



COMUNE DI MARGHERITA DI SAVOIA

Committente:

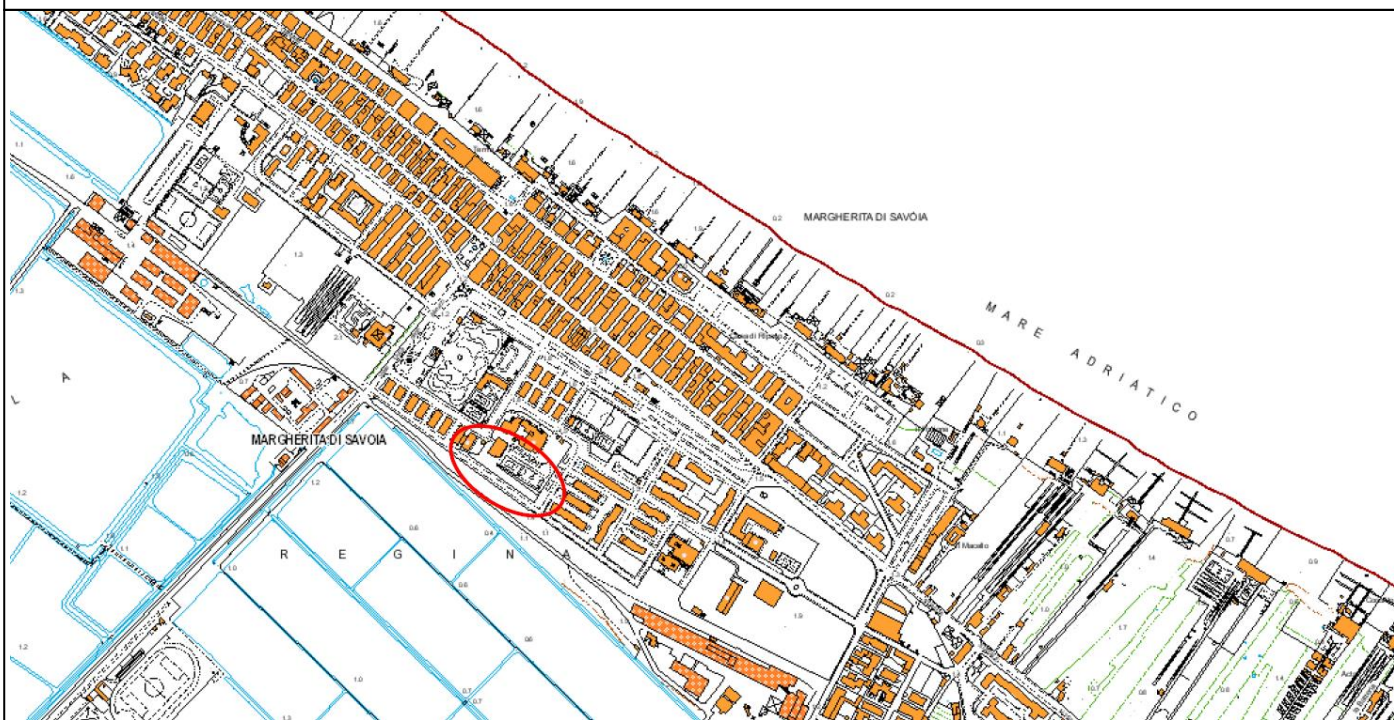
ARCA CAPITANATA

Titolo del progetto:

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVE COSTRUZIONI DI E.R.P. NEL COMUNE DI MARGHERITA DI SAVOIA (BAT).

Elaborato:

STUDIO E INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE



STUDIO GEOLOGICO – GEOTECNICO – GEOFISICO

Dott. Geol. Isidoro Sorbello

Via Montegrappa, 77 71121 Foggia
Tel/fax: +39 0881/770870
Cell.: 338/3969246
e-mail: isidorosorbello@inwind.it

Firma e Timbro:

FOGGIA, 26 Marzo 2015

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	3
3. INQUADRAMENTO SISMO-TETTONICO DELL'AREA.....	4
4. IDROGEOLOGIA DELL'AREA	5
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE	6
6. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA.....	8
7. INDAGINI GEOFISICHE.....	14
8. AZIONE SISMICA.....	18
8.1 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	19
8.2 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO ...	21
8.3 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	23
8.3.1. STIMA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	24
8.4 PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO	25
9. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	26
10. STUDIO DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE	29
11. VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTONDO K.....	34
12. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	35

