mpa) 23,7

Sondaggio n. 2 Campione C1R – prelievo da 2.50m a 4.60m

Carico di rottura (kN) 141,732

Resistenza a compressione (Mpa) 27,4

Sabbie limose

Contenuto naturale d'acqua (valore medio) (%) 16,47

Peso di volume (valore medio) KN/mc 18,44

Angolo Attrito Interno 35°

I suddetti parametri, trasmessi alla committenza, nella loro componente sciolta (scelta più che cautelativa), vengono impiegati per un ipotetico calcolo di portanza al fine di fornire un modello fisico meccanico dei terreni in studio (vedi allegato).

Per capacità portante di un terreno si intende la sua capacità di sostenere il carico derivante da un'opera realizzata su di esso. Le molteplici relazioni di calcolo sono frutto di molte ricerche per lo più empiriche, che hanno evidenziato l'influenza di molteplici fattori, fra cui:

- ✓ resistenza meccanica del terreno;
- ✓ storia tensionale del terreno;
- ✓ intensità dei carichi;
- ✓ eccentricità dei carichi;

- ✓ forma della sovrastruttura e della fondazione;
- ✓ approfondimento del piano di posa;
- ✓ presenza di carichi adiacenti alla zona in esame.

Le relazioni attualmente proposte per il calcolo della capacità portante determinano un carico limite di riferimento per il terreno. Tale carico viene ridotto mediante un coefficiente di sicurezza appropriato (secondo la normativa), per ottenere il carico di esercizio ed essere così impiegato nella progettazione. Per la determinazione della capacità portante di un terreno è ormai accreditata, la formula trinomia, espressa come somma di tre termini, di cui uno rappresenta il contributo della resistenza a taglio del terreno, il secondo l'approfondimento del piano di posa, il terzo la dimensione della fondazione. Le classiche equazioni per la determinazione della capacità portante di una fondazione superficiale si riferiscono ad un comportamento rigido-plastico del terreno. Tra le principali equazioni si ricordano quella di Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Brinch – Hansen e Vesic.

L'Eurocodice "EC7" e le NTC prevedono, per la definizione del grado di sicurezza delle costruzioni un approccio semiprobabilistico, o di primo livello, adottando i *coefficienti parziali di sicurezza* (CP) ed il concetto di *stato limite* che è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa le esigenze per le quali è stata progettata. Quindi la verifica della sicurezza si otterrà nei confronti degli *stati limiti ultimi* (SLU) con il metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali di sicurezza tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$



- Ed = valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico valutate dallo strutturista – Domanda”;
- Rd = resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e dei valori nominali delle resistenze geometriche interessate – “Capacità”.

Domanda \leq Capacità.

È chiaro che i valori di resistenza di progetto sopra calcolati hanno un semplice significato dimostrativo, da verificare volta per volta in relazione alle reali e definitive geometrie progettuali, quindi al fattore di forma (q_0) della struttura, rapportato al valore di progetto riferito all'effetto delle azioni (Ed).

CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Lo scopo di detta indagine è l'adeguamento alle Nuove Norme Tecniche per Costruzioni - D.M. del 17/01/2018, pubblicate *sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20/02/2018*, che definiscono le regole da seguire per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica. In particolare, dal punto di vista geologico, la normativa propone l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo mediante cinque (A, B, C, D, E) tipologie di suoli tramite il calcolo del parametro Vs30 (Velocità media delle onde sismiche di taglio Vs, nei primi 30 metri dal piano di campagna).

**CLASSE DESCRIZIONE** (da nuove “Norme Tecniche per le Costruzioni” – DM 17/01/2018) - *Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20/02/2018*

Categoria sottosuolo	Caratteristiche della superficie topografica	Spessore (m)	Vs (m/s)
A	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 caratteristiche meccaniche con spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	≥ 800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.		≥360 ≤800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 180 e 360 m/s.	> 30 m	≥180 ≤360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	> 30 m	≥100 ≤180
E	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.	> 30 m	≈ C e D

Pericolosità sismica di base

La valutazione del rischio sismico nell'area in esame è stata effettuata mediante una microzonazione per aree omogenee definite come valutazione e individuazione di aree a comportamento omogeneo sotto il profilo della risposta sismica locale e dei fenomeni che avvengono dopo una determinata scossa. Scopo di tale procedimento è quello di prevedere e mitigare gli effetti di un evento sismico che si dovesse verificare nell'area in studio. Per ogni comune è rappresentata una stima del rischio sismico che tiene conto dell'intera storia sismica e che esprime tale rischio in termini probabilistici. Per ciò che riguarda il comune di Palermo (PA), secondo L'ordinanza OPCM n. 3519/2006 e s.m.i., l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia Attribuisce una accelerazione (ag) compresa tra 0.150 e



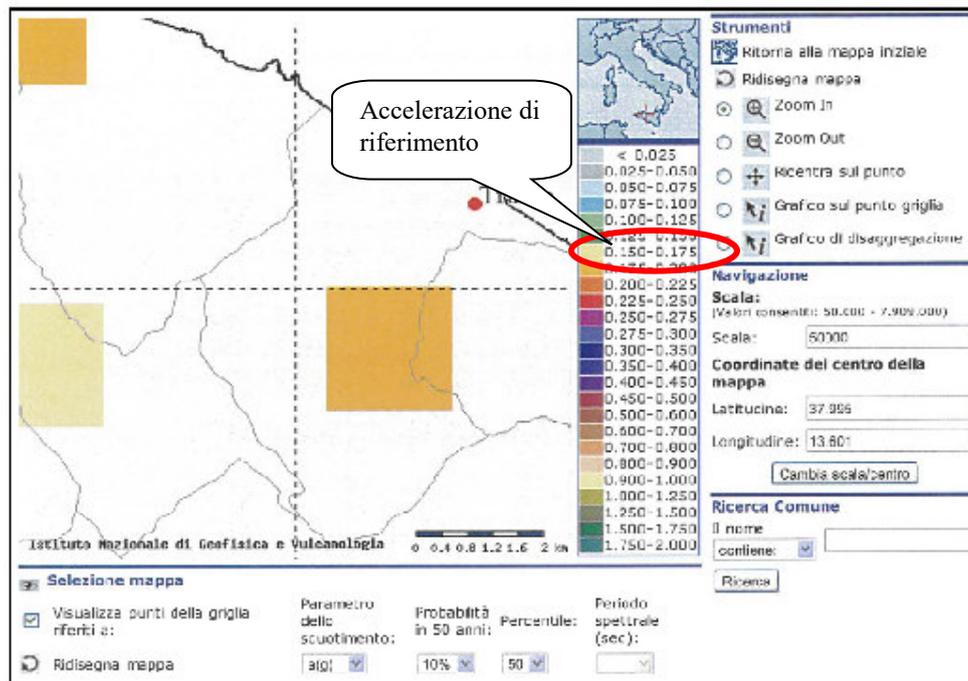
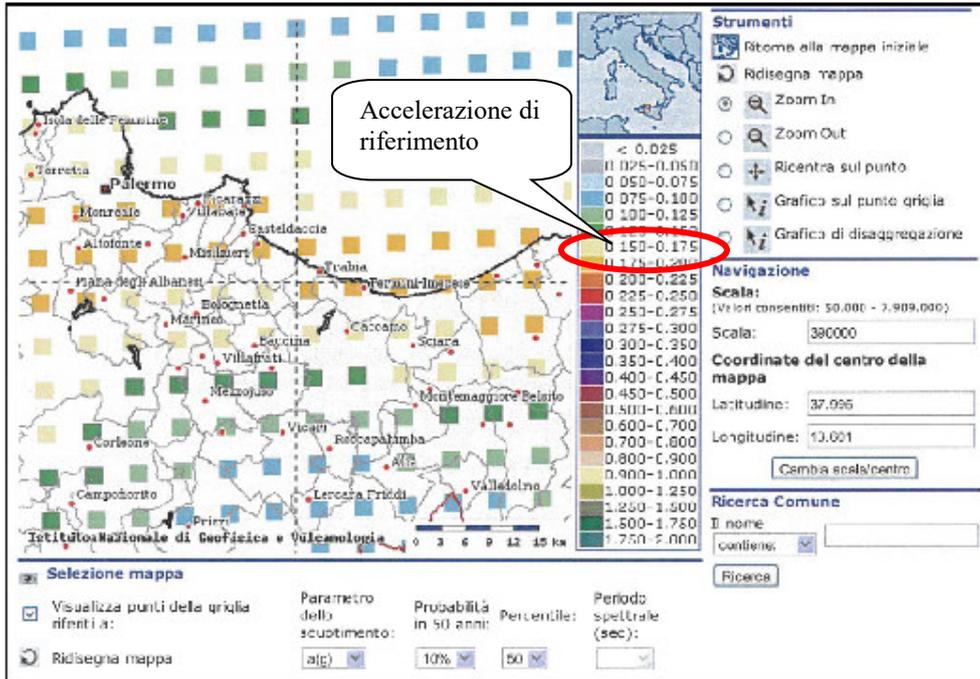
STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

0.175 ag (zona sismica 2). Con l'entrata in vigore del DM 17/01/2018 NTC, per ogni costruzione, ci si deve riferire a un valore della pericolosità sismica di base, definita per ogni punto del territorio, su una maglia quadrata di 5 Km di lato, che costituisce l'elemento di conoscenza primaria per la determinazione dell'azione sismica. Il nuovo studio di pericolosità ha introdotto degli intervalli di accelerazione (ag) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire a 4 zone sismiche.



Mappe di pericolosità sismica di base



Sismica Passiva

Si è pertanto provveduto ad eseguire, mediante due rilievi tromografici, delle misure delle onde di taglio S mediante metodologia Sismica Passiva con misura di Rumore Sismico Passivo (Microtremore) per la stima della velocità media delle Onde Sismiche di Taglio V_s e la frequenza di risonanza dei terreni e pertanto consentire una microzonizzazione sismica dell'area con relativa definizione della categoria di suolo dell'area oggetto di intervento.

La Sismica Passiva si basa sulla misura dei microtremori che sono sempre presenti sulla superficie terrestre e sono generati da fenomeni naturali (vento, onde marine etc.) e artificiali (attività antropiche).

Lo strumento utilizzato per tali misurazioni è il TROMOGRAFO “Tromino”; si tratta di un sismografo di dimensioni molto contenute che contiene n. 3 sensori elettrodinamici ortogonali (Velocimetri), un ampio range frequenziale (0.1 – 512 Hz). Il metodo di indagine utilizzato è quello a stazione singola dei Rapporti Spettrali (HVSR).

Metodo HVSR

Il metodo HVSR consiste nello studio del rapporto spettrale tra la componente orizzontale del rumore e quella verticale (H/V spectrum). Il valore di tale rapporto è direttamente correlato con la frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza (velocità delle onde e densità del materiale). Considerando due strati con differente impedenza



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

acustica, la frequenza di risonanza è legata allo spessore ed alla velocità delle onde di taglio V_s del primo strato dalla seguente relazione:

$$f_r = V_s/4h$$

V_s = velocità delle onde S del primo strato

H = spessore primo strato

L'HVSR è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali di risonanza dei sottosuoli. Riconosciuta questa capacità e dato che le frequenze di risonanza possono essere convertite in stratigrafia, ne risulta che il metodo HVSR può essere in linea di principio usato come strumento stratigrafico.

Rilievo Sismicon.1



Strumento: TRZ-0058/01-09

Formato dati: 16 bit

Fondo scala [mV]: 51

Inizio registrazione: 24/05/2023 12:18:22

Fine registrazione: 24/05/2023 12:34:23

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h16'00". Analisi effettuata sull'intera traccia.

Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamiento: Triangular window

Lisciamiento: 10%

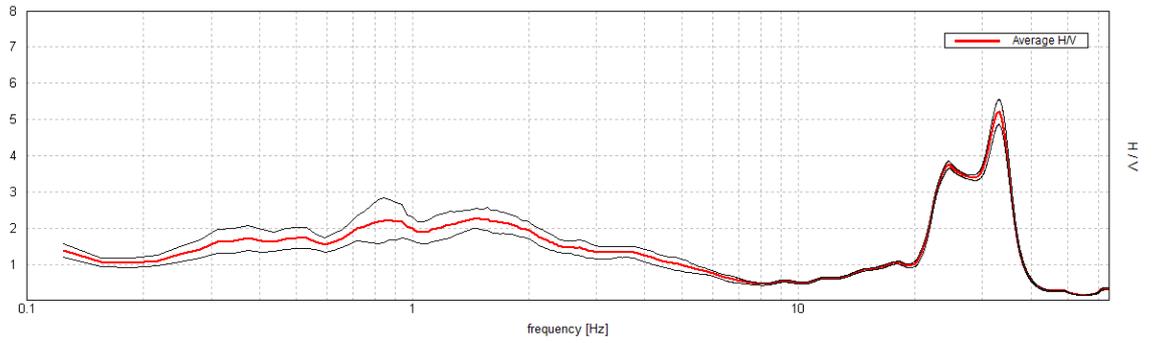


STUDIO DI GEOLOGIA

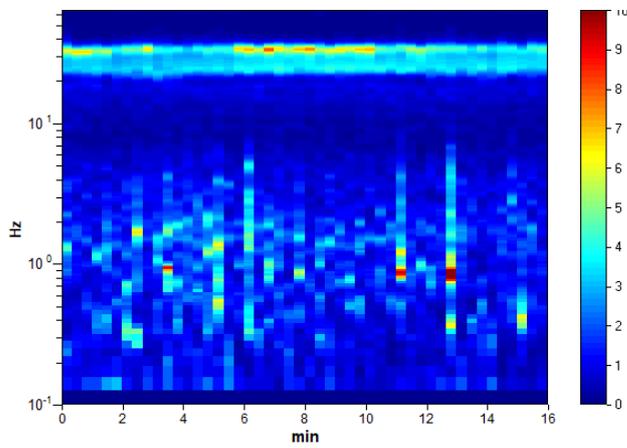
dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

Max. H/V at 33.09 ± 0.53 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



SERIE TEMPORALE H/V

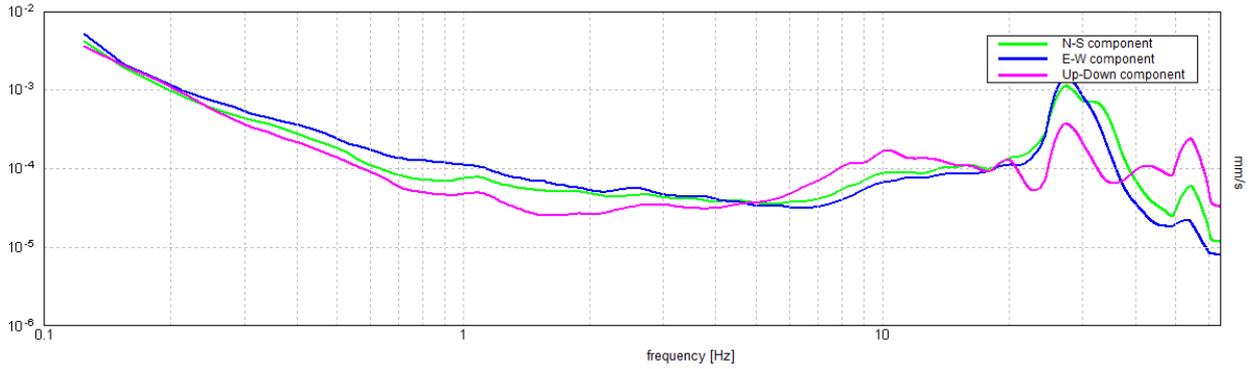




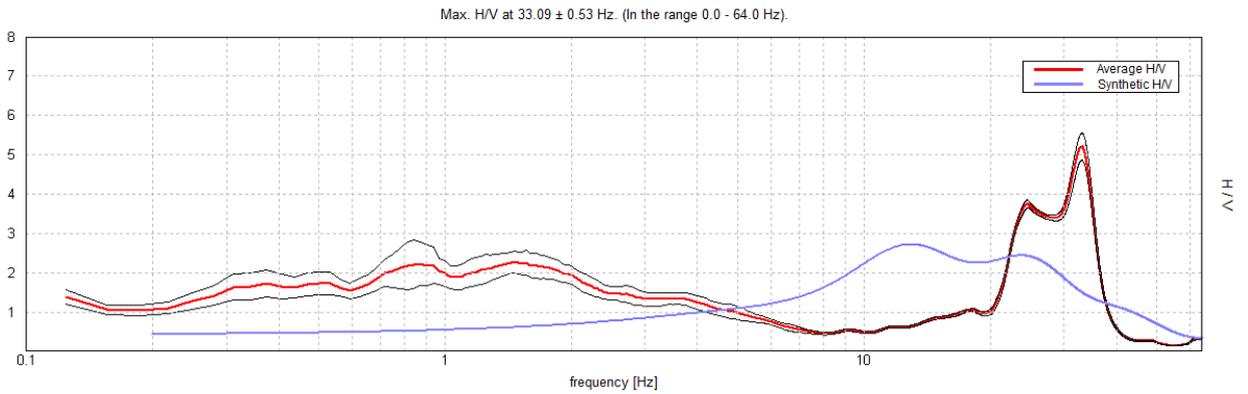
STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
 via Perciata, 10
 Ventimiglia di Sicilia (PA)
 Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
 e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

PETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



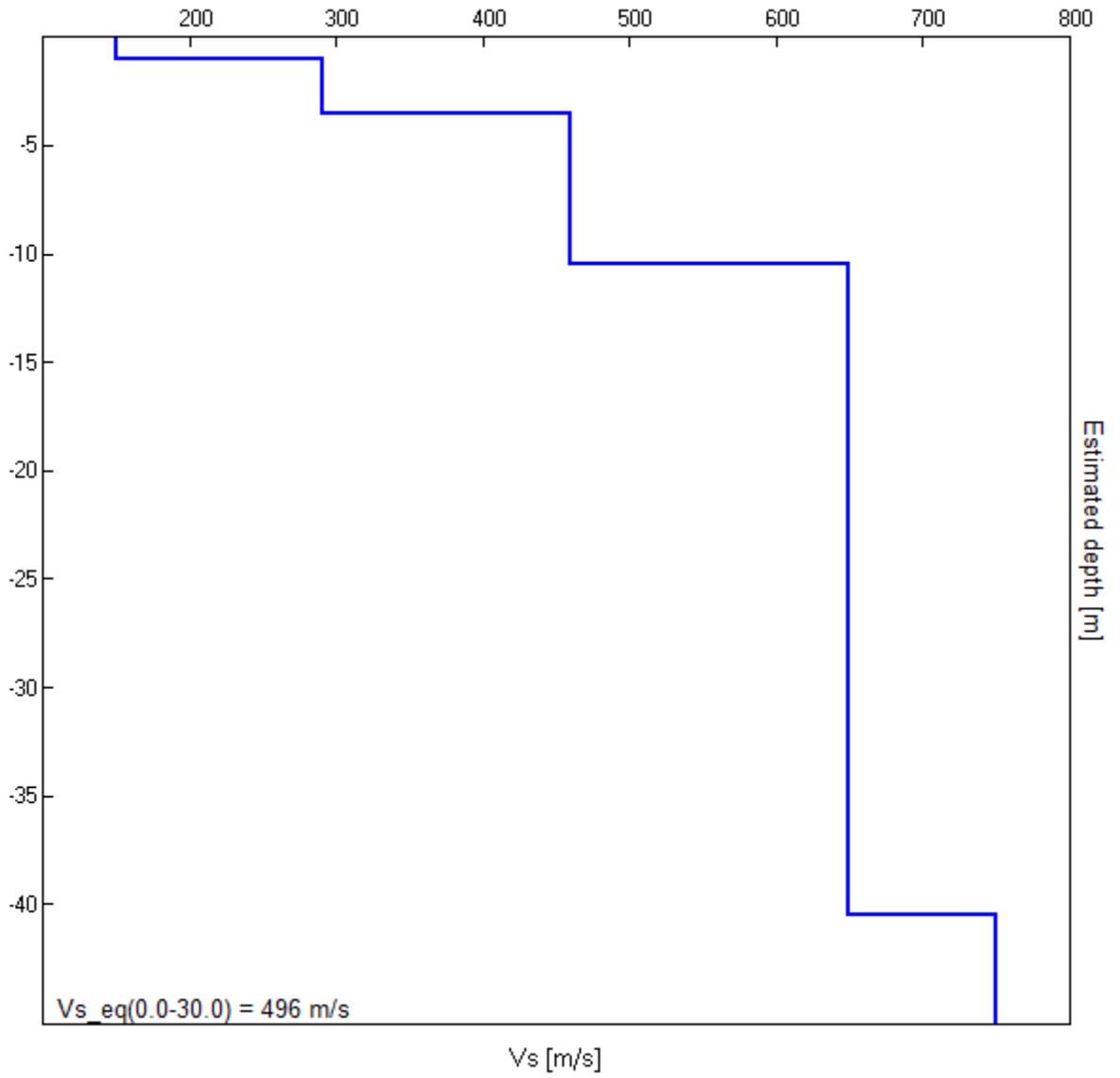
Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1.00	1.00	150	0.42
3.50	2.50	290	0.40
10.50	7.00	460	0.45
40.50	30.00	650	0.42
inf.	inf.	750	0.42

$V_{s_eq}(0.0-30.0) = 496 \text{ m/s}$



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com





[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 33.09 ± 0.53 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).					
Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]					
$f_0 > 10 / L_w$	$33.09 > 0.50$	OK			
$n_c(f_0) > 200$	$31770.0 > 200$	OK			
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 1519	OK			
Criteri per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]					
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	22.344 Hz	OK			
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	35.969 Hz	OK			
$A_0 > 2$	$5.21 > 2$	OK			
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.01592 < 0.05$	OK			
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.52675 < 1.65469$	OK			
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3476 < 1.58$	OK			
L_w	lunghezza della finestra				
n_w	numero di finestre usate nell'analisi				
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi				
f	frequenza attuale				
f_0	frequenza del picco H/V				
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V				
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$				
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0				
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f				
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$				
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$				
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa				
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$				
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$				
Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

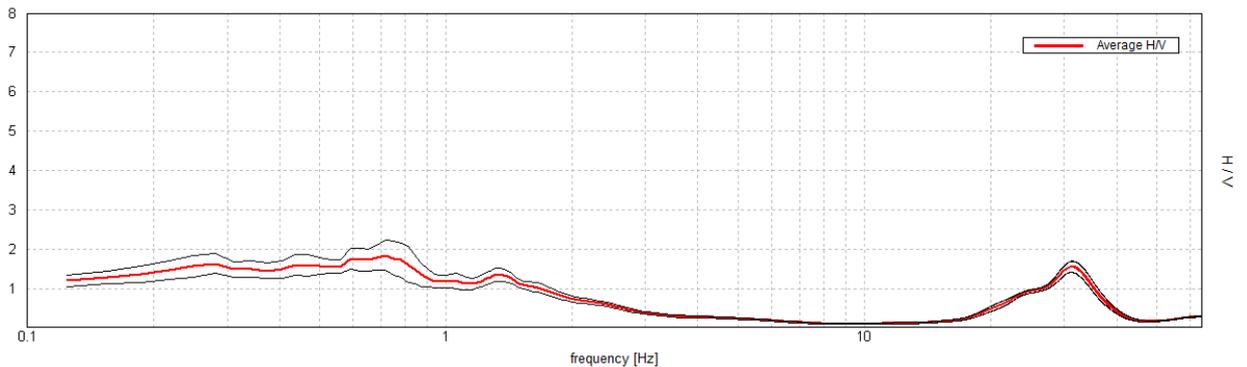
Rilievo sismico n 2



Strumento: TRZ-0058/01-09
Formato dati: 16 bit
Fondo scala [mV]: 51
Inizio registrazione: 24/05/2023
12:51:46 Fine registrazione: 24/05/2023
13:07:46
Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST
WEST ; UP DOWN
Dato GPS non disponibile
Durata registrazione: 0h16'00".
Analisi effettuata sull'intera traccia.
Freq. campionamento: 128 Hz
Lunghezza finestre: 20 s
Tipo di lisciamento: Triangular window
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

Max. H/V at 0.72 ± 8.5 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).

