



Comune di Santa Sofia d'Epiro

Provincia di Cosenza

Lavori di adeguamento strutturale e antisismico - D.P.C.M. 8 luglio 2014 -

Scuola elementare e materna, Piazza S. Attanasio

Codice edificio: 0781330686

Progetto esecutivo



R.U.P.

Ing. Francesco Giorgio

PROGETTISTI

Arch. Giulio Cesare Guccione

Ing. Michele Leone

COLLABORATORE

Ing. Tania Armentano

STRUTTURALE

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

ST.03

SOMMARIO

1. Premessa.....	2
2. Normativa di riferimento.....	2
3. Indagini in situ.....	3
4. Modello geotecnico e sismico di riferimento.....	3
4.1 Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni.....	3
4.1.1 Prove SPT.....	3
4.2 Caratterizzazione Sismica.....	7
4.2.1 Masw – Analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh.....	7
4.2.2 Stendimenti di sismica a rifrazione.....	9
4.2.3 Prova Down-Hole.....	9
5. Azione Sismica di Progetto.....	11
5.1 Stati limite e relative probabilità di superamento.....	11
5.1.1 Categoria di sottosuolo.....	12
5.1.2 Condizioni topografiche.....	13
6. Modellazione del terreno di fondazione.....	14
7. Calcolo Carico Limite del terreno di fondazione.....	14
8. Verifiche Sismiche sulle Fondazioni.....	17

1. PREMESSA

Lo scopo degli interventi di previsione progettuale è quello di ottenere la riduzione delle condizioni di pericolosità dell'area.

Il presente studio è stato redatto secondo lo schema seguente:

- Rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio;
- Analisi lito-stratigrafica, geomeccanica e sismica degli affioramenti, desunte dalle indagini geognostiche dirette;
- Predisposizione del modello geotecnico di riferimento.

La caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito di interesse è stata dedotta da specifiche indagini e prove in situ ed in laboratorio.

Per definire la stratigrafia di progetto dei terreni e per acquisire i parametri fisico-meccanici è stata condotta sull'area interessata dall'intervento di progetto una campagna di indagini definita a seguito di un attento sopralluogo più ampiamente descritta nella relazione geologica.

L'insieme delle indagini ha consentito di pervenire ad una caratterizzazione geomeccanica del volume significativo dei terreni e di verificare il loro assetto stratigrafico e tettonico-strutturale, i caratteri ed i fenomeni geomorfologici, la loro prevedibile evoluzione nel tempo e lo schema della circolazione idrica nel sottosuolo. Metodi e risultati delle indagini sono esposti e commentati nella relazione geologica.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17/01/2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare n. 617 del 02/02/2009, “Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- D.M. 11/03/1988 e circolari – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Ordinanza P.C.M. n. 3272 del 20/03/2003 e s.m.i – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.”
- Legge n. 64 del 20/02/1974 e s.m.i. – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) – (ai sensi dell'art. 1- bis della L.365/2000, dell'art. 17 Legge 18 maggio 1989 n. 183, dell'art. 1 Legge 3 agosto 1998 n. 267) **NORME DI ATTUAZIONE E MISURA DI SALVAGUARDIA** Testo aggiornato con Delibera del C.I. n. 27 del 02/08/2011.
- Leggi regionali in materia di pianificazione e di vincolo idrogeologico.

Questa relazione, pertanto, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte è finalizzata alla costruzione del modello geotecnico.

3. INDAGINI IN SITU

Sull'area di studio, al fine di approfondire le conoscenze dedotte dalla letteratura e dalla campagna di rilevamento geologico effettuato, sono state eseguite delle indagini geognostiche.

Tale campagna di indagine geognostica ha consentito la ricostruzione della successione stratigrafica dei litotipi al di sotto del piano campagna fino alla profondità di interesse progettuale e di fornire una valutazione qualitativa e quantitativa dei terreni lungo la verticale esplorata.

Tale campagna di indagini ha portato all'esecuzione delle seguenti prove:

- N° 1 Sondaggio a carotaggio continuo fino a 35 m di profondità dal p.c. attrezzato per la prova Down-Hole;
- N° 3 prove SPT eseguite nei fori di sondaggio;
- N° 2 prelievi di campione indisturbato analizzati in laboratorio con esame tipo identificazione, analisi granulometrica, determinazione dei limiti di Atterberg, prova di taglio diretto CD e prova edometrica;
- N° 1 prova geofisica Down-Hole fino a 32 m di profondità dal p.c. con acquisizione ogni metro;
- N° 2 stendimenti di sismica a rifrazione;
- N° 1 stendimento di sismica tipo MASW;
- N° 4 Prove penetrometriche dinamiche medie DPSH.

4. MODELLO GEOTECNICO E SISMICO DI RIFERIMENTO

4.1 CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEI TERRENI

Per caratterizzare geo meccanicamente i terreni di interesse progettuale sono state eseguite delle prove di laboratorio su dei campioni indisturbati e delle prove in foro SPT (Standard Penetration Test).