APPENDICE – VERIFICA TERRENO-FONDAZIONE

ALLEGATI

ALLEGATO 1 – INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INTERESSE

- INQUADRAMENTO SU COROGRAFIA IN SCALA 1:20.000
- ORTOFOTO DELL'AREA D'INTERESSE CON UBICAZIONE DELLA ZONA INDAGATA
- UBICAZIONE SU CARTA TECNICA REGIONALE
- STRALCIO DEL P.A.I.

ALLEGATO 2 – INDAGINI GEOGNOSTICHE

- UBICAZIONE SONDAGGI GEOGNOSTICI
- SCHEDE DI SONDAGGIO
- DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

ALLEGATO 3 – INDAGINI GEOFISICHE

- RELAZIONE SISMICA IN ONDE P ED SH, MASW

ALLEGATO 4 – PROVE DI LABORATORIO

- CERTIFICATI DELLE PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

STUDIO GEOLOGICO E INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE RELATIVI AL PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVE COSTRUZIONI DI E.R.P. NEL COMUNE DI MARGHERITA DI SAVOIA (BAT).

1. PREMESSA

L'ARCA Capitanata intende realizzare il progetto relativo alla costruzione di nuovi edifici di E.R.P. nel Comune di Margherita di Savoia (BAT), e allo scopo di accertare l'idoneità geologico-tecnica del sito ha dato incarico allo scrivente di definire il modello geologico dell'area e determinare i parametri geotecnici necessari per stabilire il modello geotecnico del sottosuolo allo scopo di orientare le scelte progettuali dell'opera da realizzare ed effettuare i calcoli per determinare le tensioni massime ammissibili al contatto terreno-fondazione.

L'indagine sismica, inoltre, ha permesso di definire i parametri dinamici dei terreni, l'amplificazione sismica locale e la categoria sismica del terreno di fondazione.

L'opera in progetto consisterà nella realizzazione di un edificio in c.a. avente dimensioni in pianta 12,8 metri x 21,42 metri e n. 6 piani.

Lo studio è stato condotto in ottemperanza alle seguenti disposizioni legislative:

- Legge 2 febbraio 1974, n. 64
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. LL. PP. 11 Marzo 1988
DECRETO MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 11 MARZO 1988
(G.U. 1-6-1988, n. 127 suppl.)
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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione;
- CIRC. LL.PP. 24-09-1988
Circolare Ministero Lavori Pubblici, 24 settembre 1988, n. 30483
(Pres. Cons. Superiore - Servizio Tecnico Centrale)
Legge 2 febbraio 1974 n.64, art.1 - D.M. 11 marzo 1988.
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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione;
- D.M. 16 Gennaio 1996 (G.U. 5-2-1996, N. 29) *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;*
- Circolare 10 Aprile 1997, n. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;
- Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20/3/2003 – *Criteri generali per la classificazione sismica e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;*

- D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. 4-2-2008, N. 30) *Nuove norme tecniche per le costruzioni*.
- *Norme Tecniche di attuazione del P.A.I.* redatte dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia.

Per l'espletamento dell'incarico ricevuto si è provveduto ad effettuare il sopralluogo preliminare e, successivamente, il rilievo geologico per la ricerca delle eventuali problematiche tecniche e geomorfologiche dell'intero areale.

Lo studio si è quindi articolato attraverso le seguenti fasi:

- sopralluoghi nell'area da indagare;
- rilevamento geologico e geomorfologico;
- esecuzione delle indagini geognostiche, precedentemente definite dalla Committenza;
- esecuzione di prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati;
- esecuzione di indagini geofisiche;
- elaborazione dei dati raccolti e stesura della relazione geologica conclusiva.