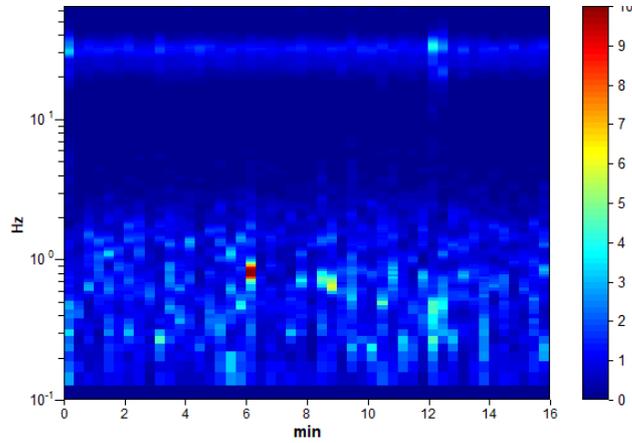




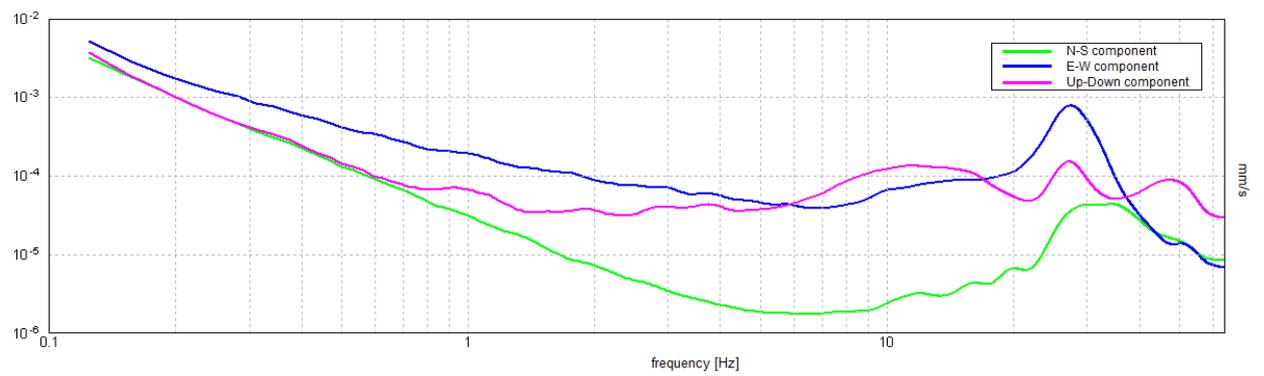
STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

SERIE TEMPORALE H/V

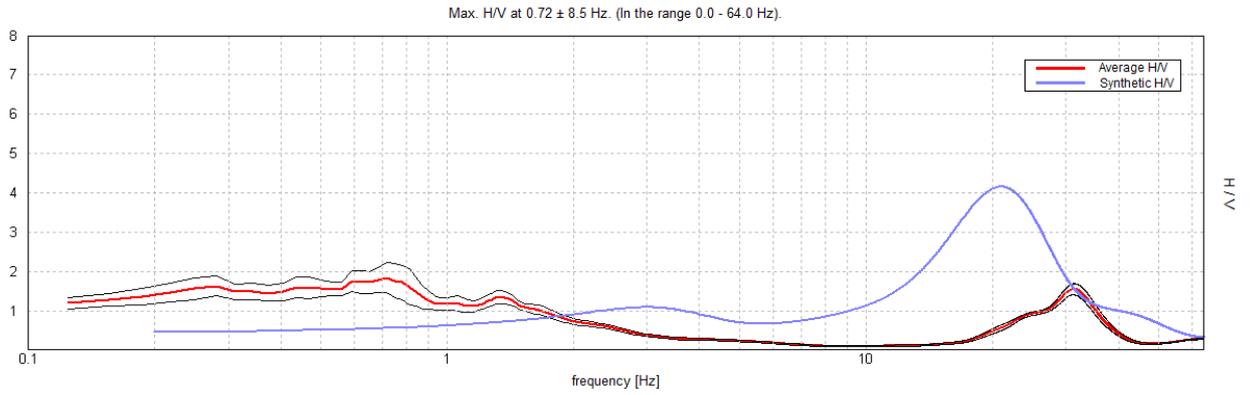


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI





H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



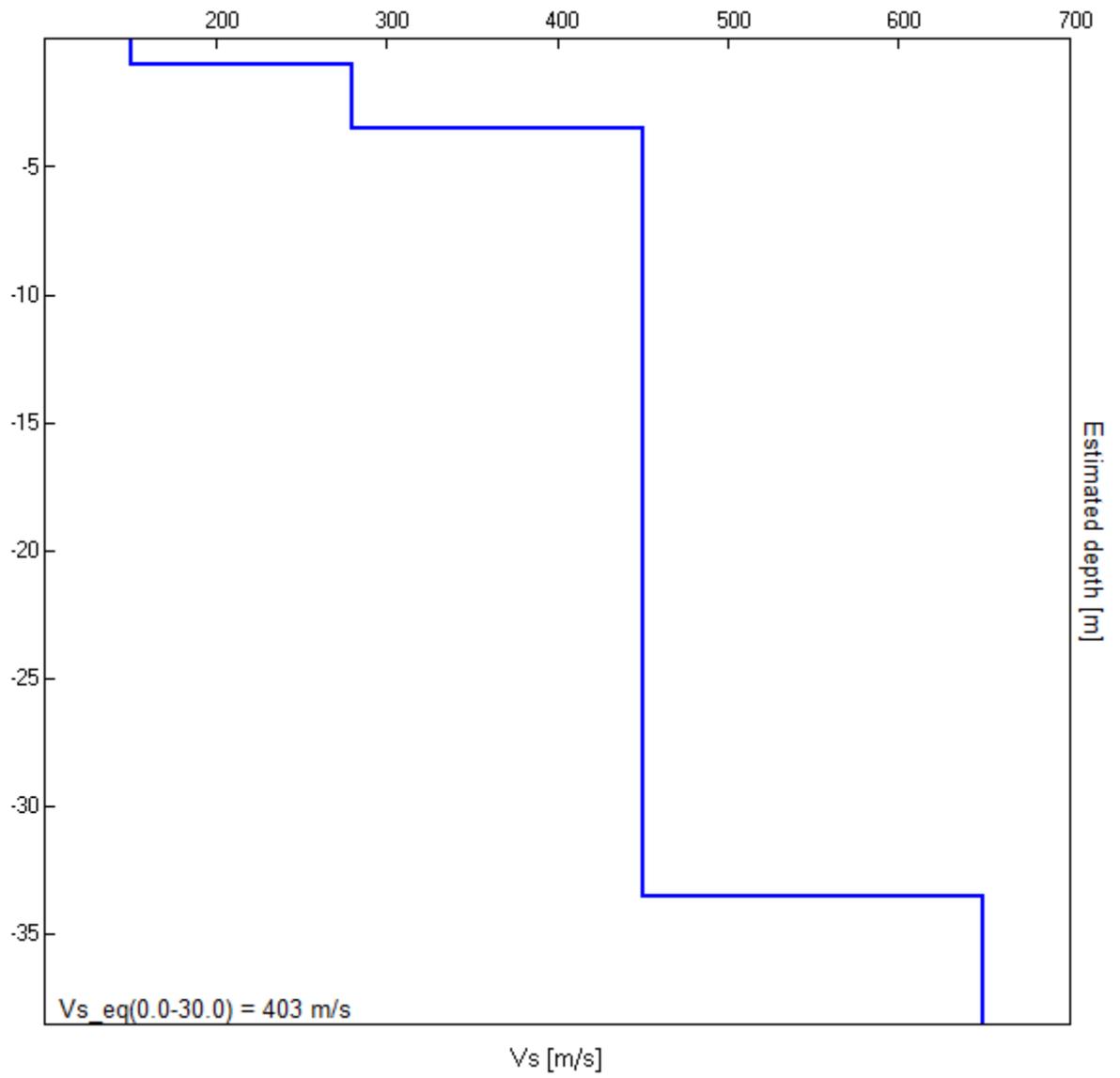
Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1.00	1.00	150	0.45
3.50	2.50	280	0.45
33.50	30.00	450	0.42
inf.	inf.	650	0.42

Vs_eq(0.0-30.0) = 403 m/s



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com





[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 0.72 ± 8.5 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).					
Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]					
$f_0 > 10 / L_w$	$0.72 > 0.50$	OK			
$n_c(f_0) > 200$	$690.0 > 200$	OK			
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 35	OK			
Criteri per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]					
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$					NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.781 Hz	OK			
$A_0 > 2$	$1.85 > 2$	OK			
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 11.82007 < 0.05$	OK			
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$8.49567 < 0.10781$	OK			
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3878 < 2.0$	OK			
L_w	lunghezza della finestra				
n_w	numero di finestre usate nell'analisi				
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi				
f	frequenza attuale				
f_0	frequenza del picco H/V				
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V				
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$				
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0				
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f				
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$				
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$				
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa				
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$				
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$				
Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Categoria di suolo di fondazione (D.M. 17/01/2018)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessaria pertanto la classificazione dei terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni ed un substrato rigido di riferimento (bedrock); la classificazione è basata sulla stima nei primi 30 metri di profondità dal piano di posa delle fondazioni dal valore della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s .

Quindi si è cercato di individuare all'interno di 5 diversi tipi di sottosuolo, identificati con le lettere da "A" ad "E", quello peculiare dell'area.

Il parametro meccanico certamente più significativo per la caratterizzazione del tipo di sottosuolo è la cosiddetta "average shear wave velocity" V_{s30} , che è una sorta di velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità del sottosuolo. Il confronto tra la curva teorica, quella sperimentale e il modello di V_s ha consentito di individuare il Profilo delle V_s nei primi 30 metri di profondità dal piano di campagna (V_{s30}).

La V_{s30} a partire dalla superficie è risultata nei due sondaggi tromografici eseguiti rispettivamente di 496 m/s e 403 m/s.

Pertanto il sito in esame ricade nella Categoria di Suolo "**B**" (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 fra 360 m/s e 800 m/s.), ai sensi del D.M. del 17 01/2018.



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Per ciò che riguarda la suscettibilità alla liquefazione, che è il processo per il quale si giunge all'annullamento della resistenza al taglio di terreni qualora sottoposti allo scuotimento di un terremoto, in conseguenza del quale il terreno raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di un fluido viscoso; considerato che i materiali più suscettibili a tale fenomeno sono quelli prettamente sabbiosi posti sotto falda a profondità relativamente basse, stante che i terreni costituenti la porzione stratigrafica superficiale sono assimilabili a rocce lapidee, questi non rientrano nei litotipi considerati liquefacibili né soggetti ad eccessivo addensamento in caso di terremoto. Pertanto, per quanto sopra esposto, in riferimento a quanto previsto dal D.M. 17 gennaio 2018, che supera il D.M. del 14 settembre 2005 e il D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni”, che a loro volta integravano l’Ordinanza P.C.M. n. 3274/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, al sito in esame (Lat.: 38.107849° N e Long.: 13.339550° E) sono stati associati i seguenti parametri sismici:

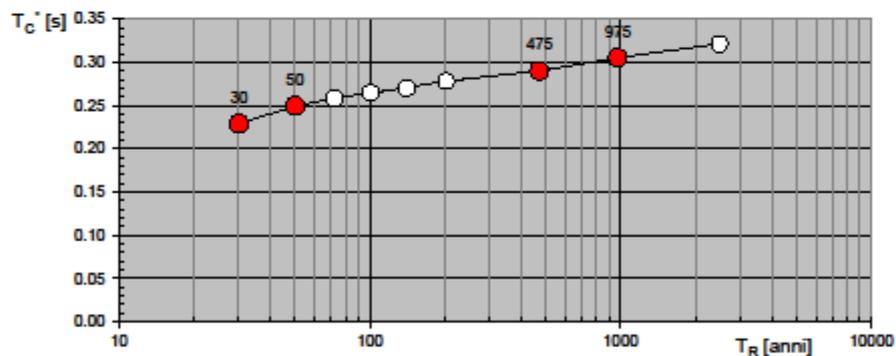
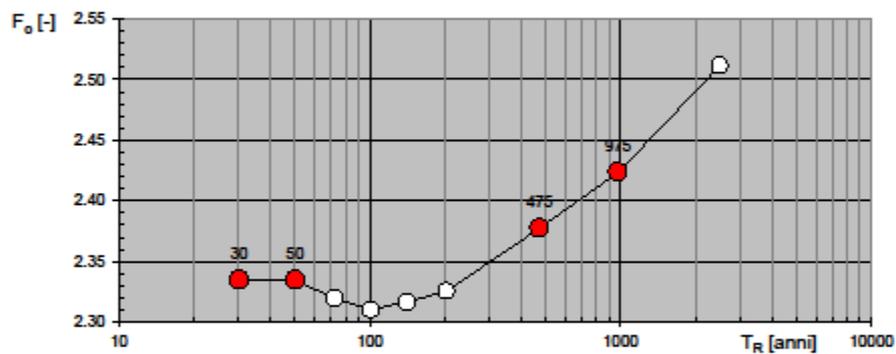
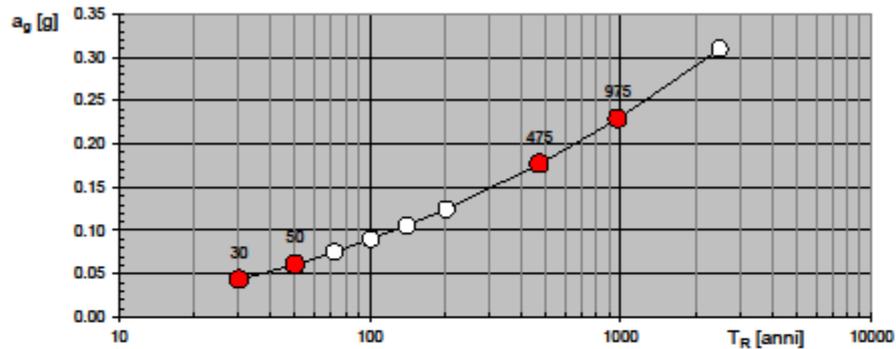


STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

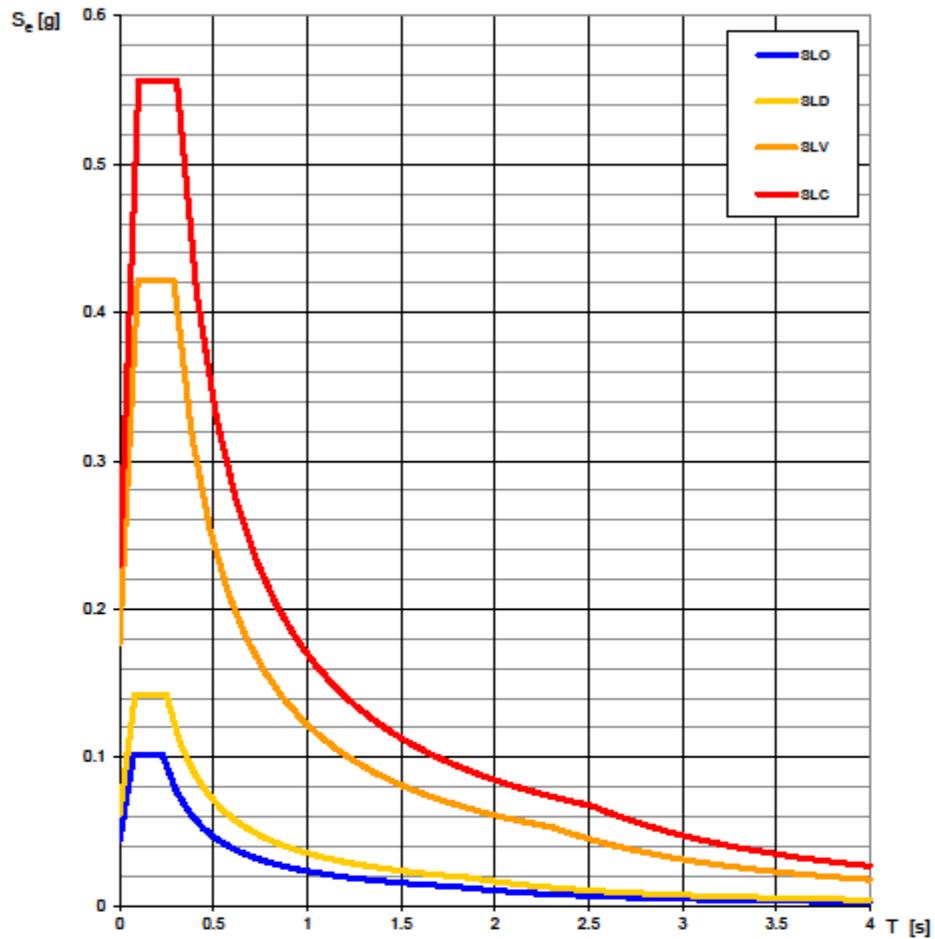


STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.044	2.335	0.229
SLD	50	0.061	2.335	0.249
SLV	475	0.177	2.378	0.290
SLC	975	0.230	2.424	0.305

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

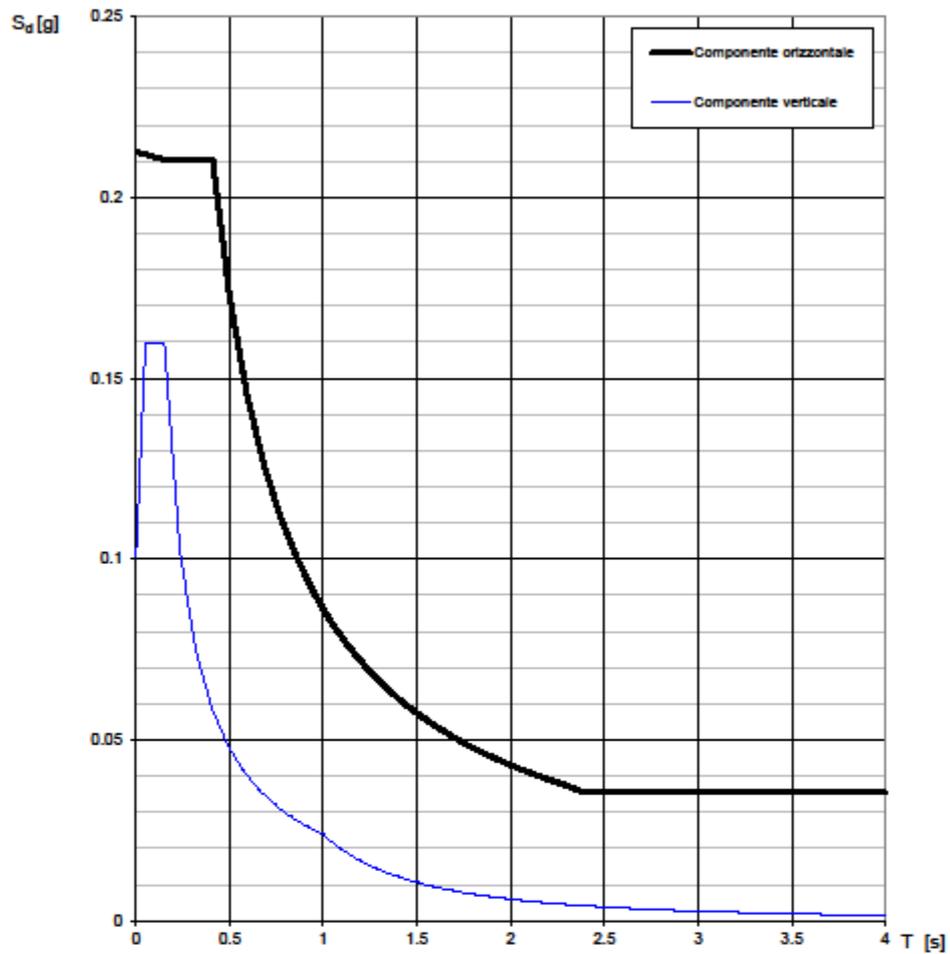


STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

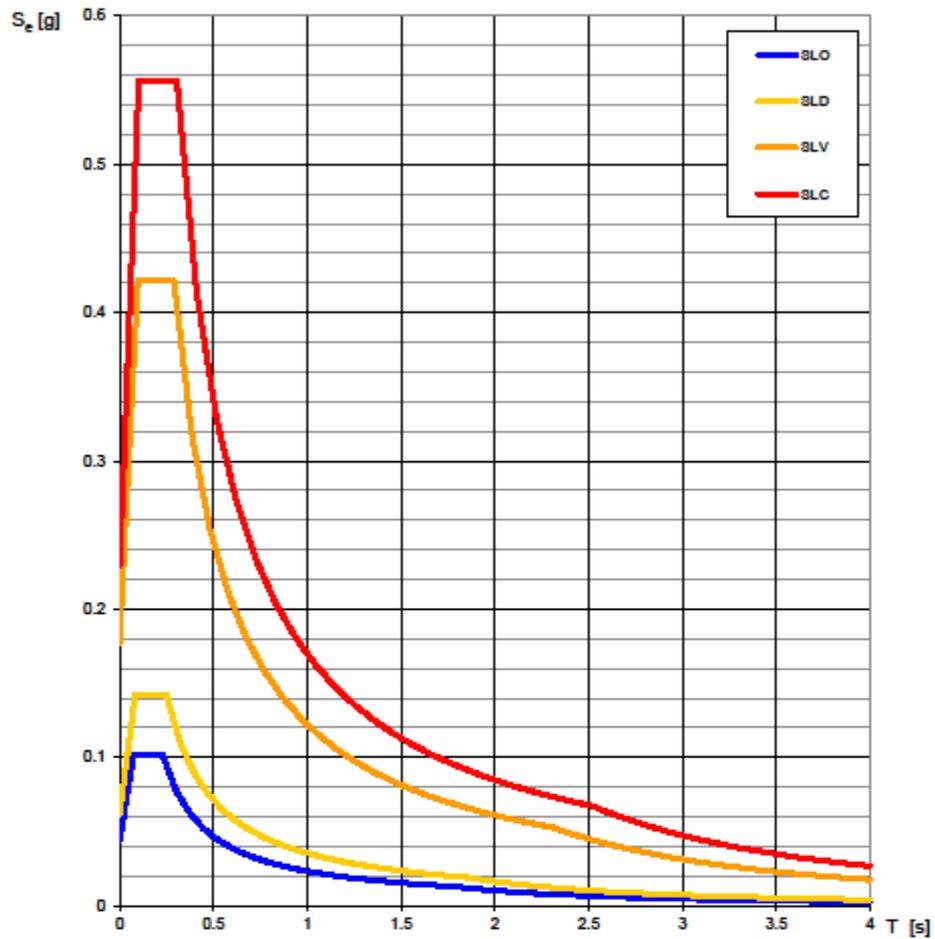


STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.044	2.335	0.229
SLD	50	0.061	2.335	0.249
SLV	475	0.177	2.378	0.290
SLC	975	0.230	2.424	0.305

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

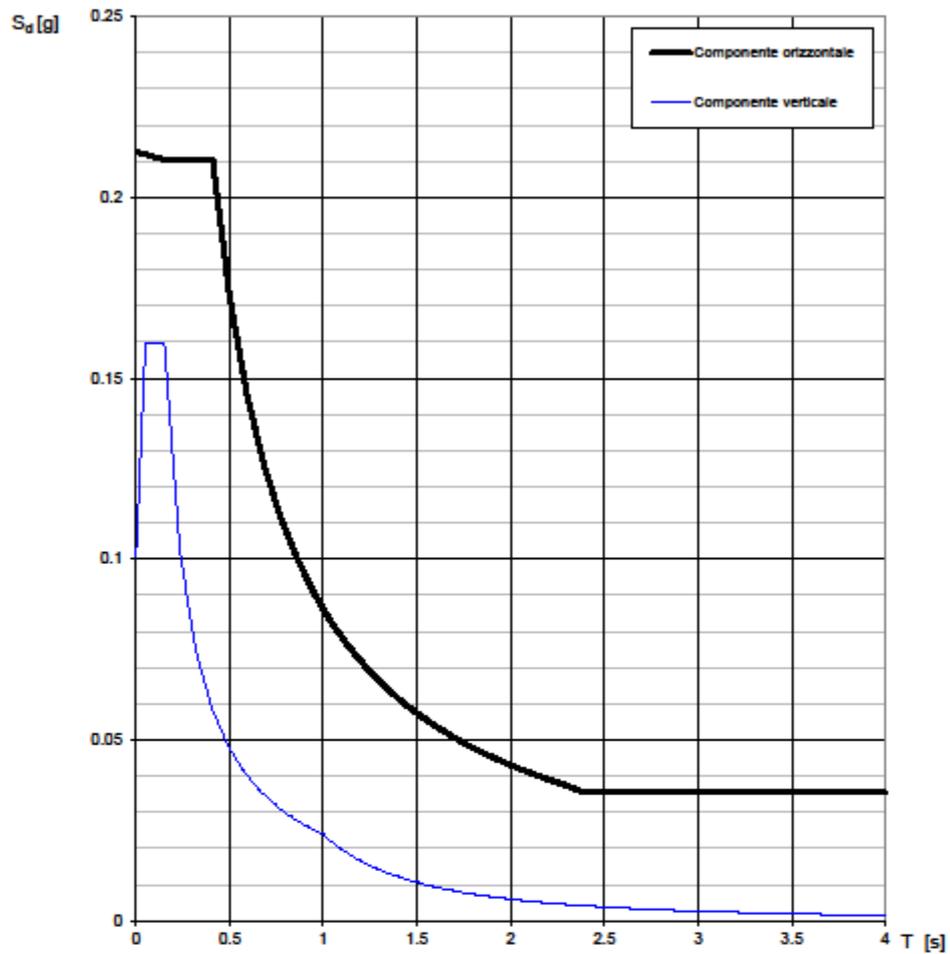


STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.177 g
F_0	2.378
T_C	0.290 s
S_B	1.200
C_G	1.409
S_T	1.000
q	2.400