4.1.1 Prove SPT

La prova consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica metallica, collegata ad un asta di acciaio prolungabile con l'aggiunta di successive aste, di dimensioni standard, infissa verticalmente nel terreno per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di dato peso. Le informazioni fornite dalla prova sono di tipo continuo, poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione. Si contano il numero di colpi necessari alla penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita.

Le prove penetrometriche dinamiche continue possono essere realizzate secondo diversi standard in funzione delle combinazioni dei parametri adottati quali:

- massa del maglio (10 ÷ 100 kg)
- altezza di caduta (200 ÷ 760 mm)
- diametro della punta (22 ÷ 63 mm)
- forma della punta (angolo di apertura 60° – 90°, prolungamento alla base del cono)
- diametro esterno delle aste (16 ÷ 45 mm)
- penetrazione di riferimento (100 ÷ 300 mm)

metodo per eliminare o ridurre l'attrito laterale lungo le aste (rivestimento, fango attraverso le aste, diametro punta > diametro aste).

Le caratteristiche dell'attrezzatura e le modalità esecutive sono state standardizzate nelle Procedure internazionali di Riferimento elaborate dall' ISSMFEE che contempla ben quattro tipi di penetrometro sulla base della massa del maglio:

TIPO	Sigla di riferimento	Massa battente M (kg)
Leggero	DPL (light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (heavy)	$40 < M < 60$
Super pesante	DPSH (super heavy)	$M \geq 60$

TABELLA 1 – TIPOLOGIE DI PENETROMETRI

Le prove penetrometriche vengono eseguite allo scopo di conoscere la resistenza alla punta dei terreni attraversati, nonché elementi inerenti allo stato di addensamento, indicazioni sulla capacità portante, pressioni ammissibili, cedimenti differenziali e parametri geotecnici.

La prova SPT si esegue durante la perforazione. Consiste nel registrare il numero di colpi necessari per far penetrare di 45 cm nel terreno a fondo foro un tubo campionario di dimensioni standard, collegato alla superficie mediante batteria di aste in testa alle quali agisce un maglio del peso di 63.5 kg che cade liberamente da un'altezza di 0.76 m.

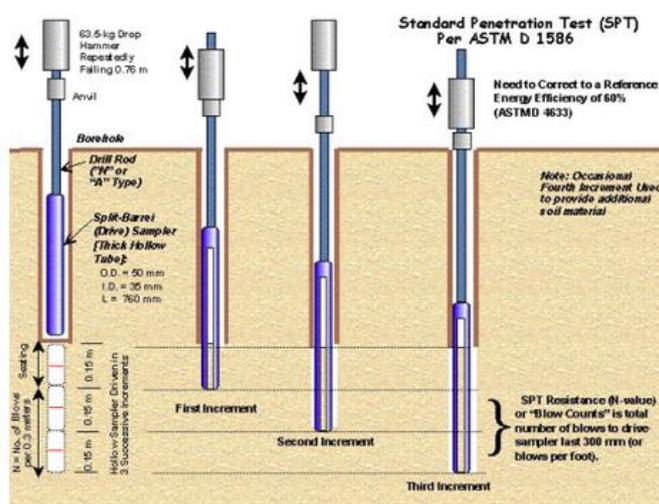


FIGURA 1 – PROVA SPT

Durante la prova si misura:

- N1 = numero di colpi di maglio necessari a provocare l'avanzamento del campionatore per i primi 15 cm, assunti come tratto di "avviamento";
- N2 = numero di colpi che provoca la penetrazione del campionatore nei successivi 15 cm;
- N3 = numero di colpi necessari per gli ultimi 15 cm di avanzamento.

Si assume come resistenza alla penetrazione il valore:

$$\text{NSPT} = \text{N2} + \text{N3}$$

Si utilizzano le seguenti attrezzature standard:

- Aste d'infissione del diametro esterno 50 mm e peso di 7 kg/m;
- testa di battuta di acciaio avvitata sulle aste;
- maglio di acciaio di 63.5 kg;
- dispositivo automatico che consente la caduta del maglio da un'altezza di 0.76 m;
- centratore di guida per le aste fra la testa di battuta e il piano campagna.
- campionatore standard (detto Raymond dalla società che lo ha introdotto per prima). Si tratta di un tubo carotiere avente diametro esterno di 51 mm, spessore 16 mm e lunghezza complessiva comprendente scarpa e raccordo alle aste di 813 mm.
- nei terreni ghiaiosi la scarpa del carotiere viene sostituita da una punta conica di diametro 51 mm, angolo 60°.

Il campionatore Raymond consta di un tubo diviso longitudinalmente a metà; i due semi tubi sono tenuti insieme, durante l'infissione, da una scarpa tagliente avvitata alla base e da un anello in testa. Alla fine della prova si svita la scarpa, il carotiere si apre in due permettendo di estrarre il campione di terreno.