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.417
T_B	0.136 s
T_C	0.409 s
T_D	2.309 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+2)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_G \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le vertiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.213
T_B ←	0.136	0.211
T_C ←	0.409	0.211
	0.499	0.172
	0.590	0.146
	0.680	0.127
	0.771	0.112
	0.861	0.100
	0.952	0.090
	1.042	0.083
	1.132	0.076
	1.223	0.070
	1.313	0.066
	1.404	0.061
	1.494	0.058
	1.585	0.054
	1.675	0.051
	1.766	0.049
	1.856	0.046
	1.947	0.044
	2.037	0.042
	2.128	0.040
	2.218	0.039
T_D ←	2.309	0.037
	2.389	0.035
	2.470	0.035
	2.550	0.035
	2.631	0.035
	2.711	0.035
	2.792	0.035
	2.872	0.035
	2.953	0.035
	3.033	0.035
	3.114	0.035
	3.195	0.035
	3.275	0.035
	3.356	0.035
	3.436	0.035
	3.517	0.035
	3.597	0.035
	3.678	0.035
	3.758	0.035
	3.839	0.035
	3.919	0.035
	4.000	0.035

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandreapagano@gmail.com

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{mv}	0.101 g
S_B	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.351
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.101
T_B ←	0.050	0.160
T_C ←	0.150	0.160
	0.235	0.102
	0.320	0.075
	0.405	0.059
	0.490	0.049
	0.575	0.042
	0.660	0.036
	0.745	0.032
	0.830	0.029
	0.915	0.026
T_D ←	1.000	0.024
	1.094	0.020
	1.188	0.017
	1.281	0.015
	1.375	0.013
	1.469	0.011
	1.563	0.010
	1.656	0.009
	1.750	0.008
	1.844	0.007
	1.938	0.006
	2.031	0.006
	2.125	0.005
	2.219	0.005
	2.313	0.004
	2.406	0.004
	2.500	0.004
	2.594	0.004
	2.688	0.003
	2.781	0.003
	2.875	0.003
	2.969	0.003
	3.063	0.003
	3.156	0.002
	3.250	0.002
	3.344	0.002
	3.438	0.002
	3.531	0.002
	3.625	0.002
	3.719	0.002
	3.813	0.002
	3.906	0.002
	4.000	0.001

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.



dove:

T_r = periodo di ritorno di riferimento

A_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 = 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

Trattandosi di terreni interessati da una richiesta di Variante al P.R.G. vigente, con una futura previsione di destinazione ad uso residenziale, secondo le nuove norme NTC18 ai fini del calcolo dei parametri sismici si consiglia di utilizzare i seguenti valori:

Vita Nominale = 50 anni

Classe d' Uso = II

Coefficiente di Uso $c_u = 1$

Per ciò che riguarda il profilo topografico da adottare si consiglia la Categoria T1.

In base a questa parametrizzazione sono stati calcolati i sopra valori per i Periodi di Ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite.

CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA

La carta individua le microzone ove, sulla base di osservazioni geologiche e geomorfologiche e della valutazione dei dati litostratigrafici, è prevedibile l'occorrenza di diversi tipi di effetti prodotti dall'azione sismica (amplificazioni, instabilità dei versanti, liquefazione etc.) Per quanto riguarda la Pericolosità sismica dell'area, si precisa di aver tenuto conto degli Studi di Microzonazione sismica di livello 1 (MS1) e analisi della Condizione Limite per l'Emergenza (CLE) condotti ai fini del Piano Regionale di Microzonazione Sismica e approvati con D.D.G. 454 del 02/08/2023". I dati dei suddetti studi sono liberamente fruibili sul sito della protezione civile regione Sicilia.

La valutazione preliminare degli effetti locali o di sito ai fini della riduzione del rischio sismico consente di rappresentare:

- ✓ probabili fenomeni di amplificazione stratigrafica, topografica e per morfologie sepolte;
- ✓ la presenza di faglie e/o strutture tettoniche;
- ✓ i contatti tra litotipi a caratteristiche fisico meccaniche significativamente differenti;
- ✓ accentuazione instabilità dei pendii;
- ✓ terreni suscettibili a liquefazione e/o addensamento;
- ✓ terreni soggetti a cedimenti diffusi e differenziali.

Tale valutazione viene rappresentata attraverso la realizzazione della cartografia delle carte delle Microzone onogenee in prospettiva sismica, che individua qualitativamente gli elementi in grado di generare i fenomeni di amplificazione locale ed instabilità dinamica. Tale valutazione, come specificato in precedenza è stata realizzata in accordo a quanto prevedeva il D.A. n. 120/Gab del 14/07/2021 emanata dall'Assessorato Territorio Ambiente della Regione Sicilia, prendendo in esame gli elementi singolari che raccolgono e descrivono tutti i possibili scenari sia di natura litologica, strutturale e geomorfologica che possono costituire motivo locale di amplificazione dell'onda sismica (effetti di sito).

Le microzone della carta allegata sono classificate in due categorie:

1. zone stabili, nelle quali non si ipotizzano effetti locali di rilievo di alcuna natura (substrato geologico in affioramento con morfologia poco inclinata – pendii con inclinazione inferiore ai 15° - calcareniti e calcareniti compatte;
2. zone stabili suscettibili di amplificazioni locali, nelle quali sono attese amplificazioni del moto sismico, come effetto dell'assetto litostratigrafico e morfologico locale – depositi alluvionali recenti caratterizzati da elementi granulometricamente eterogenei e immersi in matrice sabbio-limoso.

Tenuto conto delle peculiarità geo-litotecniche e geomorfologiche della'area in esame, caratterizzata dai depositi di trasgressione e regressione marina (terrazzo marino) e da una morfologia regolare con pendenze inferiori ai 15°, è evidente come l'area interessata dalla lottizzazione non ricade in nessuno scenario di



STUDIO DI GEOLOGIA

dr. Andrea Pagano
via Perciata, 10
Ventimiglia di Sicilia (PA)
Tel.: St. 091.820.97.75 – Mob. 3284.720.700
e-mail: geologoandrepagano@gmail.com

prospettiva d'amplificazione sismica. Pertanto, è da escludere qualsiasi scenario di pericolosità sismica locale dovuta ad amplificazione per fattori geomorfologico-strutturali di sito.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

In base alle risultanze del presente studio, tenuto conto delle caratteristiche geomorfologiche, idrografiche, idrogeologiche, sismiche e geologiche dei terreni presenti, unitamente alla loro caratterizzazione geotecnica generale, per la fattibilità di quanto richiesto non occorrono particolari accorgimenti o interventi tendenti a garantire le intenzioni di futura pianificazione territoriale. Pertanto, le considerazioni esposte nel contesto della presente relazione consentono di definire all'atto dell'indagine la idoneità dell'area ai fini progettuali, nel rispetto degli equilibri preesistenti. Infine, Il sottoscritto dott. geologo Andrea Pagano nato a Ventimiglia di Sicilia (PA) il 13 gennaio 1963 ed ivi residente in Via Perciata n. 10 con studio a Ventimiglia di Sicilia (PA) in Via Perciata n. 10, iscritto all'Ordine Regionale dei Geologi di Sicilia al n. 716, tecnico incaricato per la redazione dello studio geologico ed idrogeologico di quanto in oggetto, DICHIARA che il terreno oggetto di intervento non è interessato da area boschiva e non ricade all'interno di aree classificabile come Sito d'Interesse Comunitario (S.I.C.) e Zona Protezione Speciale (Z.P.S.).

Ventimiglia di Sicilia, settembre 2023

Dr. Geologo Andrea Pagano
O.R.G.S. n. 716, "A"

Ubicazione area in esame
su carta topografica d'Italia in scala 1:25.000

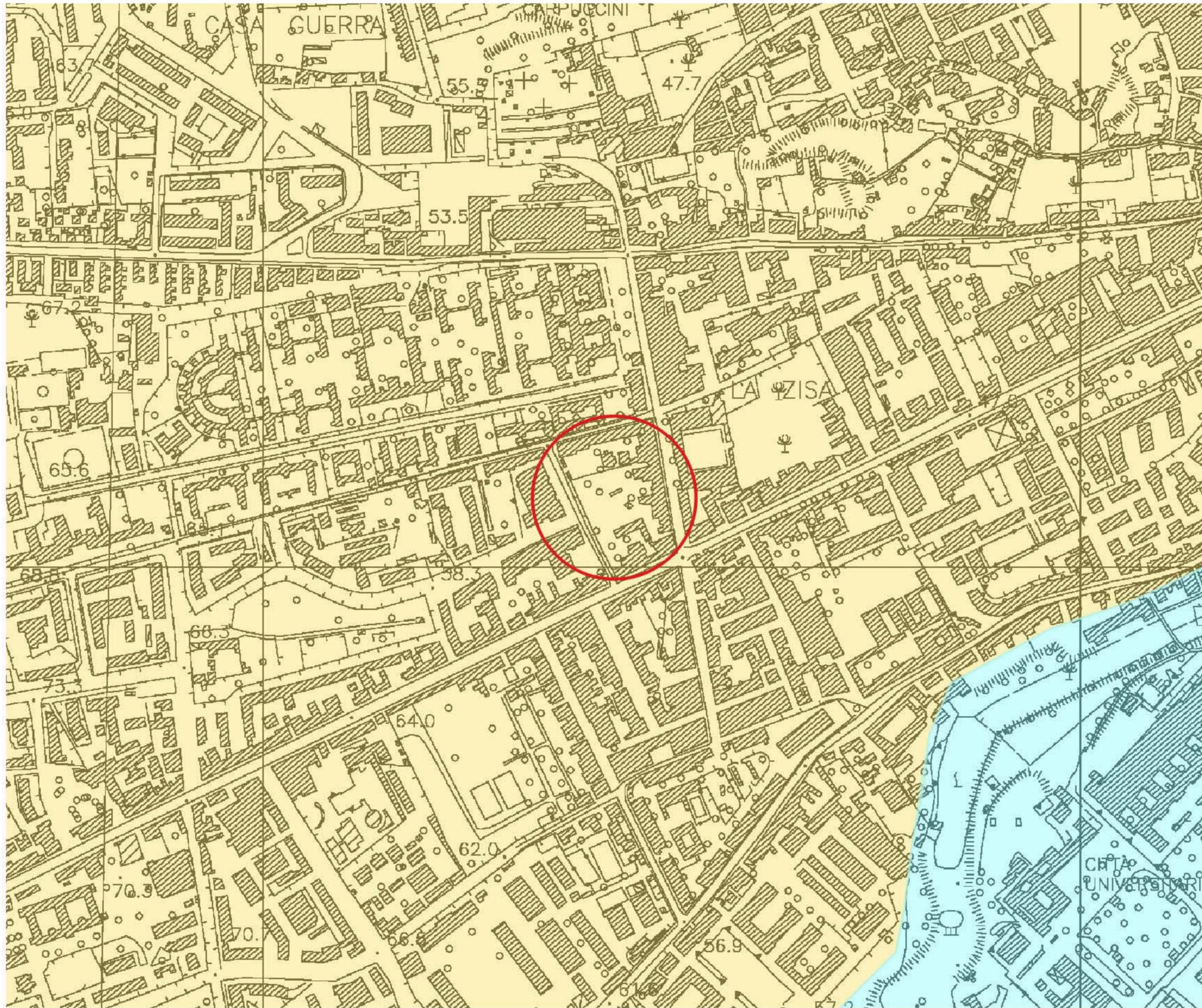


 Area in esame

0 250 500 m

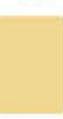


CARTA DELE UNITA' LITOTECNICHE IN SCALA 1:10.000



LEGENDA

 Delimitazione area di studio

 Calcareniti con intercalazioni sabbio limose della piana di Palermo

Caratteristiche tecniche intercalazioni sabbio limose
a profondità 9,00 m dal P.C. (Campione S2-C1)
Peso unità di volume : 1,84 t/m³
Coesione : 17,62 kN/m²
Angolo di attrito interno: 36,4° (G1- Sabbie Sciolte)

Caratteristiche tecniche calcareniti campione
a profondità 2.50 m dal P.C. (campione S1-C1R)
Peso unità di volume : 22.71 t/m³
Carico di rottura : 141.7 kN
resistenza a compressione : 27.4 Mpa (F5- Elevato grado di cementazione)