La sua vasta diffusione è dovuta principalmente alla facilità di realizzazione, potendo essere eseguita in qualunque tipo di terreno direttamente durante il sondaggio, senza l'adozione di attrezzature supplementari; il suo uso in tutto il mondo ha portato alla produzione di una abbondante bibliografia che rende agevole l'interpretazione dei risultati ottenuti.

Vi sono numerose correlazioni tra la resistenza alla penetrazione (NSPT) e i parametri geotecnici dei terreni sia granulari che coesivi.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

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

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

I risultati delle prove penetrometriche sono correlati indirettamente ai parametri di resistenza al taglio del terreno mediante relazioni più o meno supportate da dati sperimentali e reperibili nella letteratura scientifica.

Di seguito si riportano sinteticamente la colonna stratigrafica con i principali parametri geotecnici:

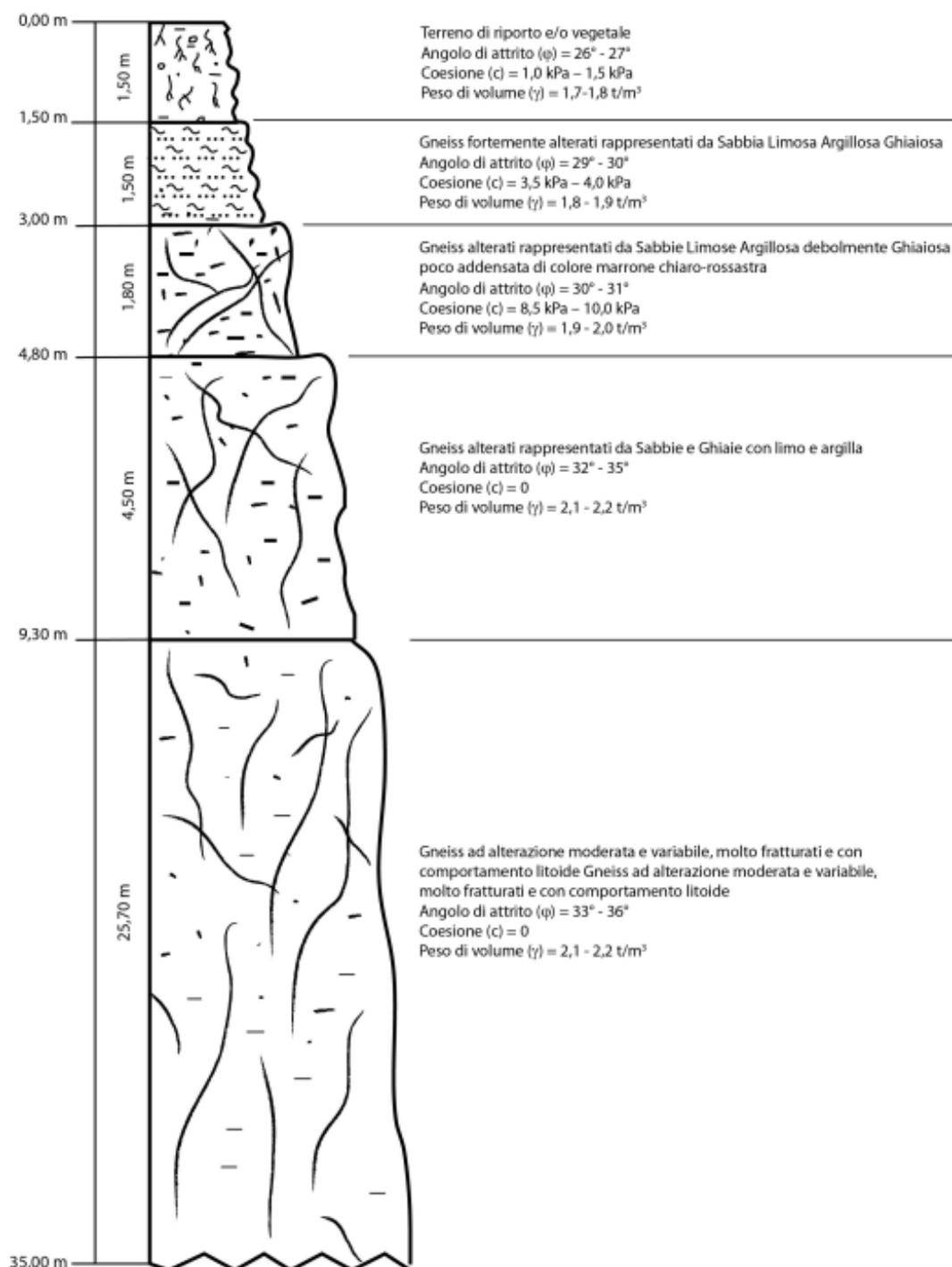


FIGURA 2 – PROFILO STRATIGRAFICO OTTENUTO E PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI

4.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

4.2.1 Masw – Analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh

Al fine di classificare sismicamente il suolo dell'area d'interesse, in ottemperanza alla vigente normativa antisismica, è stata eseguita una prova sismica di tipo M.A.S.W., che determina la velocità delle onde di taglio V_s . Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