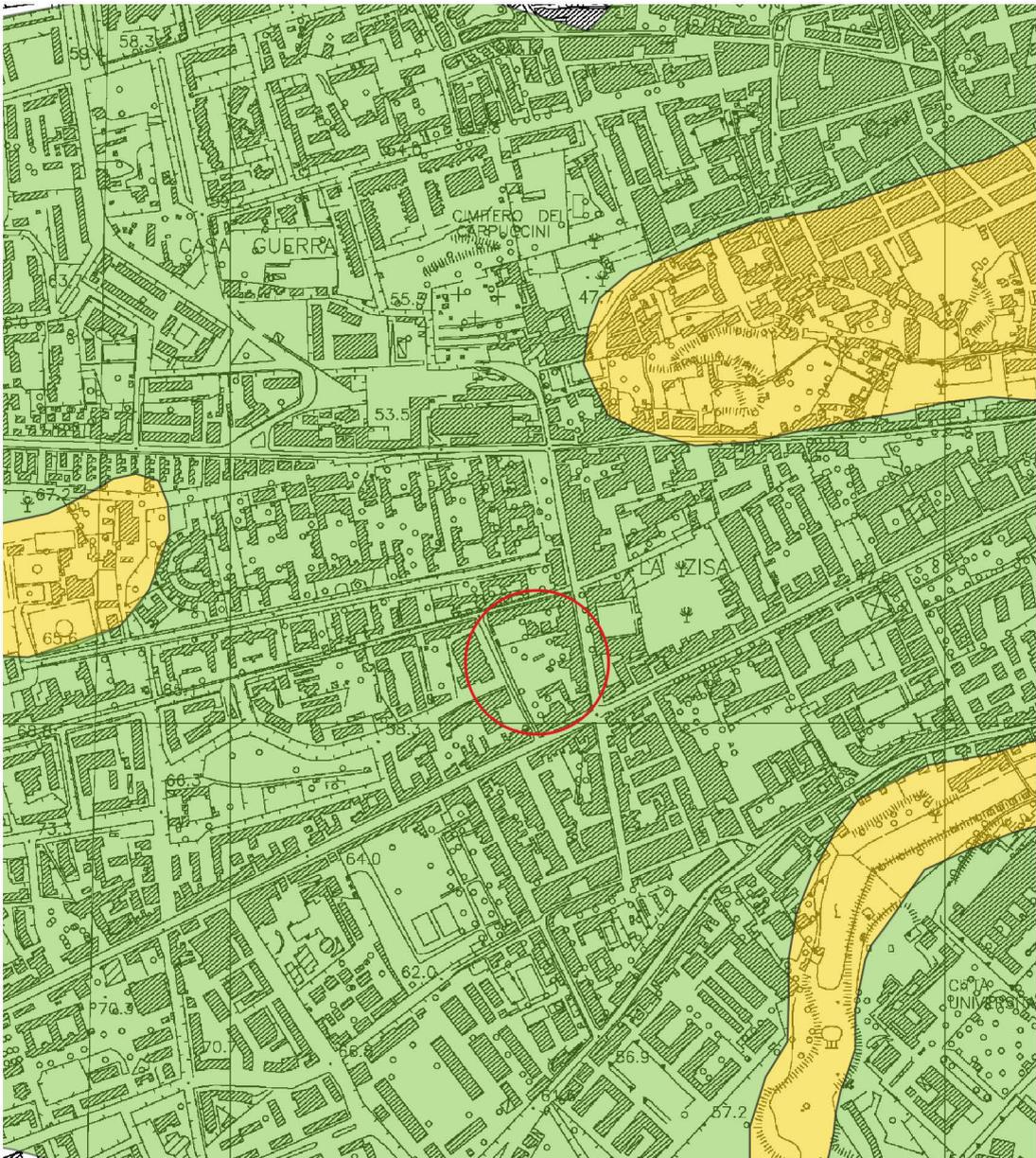
Caratteristiche tecniche calcareniti campione
a profondità 4.20 m dal P.C. (campione S2-C1R)
Peso unità di volume : 22.74 t/m³
Carico di rottura : 122,5 kN
resistenza a compressione : 23.7 Mpa (F5- Elevato grado di cementazione)

0 100 200 m



 Depositi alluvionali recenti
Caratteristiche tecniche
Peso unità di volume: 1.75 t/m³
Coesione : 0 kN/m²
Angolo di attrito interno: 28 -30

CARTA DELLA PERICOLOSITA' GEOLOGICA IN SCALA 1:10.000



LEGENDA

 Delimitazione area di studio

 Area a pericolosità geologica bassa, con pendenze inferiori a 15° ed assenza di irregolarità geomorfologiche

 Area a medio bassa pericolosità geologica, per possibile presenza di cavità sotterranee, zone di erosione accelerata e zone di rottura di pendenza.

0 100 200 m





Attuazione dell'articolo 11 dalla legge 24 giugno 2009, n.77

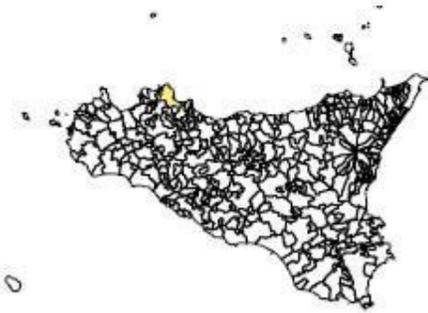
MICROZONAZIONE SISMICA

Carta delle frequenze

scala 1:10.000

Regione Sicilia

Palermo - 4



Regione	Soggetto realizzatore	R.T.I.	Data
 Regione Siciliana - Presidenza Dipartimento della Protezione Civile PO FESR SICILIA 2014-2020 ASSE 5 - O.T. 5 - Azione 5.1.2	 SOT. GEOL. MINO. QUINN		Dicembre 2021

Legenda



Punto di misura di rumore ambientale con:
 - in nero l'indicazione del valore della frequenza fondamentale e la relativa amplificazione
 - n.a. nessuna amplificazione



Limiti comunali



Perimetrazione aree di studio



Area in esame

Stralcio cartografico



CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN
PROSPETTIVA SISMICA
IN SCALA 1:10.000

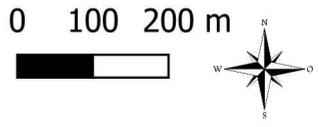


LEGENDA

 Delimitazione area di studio

 Zone geologicamente stabili con inclinazioni inferiori ai 15°, nelle quali non si ipotizzano effetti di amplificazione sismica locale. Pericolosità sismica di riferimento in termini di accelerazione attesa: $0.175 < A_g \leq 0$

 Zone localmente soggette ad instabilità per la presenza di materiali sciolti e per la presenza di rotture di pendenza, nelle quali è possibile il verificarsi di amplificazioni sismiche di sito. Pericolosità sismica di riferimento in termini di accelerazione attesa: $0.175 < A_g \leq 0$





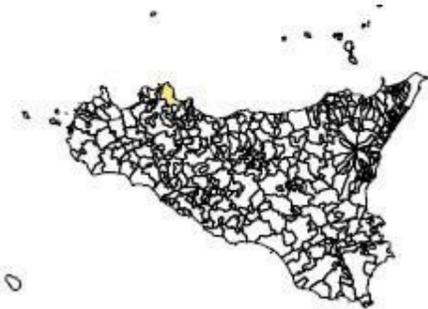
Attuazione dell'articolo 11 dalla legge 24 giugno 2009, n.77

MICROZONAZIONE SISMICA

Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica

scala 1:10.000

Regione Sicilia
Comune di Palermo - 4



<p>Regione</p> <p>Regione Siciliana - Presidenza Dipartimento della Protezione Civile</p> <p>PO FESR SICILIA 2014-2020 ASSE 5 - O.T. 5 - Azione 5.4.2</p>	<p>Soggetto realizzatore</p> <p>307.001.00001 307.001.00002</p>	<p>Data</p> <p>Dicembre 2021</p>
---	---	----------------------------------

Legenda

Punto di misura di rumore ambientale con:
 - in nero l'indicazione del valore della frequenza fondamentale e la relativa amplificazione
 - n.a. nessuna amplificazione

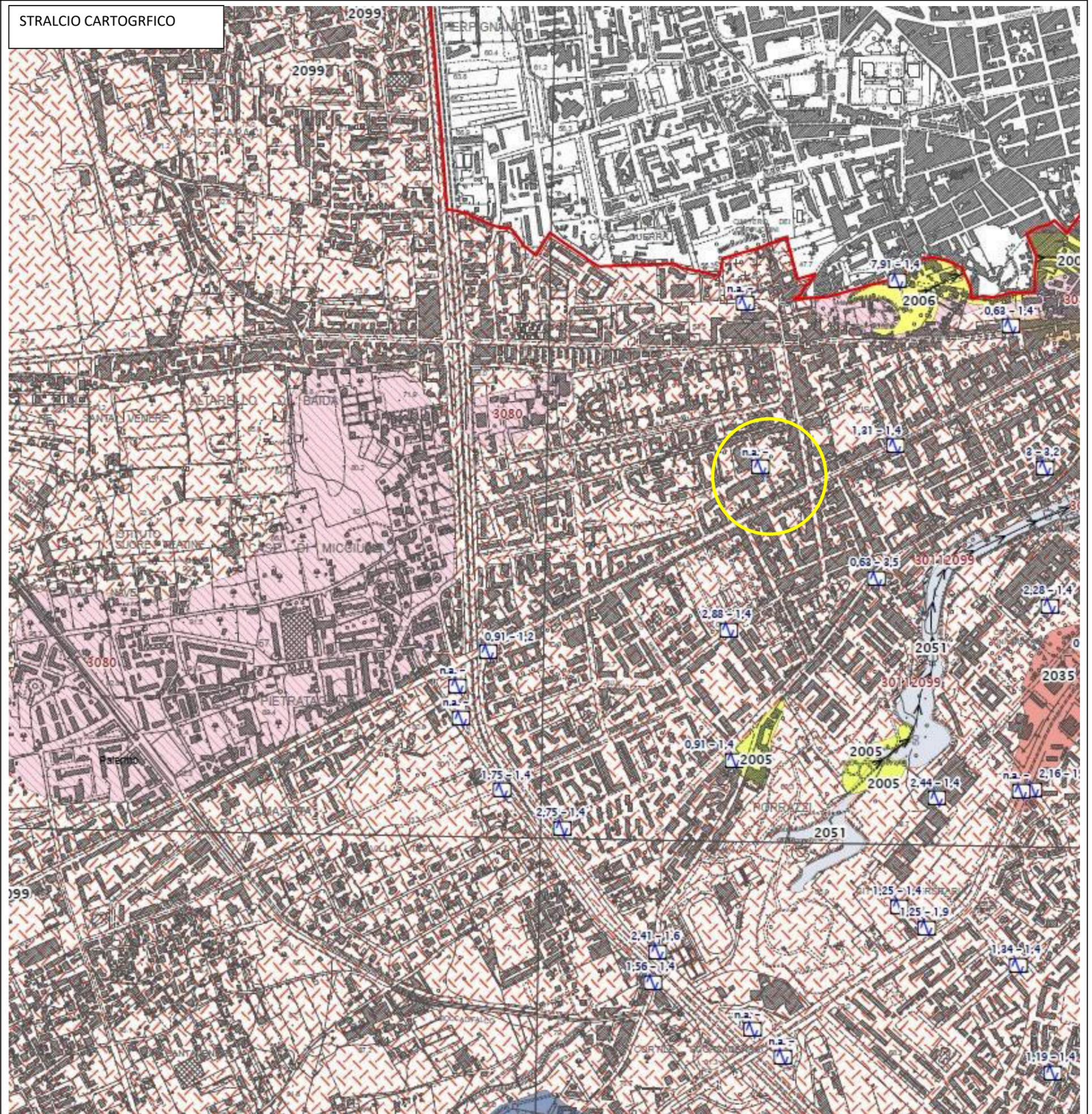
Limiti comunali

Perimetrazione aree di studio

Substrato fratturato o alterato ($V_s < 800\text{m/s}$)