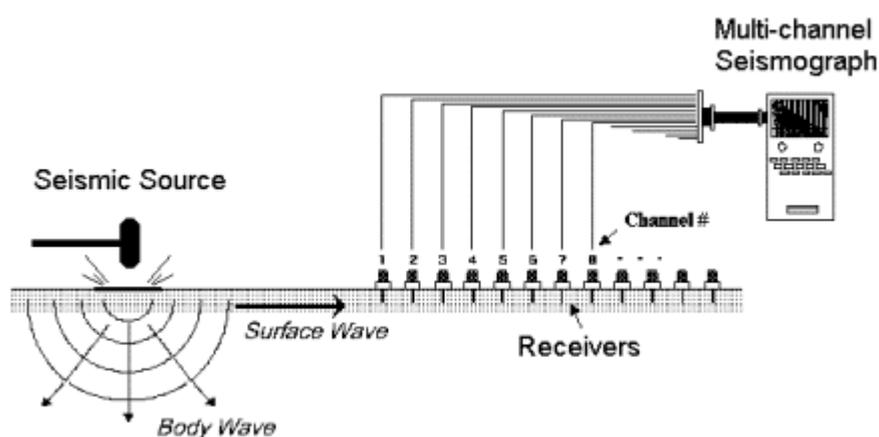


FIGURA 3 – PRINCIPIO DI FUNZIONAMENTO DI UNA PROVA MASW

L'esecuzione di una MASW consiste in:

- Ripetute acquisizioni multicanale dei segnali sismici generati da una sorgente energizzante artificiale (mazza battente su piastra), lungo uno stendimento;
- Estrazione del modo fondamentale dalle curve di dispersione delle velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh;
- Inversione delle curve di dispersione;
- Ricostruzione di una sezione (modello 2D) delle V_s dei terreni con approccio multicanale.

Dai calcoli eseguiti risulta V_{s30} pari a **581,90 m/s**.

Si riporta di seguito il profilo MASW ottenuto:

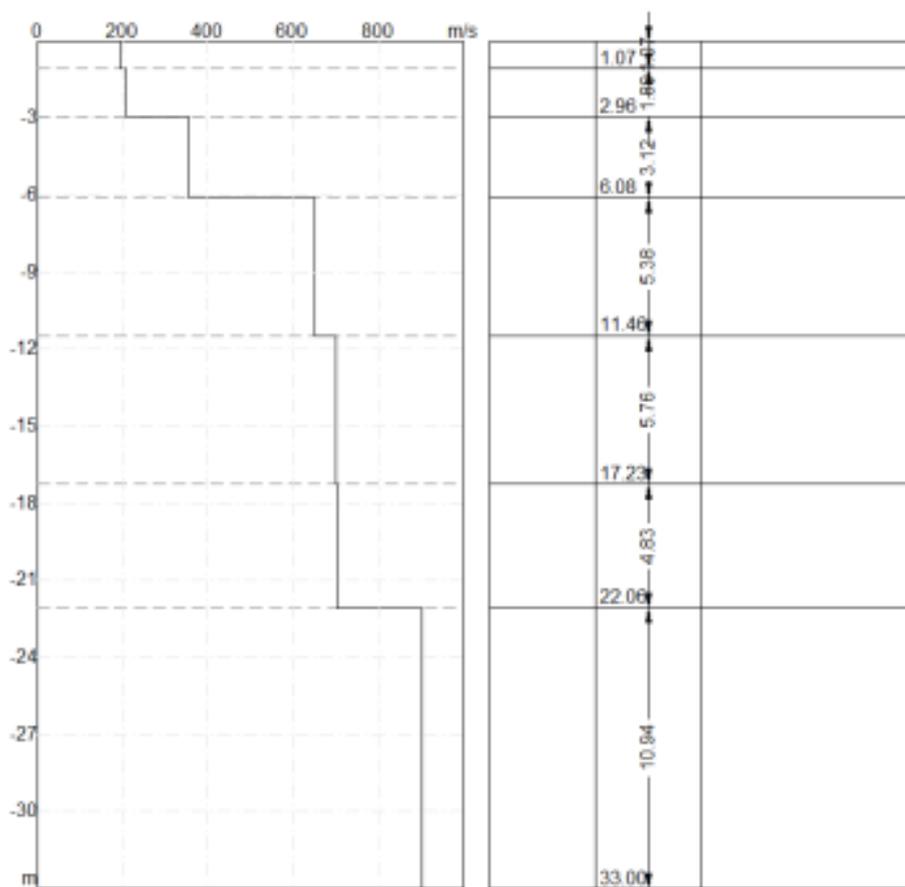
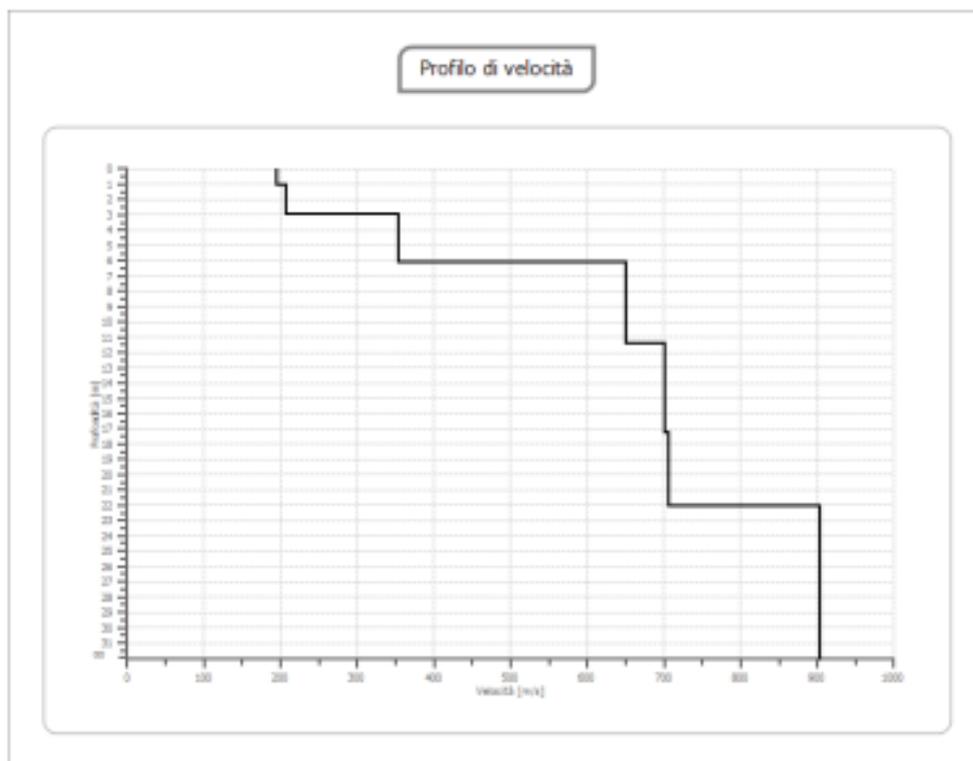