Area in esame

STRALCIO CARTOGRAFICO



CARTA GEOLOGICA
IN SCALA 1:10.000



LEGENDA

 Delimitazione area di studio

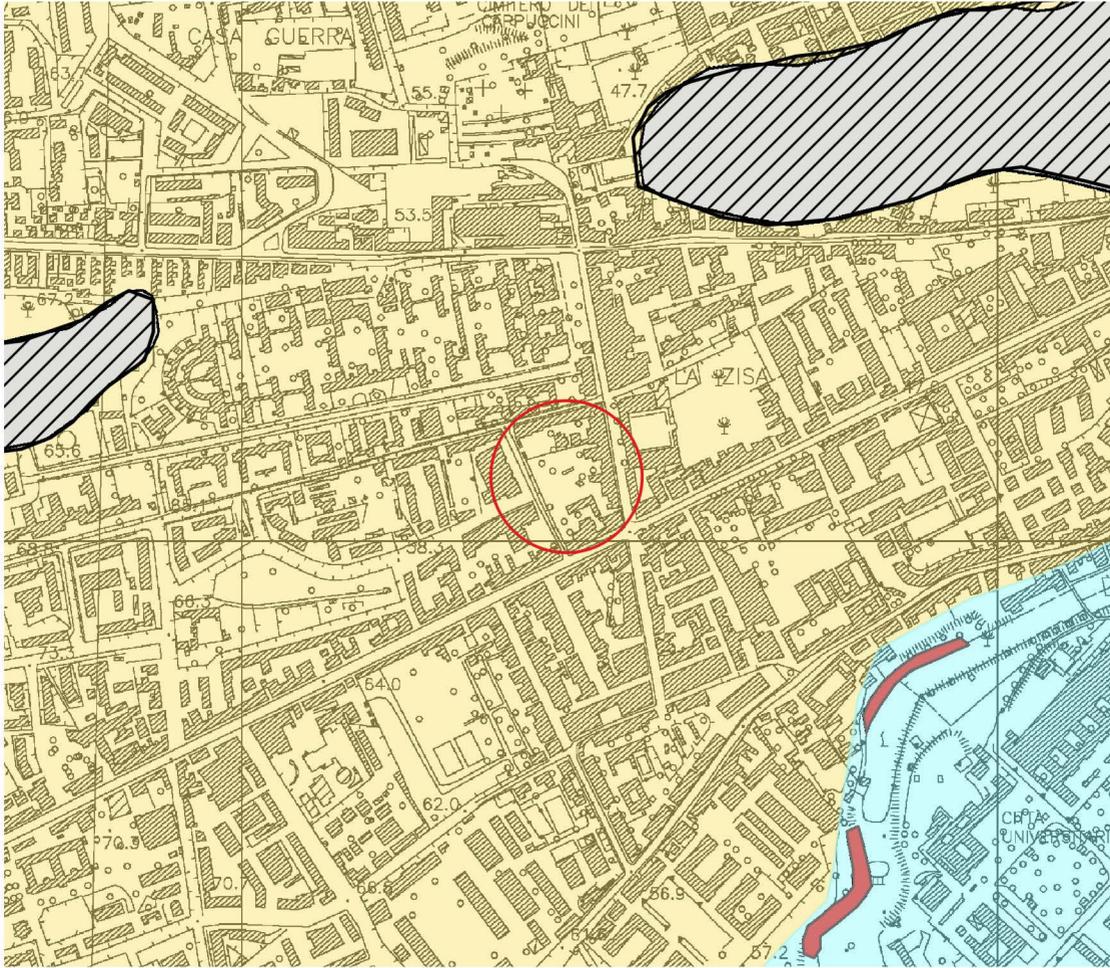
 Depositi alluvionali recenti caratterizzati da elementi granulometricamente eterogenei e polimittici localmente immersi in matrice sabbio limosa

 Calcareni con intercalazioni sabbio limose della piana di Palermo

0 100 200 m



CARTA GEOMORFOLOGICA IN SCALA 1:10.000



LEGENDA

 Delimitazione area di studio

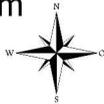
 Rocce coerenti su topografia sub pianeggiante, caratterizzate da un basso grado di erodibilità geomorfologica e da un medi alto grado di alterabilità chimica

 Depositi alluvionali, poco coerenti caratterizzati da un altro grado di erodibilità e modellazione geomorfologica

 Rotture di Pendenza/dissesti dovuti ad erosione accelerata

 Aree con possibile presenza di cavità sotterranee dovute ad antiche attività estrattive

0 100 200 m



CARTA IDROGEOLOGICA IN SCALA 1:10.000



LEGENDA

 Delimitazione area di studio

 Calcareniti con intercalazioni sabbio limose della piana di Palermo; da mediamente ad altamente permeabili per porosità primaria, e secondaria dovuta a fessurazioni a fenomeni di dissoluzione dovuti a processi carsici.

 Depositi alluvionali geologicamente recenti caratterizzati da sedimenti granulometricamente eterogenei e polimittici ad andamento stratigrafico caotico o lenticolare, da sciolti a scarsamente addensati. Permeabilità media dovuta a scarso addensamento e alla matrice sabbiosa dei sedimenti.

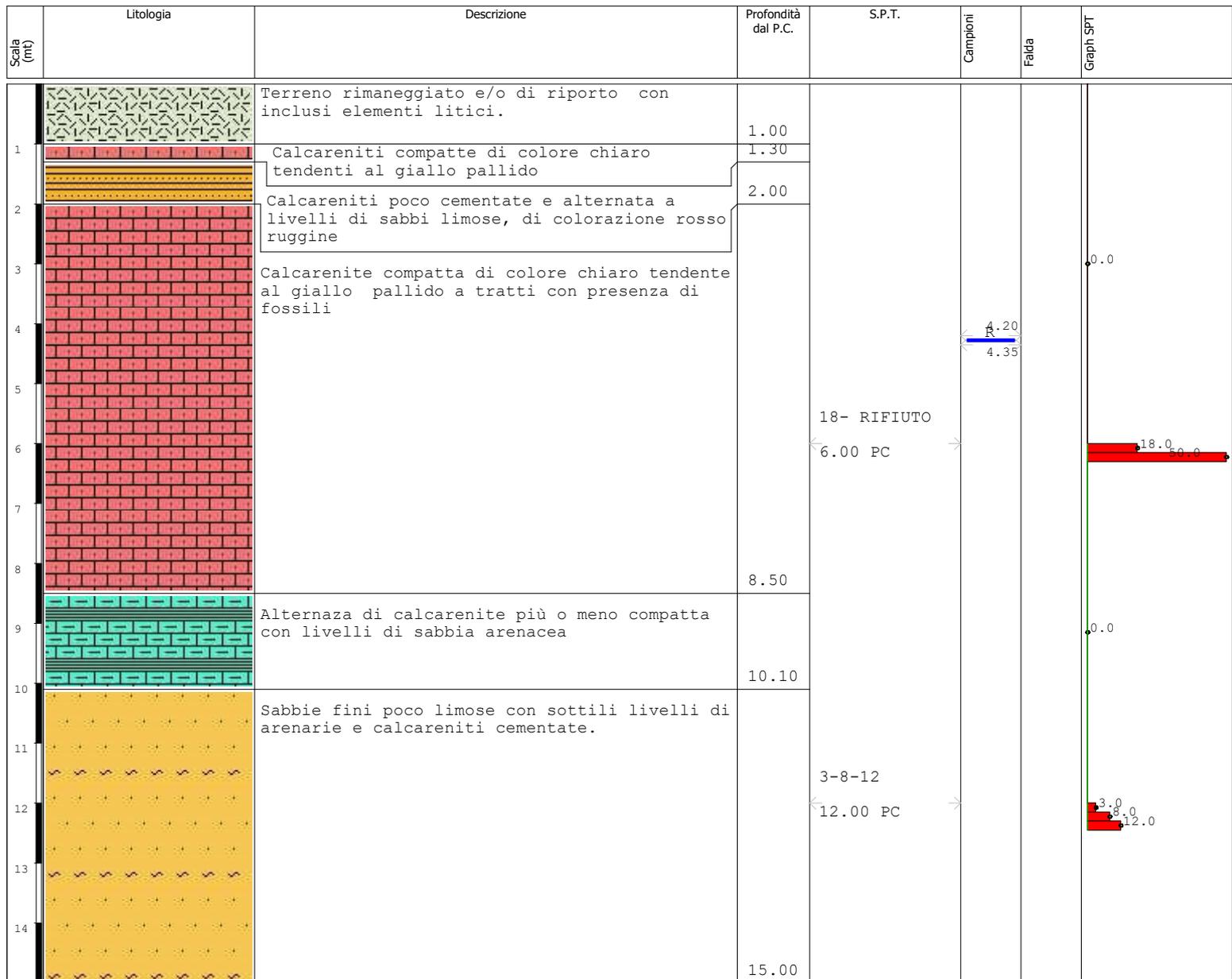
0 100 200 m



COLONNA LITOSTRATIGRAFICA SONDAGGIO S1

Variante di destinazione urbanistica area compresa tra le vie G. Sunseri
Corso Calatafimi, Via Pindemonte

Committente Società Costruzioni Generali Vena-Calistro s.r.l.	Profondità raggiunta 15	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina
Operatore Paolino Messina	Indagine	Note1		Inizio/Fine Esecuzione
Responsabile	Sondaggio S1	Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonda	Coordinate Lat.- Long.

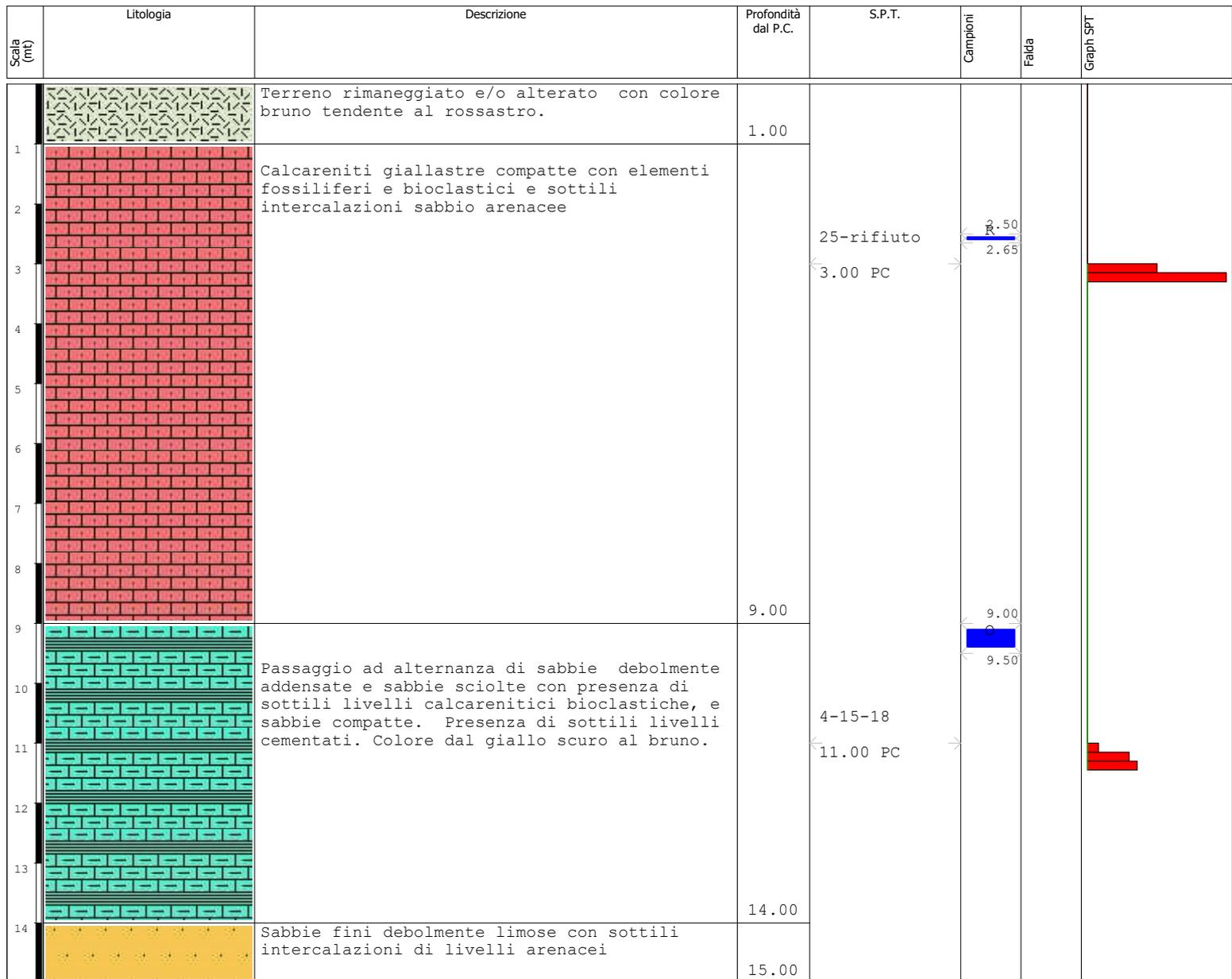


Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
 Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
 Carotaggio: Continuo

COLONNA LITOSTRATIGRAFICA SONDAGGIO S2

Variante di destinazione urbanistica area compresa tra le vie G. Sunseri
Corso Calatafimi, Via Pindemonte

Committente Società costruzioni generali Vena-Calistro S.r.l.	Profondità raggiunta 15	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina
Operatore Paolino Messina	Indagine	Note1		Inizio/Fine Esecuzione
Responsabile	Sondaggio S2	Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonda	Coordinate Lat.- Long.



Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
 Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
 Carotaggio: Continuo

Planimetria area in studio
Scala 1:2000



Legenda

 UBICAZIONE AREA IN STUDIO

0 25 50 m





Legenda

 Area in esame

0 25 50 m



A) all'interno dell'area indicata non sono segnalati rischi di alcun genere con riferimento al Piano Stralcio Per l'assetto idrogeologico.

B) non si è in presenza di morfologie che possano determinare predisposizione a fenomeni di amplificazione sismica di sito in caso di evento tellurico.

C) non si è in presenza di terreni soggetti a fenomeni di liquefazione

D) non sono stati riscontrati segni premonitori di dissesti gravitativi

Per l'area in esame non occorrono particolari prescrizioni geologico tecniche, eccezion fatta per la parametrizzazione puntuale delle singole unità abitative (rilievo sismico e indagini geotecniche puntuali)

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018

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.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

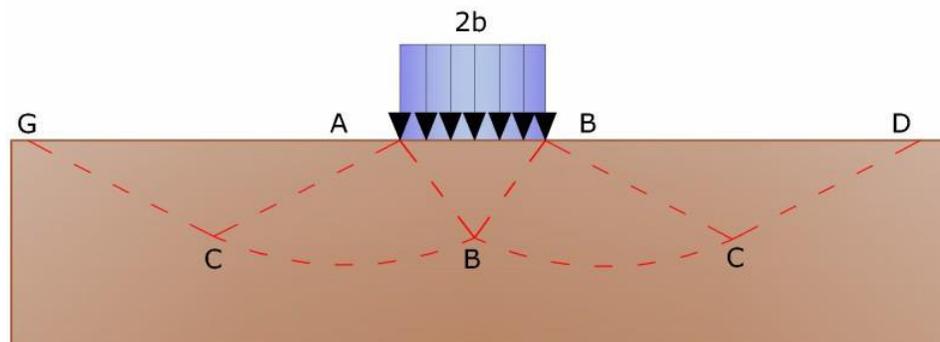
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\pi g \varphi} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi / 2) - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico

limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\phi_{rid} = 2/3 \times tg\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{array}{ll} \text{Carico verticale} & q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} & q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{array}$$

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \phi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \phi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazione a striformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

Formola di Vesic (1975)

La formola di Vesic è analoga alla formola di Hansen, con N_q ed N_c come per la formola di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \times \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formola 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:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

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

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

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H//B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H//L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

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).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ($c = 0$) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B approfondita D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza H non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

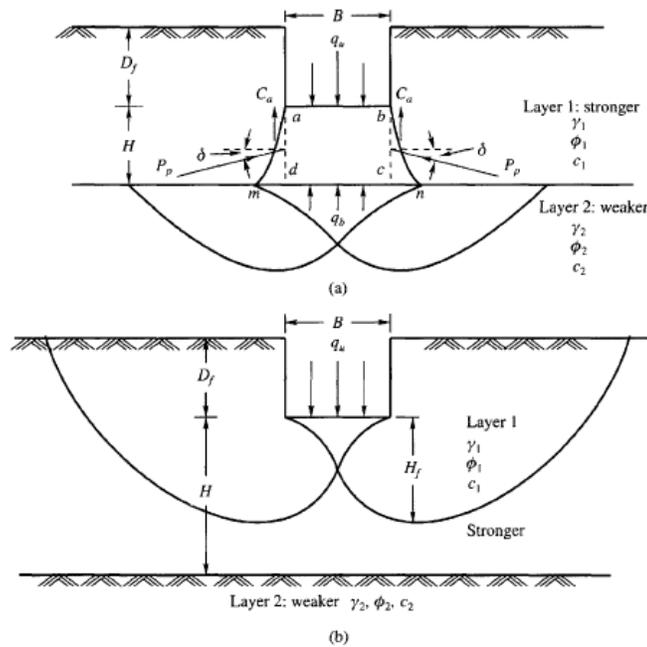


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

$N_{c1}, N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1

$N_{c2}, N_{\gamma2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio ϕ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se q_1 è molto maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

q_b = carico limite nello strato 2

P_p = spinta passiva

C_a = adesione

δ =inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_p$$

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

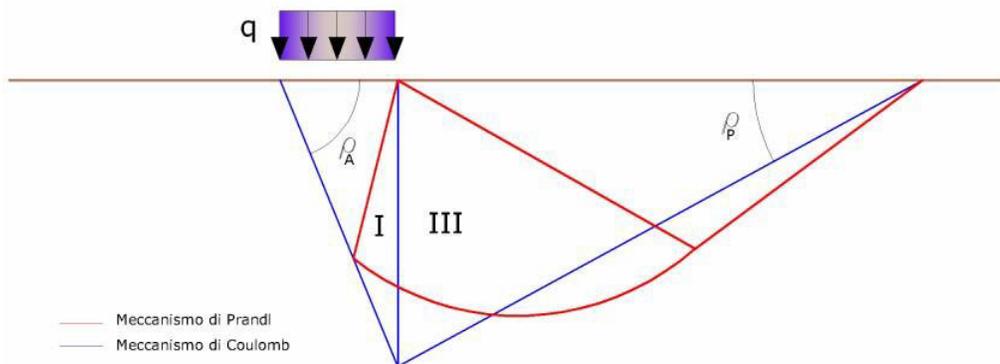
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_L)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

E_d -pressioni agenti alla base della fondazione

R_d -capacità portante di calcolo

γ_{RV} -coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

N_d -azione normale di progetto

$A_{ef} = B_R \cdot L'$ -area ridotta

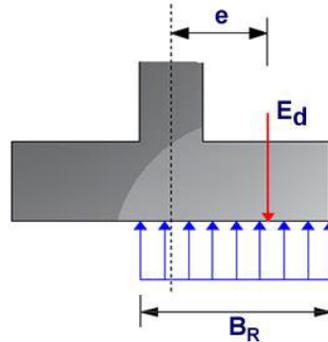
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta $A_{ef}=B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

$e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

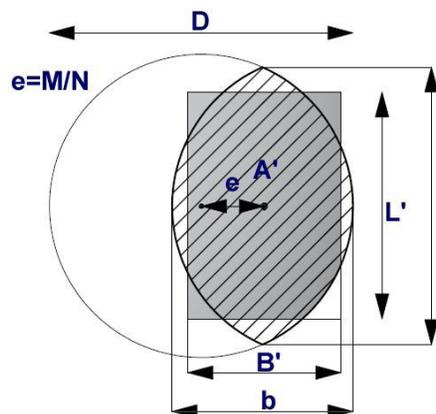
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico

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.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg e Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

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 :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

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:

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

- 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).

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

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

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

- q_0 Intensità della pressione di contatto
 B' Minima dimensione dell'area reagente,
 E e μ Parametri elastici del terreno.
 I_1 Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in

funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox* (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDMETRICI

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 ricompressione;
- 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 E' l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α E' 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.

CEDIMENTI di Schmertmann

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z E' un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{zmax} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo **E** viene assunto pari a **2.5 q_c** per fondazioni circolari o quadrate e a **3.5 q_c** per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di **L/B**.

Il termine **q_c** che interviene nella determinazione di **E** rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti **C_1** e **C_2** sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione **t** rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' Pressione efficace lorda;

σ'_{v0} Tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B Larghezza della fondazione;

I_c Indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t Fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Normativa	D.M. 88/96
Larghezza fondazione	0.7 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	0.9 m

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. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
10.0	18.5	20.0	35.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	127.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	A2+M2+R2	127.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	Sisma	127.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	127.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	127.57	0.00	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	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	382.72 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	212.62 kN/m ²
Tensione [Ed]	127.57 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
 Costante di Winkler 15308.92 kN/m³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	33.92
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
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]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	809.06 kN/m ²
Resistenza di progetto	809.06 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	41.44
Fattore [Nc]	57.75
Fattore [Ng]	42.43
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	964.73 kN/m ²
Resistenza di progetto	964.73 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	37.15
Fattore forma [Sc]	1.09
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.04
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	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	829.17 kN/m ²
Resistenza di progetto	829.17 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	48.03
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 forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
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]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	896.14 kN/m ²
Resistenza di progetto	896.14 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	45.23
Fattore forma [Sc]	1.07
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.0
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 [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]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	874.08 kN/m ²
Resistenza di progetto	874.08 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	10.18

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb) 185.0 kN/m²

Carico limite strato 1 (qt) 689.87 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 2125.17 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 1.16

Rapporto (q1/q2) 0.0

Carico limite	689.87 kN/m ²
Resistenza di progetto	689.87 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.92
Fattore [Nc]	28.42
Fattore [Ng]	13.38
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
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]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	382.72 kN/m ²
Resistenza di progetto	212.62 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20.58
Fattore [Nc]	34.96
Fattore [Ng]	17.92
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	458.78 kN/m ²
Resistenza di progetto	254.88 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.92
Fattore [Nc]	28.42
Fattore [Ng]	13.82
Fattore forma [Sc]	1.07
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.0

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.03
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	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	383.83 kN/m ²
Resistenza di progetto	213.24 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.92
Fattore [Nc]	28.42
Fattore [Ng]	20.08
Fattore forma [Sc]	1.07
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
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]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	424.08 kN/m ²
Resistenza di progetto	235.6 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.92
Fattore [Nc]	28.42
Fattore [Ng]	17.84
Fattore forma [Sc]	1.06
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.06
Fattore profondità [Dq]	1.0
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 [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]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	409.25 kN/m ²
Resistenza di progetto	227.36 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	10.18

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	185.0 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	689.87 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	2125.17 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	1.16
Rapporto (q1/q2)	0.0

Carico limite	689.87 kN/m ²
Resistenza di progetto	383.26 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.92
Fattore [Nc]	28.42
Fattore [Ng]	13.38
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.0

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
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]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	382.72 kN/m ²
Resistenza di progetto	212.62 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20.58
Fattore [Nc]	34.96
Fattore [Ng]	17.92
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	458.78 kN/m ²
Resistenza di progetto	254.88 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.92
Fattore [Nc]	28.42
Fattore [Ng]	13.82
Fattore forma [Sc]	1.07
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.03
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	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	383.83 kN/m ²
Resistenza di progetto	213.24 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	16.92
Fattore [Nc]	28.42
Fattore [Ng]	20.08
Fattore forma [Sc]	1.07
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
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]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	424.08 kN/m ²
Resistenza di progetto	235.6 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	16.92
Fattore [Nc]	28.42
Fattore [Ng]	17.84
Fattore forma [Sc]	1.06
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.06
Fattore profondità [Dq]	1.0
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 [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]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	409.25 kN/m ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto 227.36 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

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

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 33.3

Fattore [Nc] 46.12

Fattore [Ng] 10.18

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 185.0 kN/m²

Carico limite strato 1 (qt) 689.87 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 2125.17 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 1.16

Rapporto (q1/q2) 0.0

=====

Carico limite 689.87 kN/m²

Resistenza di progetto 383.26 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Indice

1.DATI GENERALI	20
2.STRATIGRAFIA TERRENO	20
3.Carichi di progetto agenti sulla fondazione	20
4.Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	20
5.Carico limite verticale	20
6.Carico limite verticale...A1+M1+R1	21
6.1.HANSEN (1970) (A1+M1+R1)	21
6.2.TERZAGHI (1955) (A1+M1+R1)	21
6.3.MEYERHOF (1963) (A1+M1+R1)	21
6.4.VESIC (1975) (A1+M1+R1)	22
6.5.Brinch - Hansen 1970 (A1+M1+R1)	22
6.6.Meyerhof and Hanna (1978) (A1+M1+R1)	23
7.Carico limite verticale...A2+M2+R2	23
7.1.HANSEN (1970) (A2+M2+R2)	23
7.2.TERZAGHI (1955) (A2+M2+R2)	24
7.3.MEYERHOF (1963) (A2+M2+R2)	24
7.4.VESIC (1975) (A2+M2+R2)	25
7.5.Brinch - Hansen 1970 (A2+M2+R2)	25
7.6.Meyerhof and Hanna (1978) (A2+M2+R2)	26
8.Carico limite verticale...Sisma	26
8.1.HANSEN (1970) (Sisma)	26
8.2.TERZAGHI (1955) (Sisma)	27
8.3.MEYERHOF (1963) (Sisma)	27
8.4.VESIC (1975) (Sisma)	28
8.5.Brinch - Hansen 1970 (Sisma)	28
8.6.Meyerhof and Hanna (1978) (Sisma)	29
Indice	30