FIGURA 4 – PROFILO MASW

Inoltre, si riportano sinteticamente i dati della prova:

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs,30 [m/sec]	539.66
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	1.00
Vs,30 [m/sec]	581.90
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	1.50
Vs,30 [m/sec]	603.96
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	2.00
Vs,30 [m/sec]	627.44
Categoria del suolo	B

FIGURA 5 – DATI PROVA MASW

4.2.2 Stendimenti di sismica a rifrazione

Per la classificazione del modello geofisico sono state eseguite indagini sismiche a rifrazione con acquisizione delle onde di volume (Vp), in modo da individuare anomalie nella velocità di propagazione delle onde sismiche.

L'acquisizione dei dati è stata effettuata utilizzando:

- Sistema di energizzazione per le onde P costituita da una mazza del peso di 10 kg battente verticalmente su una piastra in acciaio posta direttamente sul pc;
- Sistema di ricezione costituito da geofoni verticali del tipo elettromagnetico a bobina mobile sospesa con frequenza propria (10 Hz);
- Sistema di acquisizione dati con memoria dinamica a 24 bit, cavo sismico telemetrico, notebook PC Windows XP;
- Sistema di trigger costituito da un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui il grave colpisce la base di battuta, consentendo ad un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata e di produrre un impulso che viene inviato ad un sensore collegato al sistema di acquisizione dati.

4.2.3 Prova Down-Hole

Nell'ultimo ventennio le prospezioni sismiche in foro hanno avuto un rapido sviluppo ed un pregevole riconoscimento tecnico-scientifico nei settori di intervento in cui è necessario caratterizzare i suoli sia fisicamente sia dinamicamente.

La metodologia down-hole, come le altre tecniche di sismica in foro, ha il vantaggio di non avere come condizione che la velocità aumenti con la profondità (es. sismica di rifrazione superficiale), giacché i tempi d'arrivo delle onde elastiche vengono valutati via via che queste ultime penetrano negli strati più profondi del terreno.

Nella tecnica di indagine Down-Hole, (DH), si installa in superficie una sorgente ad impulsi verticali e/o orizzontali e nel foro di misura con uno o più ricevitori a distanza nota ed opportunamente orientati, il tempo di arrivo delle varie fasi P od S mediante diverse tecniche di analisi (figura).

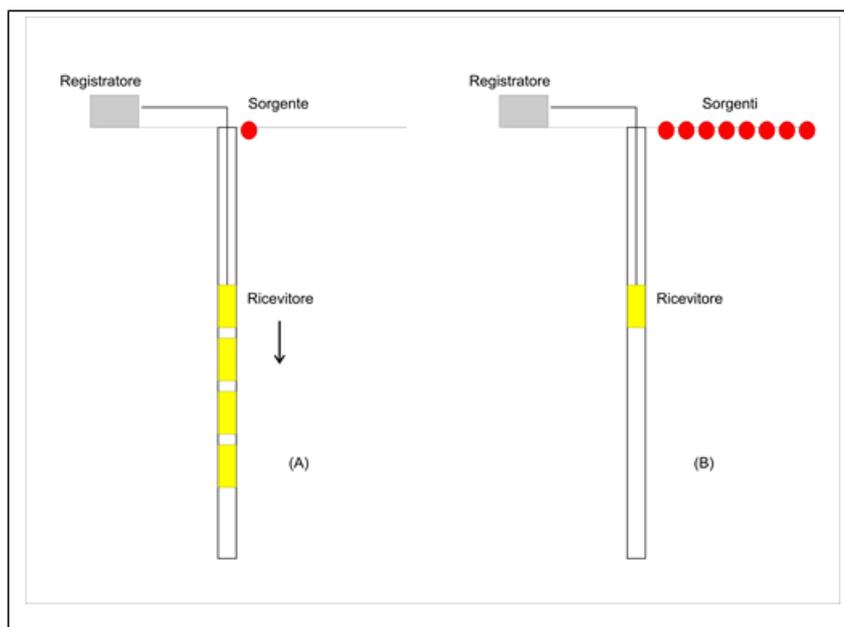


FIGURA 6 – SCHEMA DI ACQUISIZIONE NELL'INDAGINE DOWN-HOLE

È possibile spostare la sorgente dalla verticale del foro di 3-5 metri per attenuare l'effetto delle onde di tubo (Figura 1B).

L'impulso alla sorgente produce lungo la direzione di propagazione verticale prevalentemente onde longitudinali P se la battuta è effettuata verticalmente sulla piastra mentre produce impulsi prevalentemente orizzontali e quindi onde di taglio polarizzate orizzontalmente (le cosiddette onde SH) se vengono effettuate battute parallele al terreno di superficie. L'arrivo è registrato dai geofoni, alle diverse profondità in cui sono posizionati. I geofoni vengono bloccati nel foro mediante sistemi ad aria compressa o idraulici.

La velocità delle onde P, ovvero il rapporto tra il tempo di arrivo delle onde al geofono e la distanza di che separa la sorgente dal ricevitore, si rileva mediante il picking del primo arrivo.

Quindi la misurazione dei tempi di arrivo delle onde P è relativamente semplice. Per le onde di taglio (SH), invece, la situazione è abbastanza diversa in quanto essendo più lente delle onde di compressione P, la loro rilevazione deve essere fatta mediante l'ausilio di procedure che prevedono già dalla fase di acquisizione particolari accorgimenti.

Le procedure di interpretazione convenzionali permettono di determinare la velocità delle onde di taglio Vs dalla conoscenza della lunghezza e del tempo di percorrenza del percorso sorgente-ricevitore o del percorso tra coppie di ricevitori. In generale, le onde di taglio viaggiano attraverso strati di terreno di diversa rigidità. Il tempo di viaggio misurato è quello necessario per attraversare l'insieme dei diversi strati, ognuno caratterizzato dalla propria velocità di propagazione. A rigore anche la lunghezza del percorso di propagazione è influenzata dalla presenza di strati con rigidità diversa.

5. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Ai sensi della normativa in materia, D.M. 17/01/2018 – “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla Pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi purché correttamente commisurati alla pericolosità del sito. Nel caso in esame, poiché gli accelerogrammi calcolati risultano più bassi rispetto a quelli di Normativa, a vantaggio di sicurezza si utilizzeranno gli spettri forniti dalla stessa. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna della probabilità di superamento di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori a_g , F_0 e T_c^* sono riportati nell'allegato B delle NTC; di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno T_R , per l'intero territorio nazionale. Si riportano inoltre, in corrispondenza di ciascun valore di T_R , i relativi intervalli di confidenza al 95% valutati con riferimento ad una distribuzione *Log- normale*, per fornire una misura della loro variabilità sul territorio.

Nel caso di costruzioni di notevoli dimensioni, va considerata l'azione sismica più sfavorevole calcolata sull'intero sito ove sorge la costruzione e, ove fosse necessario, la variabilità del moto.

5.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato limite di operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di

rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti valori della probabilità di superamento PVR pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento VR proprio della costruzione considerata, consentendo di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento VR della costruzione, ottenuto come prodotto tra la vita nominale VN fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso Cu che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade. Si ricava poi, per ciascun stato limite e relativa probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR, il periodo di ritorno T_R del sisma.

5.1.1 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (vedi Tabella riassuntiva classificazione del tipo di suolo secondo la normativa sismica O.P.C.M. n.3274/2003).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{S30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali,

tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni naturali, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2. II – NTC 2018

TABELLA 2 – CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

5.1.2 Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

Tabella 3.2.III – NTC 2018

TABELLA 3 – CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le su esposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

In definitiva, come risulta dalle indagini e dal rilevamento sul campo, sul sito di intervento è presente un profilo stratigrafico riconducibile ai seguenti parametri:

- Categoria di Sottosuolo B
- Categoria Topografica T1 (0 – 10 °)
- Classe d'uso III

6. MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel modello strutturale di calcolo l'interazione suolo-struttura è stata considerata schematizzando il terreno come un letto di molle elastiche indipendenti (modello alla Winkler). Le interazioni terreno-struttura sono state contemplate nel modello di calcolo strutturale mediante elementi finiti specifici costituiti da travi su suolo elastico. Le travi di fondazione sono trattate dal programma come graticcio di travi elastiche su suolo elastico alla Winkler. Nell'analisi viene assunto un coefficiente di rigidezza di Winkler variabile da elemento ad elemento in funzione delle dimensioni di base. La mesh di ciascun campo platea viene ottenuta mediante discretizzazione in elementi finiti triangolari. La costante elastica nominale di Winkler k_w esprime il rapporto fra carico applicato sul terreno e cedimento associato.

$$k_c = k_w \left(\frac{B + b}{2B} \right)^2$$

essendo:

- k_w la costante elastica nominale di Winkler;
- B la larghezza di base della sezione della trave;
- b il lato della piastra di carico usata per la determinazione di k_w (assunta pari a 30 cm).

7. CALCOLO CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Gli involuipi delle tensioni sul terreno e la conseguente verifica della capacità portante sono eseguiti per gli stati limite ultimi (SLU), seguendo l'Approccio 2, convenzionalmente indicato nella normativa con la sigla A1+M1+R3 [punto 6.4.2.1], in cui A1 rappresenta i coefficienti di combinazione delle azioni (pari a quelli considerati nel progetto strutturale), M1 i coefficienti di sicurezza sui parametri geotecnici (assunti col valore unitario) ed R3 il coefficiente parziale di sicurezza sulla capacità portante (per il quale si indica il valore 2.3).

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti:

Dati di input generale e geometria fondazione			
Teoria statica: BR. HANSEN (1970)	Considera azioni sismiche:	SI	Teoria: PAOLUCCI & PECKER (cinematica)
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	0.80 m	[L] Lunghezza (dir x): 1.00 m
			[D] Profondità (dir z): 1.00 m

[h] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°	[b] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	0.00 kg/cm ²	Profondità falda dal piano di campagna:	-100.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO	Condizione di verifica:	DRENATA

Dati sismici

Latitudine (deg):	39.547	Longitudine (deg):	16.330	Categoria del terreno:	B
Stato limite:	SLV	Vita nominale (anni):	50	Opera ordinaria	
Classe d'uso:	III	c _u :	1.50	Tempo ritorno sisma (anni):	712
Categoria topografica: T1: Pianura o pendii con i<=15°				Fattore topografico S _t :	1.00
a _g (g/10):	3.225	F ₀ :	2.458	T* _c (s):	0.382
Amplif. stratigr. S _s :	1.08	Fattore riduz. b:	0.28	Considera fattore b:	SI
Sisma orizz. k _{hk} :	0.098	Sisma vert. k _v :	0.175	Sisma orizz. k _{ht} :	0.349

Stratigrafia del terreno

N.	y _{nat}	y _{sat}	j	c'	c _u	H _{str}	E _{ed}	D _r
1	1.70	1.70	26.0	0.01	0.00	1.50	0.00	0.00
2	1.80	1.80	29.0	0.04	0.00	1.50	0.00	0.00
3	1.90	8.50	30.0	0.09	0.00	1.80	0.00	0.00
4	2.10	2.10	32.0	0.00	0.00	4.50	0.00	0.00
5	2.10	2.10	33.0	0.00	0.00	25.70	0.00	0.00

Legenda

N.	: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
y _{nat}	: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m ³)
y _{sat}	: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m ³)
j	: angolo d'attrito interno (deg)
c'	: Coesione drenata (kg/cm ²)
c _u	: Coesione non drenata (kg/cm ²)
H _{str}	: Spessore dello strato (m)
E _{ed}	: Modulo edometrico (kg/cm ²)
D _r	: Densità relativa

Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 1.00 m e 2.60 m

y	j	c'	c _u	E _{ed}	D _r
1.77	28.1	0.03		0.00	0.00

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot y \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y \cdot p_y \cdot e_y \quad Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(j)$$

$$N_q = e^{p \cdot \tan(j)} \cdot \tan^2(p/4 + j/2)$$

$$N_y = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(j)$$

Fattori di forma (Direzione B - Set B)

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(j)$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot i_{yB} \cdot B' / L' - \text{not effective if } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(j) \cdot (1 - \sin(j))^2 \quad D < B' \quad K = D/B', \quad D > B' \quad K = \arctan(D/B')$$

$$d_{yB} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(j)))^5$$

$$i_{yB} = (1 - (0.7 - n / 7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(j)))^5$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_q \cdot (1 - b_q) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot h \cdot \tan(j)} - h \text{ angolo inclinazione base}$$

Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(b))^5 - b \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$b_y = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\beta)}$$

$$g_y = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - b \text{ angolo inclinazione pendio}$$

Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cl} = s_{ql} \cdot (1 - s_{ql}) / (N_q - 1)$$

$$s_{ql} = 1 + i_{ql} \cdot L' / B' \cdot \sin(\beta)$$

$$s_{yl} = 1 - 0.4 \cdot i_{yl} \cdot L' / B' - \text{da non considerare se } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cl} = \frac{d_{ql} \cdot (1 - d_{ql})}{(N_q - 1)}$$

$$d_{ql} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\beta) \cdot (1 - \sin(\beta))^2 \quad D < L' \quad K = D/L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D/L')$$

$$d_{yl} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cl} = i_{ql} \cdot (1 - i_{ql}) / (N_q - 1)$$

$$i_{ql} = (1 - 0.5 \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\beta)))^5$$

$$i_{yl} = (1 - (0.7 - h / 7.853816) \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\beta)))^5$$

Fattori di punzonamento

$$p_c = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

$$p_q = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

$$p_y = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

Fattori riduttivi per sisma

$$e_c = 1 - 0.36 \cdot k_{hk}$$

$$e_q = (1 - k_{hk} / \tan(\beta))^{0.35}$$

$$e_y = (1 - k_{hk} / \tan(\beta))^{0.35}$$

q': pressione litostatica alla profondità D (1.00 m) di imposta fondazione: 0.17 kg/cm²

I valori di γ , j , c' sono i parametri geotecnici di calcolo del terreno equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B', L': Dimensioni efficaci della fondazione (B' = B - 2 · M_x/N - L' = L - 2 · M_y/N) (se B' > L' le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

p: valore di phi greco (3.14159...)

Se $s_{cB} \cdot d_{cB} \cdot i_{cB} < s_{cl} \cdot d_{cl} \cdot i_{cl}$, nel primo e nel secondo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati i fattori del Set L.

Se $i_{yB} \cdot B' < i_{yl} \cdot L'$ nel terzo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati quelli del Set L, e nel terzo termine il valore di B' è scambiato con L'

Verifiche a scorrimento

$$H = \text{rad}q(V_x^2 + V_y^2) - \text{forza di scorrimento}$$

$$R_{\text{scorr}} = N' \cdot \tan(\beta \cdot j) / g_m + a \cdot c' \cdot B' \cdot L' - \text{resistenza allo scorrimento}$$

$$b = 1.00 - b \cdot j; \text{angolo di attrito fondazione-terreno}$$

$$g_m = 1.25 - \text{fattore parziale di sicurezza applicato a } \tan(\beta \cdot j)$$

$$a = 0.00 - \text{fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione}$$

$$N' = N \cdot \cos(\alpha) + V_y \cdot \sin(\alpha) - V'_y = N \cdot \sin(\alpha) + V_x \cdot \cos(\alpha) - a \text{ angolo inclinazione base fondazione}$$

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

N _c =	25.961	N _q =	14.850	N _y =	11.084
c'	0.03 kg/cm ²	q	0.17 kg/cm ²	γ	1.77 t/m ³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Combinazione di carico: 1 - statica

N (kg)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kg)	V _y (kg)
--------	----------------------	----------------------	---------------------	---------------------

Riferimento globale B'=0.80 m

Riferimento locale L'=1.00 m

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.404	1.287		1.000	1.000			1.807
q	1.377	1.268		1.000	1.000			1.745
y	0.680	1.000		1.000	1.000			0.680
q_{ult}=	6.38 kg/cm²		Q_{ult}=51006.23 kg					
H=	0.00 kg		R=Q_{ult}/N = Infinito > R3=2.3					
			R_{scorr}= 80.00 kg					
			R=R_{scorr}/H= Infinito > R3=1.1					

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

N _c =	25.961	N _q =	14.850	N _y =	11.084
c'= kg/cm ²	0.03	q= kg/cm ²	0.17	y= t/m ³	1.77

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Combinazione di carico: 1 - sismica

N (kg)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kg)	V _y (kg)				
					Riferimento globale	B'=0.80 m		
					Riferimento locale	L'=1.00 m		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali	
c	1.404	1.287	1.000	1.000		0.965	1.743	
q	1.377	1.268	1.000	1.000		0.931	1.626	
y	0.680	1.000	1.000	1.000		0.931	0.633	
q_{ult}=	5.99 kg/cm²		Q_{ult}=47891.22 kg					
H=	0.00 kg		R=Q_{ult}/N = Infinito > R3=2.3					
			R_{scorr}= 0.00 kg					
			R=R_{scorr}/H= Infinito > R3=1.1					

Il carico limite ottenuto dai calcoli effettuati risulta essere pari a 5,99 kg/cm².

8. VERIFICHE SISMICHE SULLE FONDAZIONI

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 forniscono indicazioni dettagliate sulla valutazione della sicurezza e sulla verifica del sistema di fondazione.

In particolare, nel *Paragrafo 8.3. Valutazione della sicurezza*, si specifica che per valutazione della sicurezza di una struttura esistente si intende un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

Nello specifico, che la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Nel caso in esame, non sussiste nessuna delle condizioni indicate dalla normativa, per cui la verifica sulle fondazioni non è obbligatoria e non è stata, dunque, effettuata.

I tecnici