Tutte le indagini in sito sono state eseguite secondo le “*Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*” (AGI, 1977), e sono consistite in:

- n. 4 perforazioni ad andamento verticale eseguite a carotaggio continuo con diam. 101 mm e rivestimento diam. 127 mm, spinte fino alla profondità di 15 m dal p.c. (denominate S1, S2, S3 e S4). Il perforo S3, è stato inoltre strumentato con piezometro a tubo aperto in PVC, per il rilievo e monitoraggio della falda freatica;
- Prelievo, mediante l'utilizzo di un campionatore Shelby, di n.9 campioni indisturbati di terreno. Su n.6 campioni sono state eseguite le opportune prove geotecniche di laboratorio;
- Esecuzione di n.8 prove penetrometriche S.P.T.;
- Indagine geofisica di superficie consistita in:
 - n. 1 profilo sismico con onde P e onde Sh e analisi sismica con metodo MASW, al fine di definire il valore delle V_{s30} .

Dalla consultazione della cartografia P.A.I. (Piano di Assetto Idrogeologico), redatta dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia, si deduce che l'area non è soggetta a pericolosità idraulica o geomorfologica (V. Allegato 1).

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Il sito investigato (individuabile mediante le coordinate geografiche 41°22'16.24" N 16° 9'6.23" E) è ubicato all'interno dell'abitato di Margherita di Savoia (BAT). La quota altimetrica media è di circa 1,0 m s.l.m. e nella Carta Tecnica Regionale l'area è cartografata nell'elemento n°423022 (V.Fig.1).

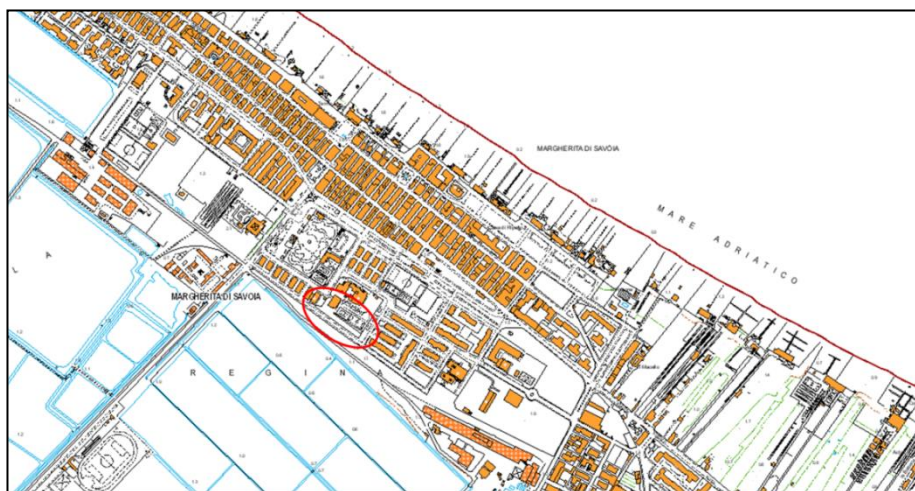


Figura 1: Stralcio della C.T.R.

Morfologicamente l'area si presenta pianeggiante, limitata verso mare da una spiaggia di ampiezza variabile, con linea di costa diretta NW – SE.

L'attuale morfologia pianeggiante dell'ampia fascia costiera che si estende tra Manfredonia e Barletta è in realtà frutto di una complessa successione di eventi, regolati sia da processi naturali che guidati dall'uomo. In particolare, l'area all'interno della stretta fascia litorale è stata in passato sede di un'ampia laguna estesa tra il delta dell'Ofanto e Manfredonia.

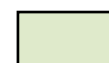
Nel corso del tempo la laguna si è evoluta in una serie di bacini acquitrinosi che in epoche recenti l'uomo ha bonificato per colmata deviando alcuni corsi d'acqua verso le depressioni. I depositi che caratterizzano queste aree sono costituiti essenzialmente da sedimenti a granulometria fine trasportati dai fiumi durante le piene.

Nell'area direttamente interessata dallo studio, in passato utilizzata come vasca di produzione di sale e successivamente colmata da terreni di riporto, affiorano depositi limo-sabbioso-argillosi che poggiano sui sedimenti sabbiosi olocenici rinvenuti fino al termine dei sondaggi. Nell'area situata ad Sud-Ovest affiorano, invece, sabbie giallastre di origine marina che mostrano una debole inclinazione verso nord, e hanno quasi dappertutto nella parte superficiale un livello di "crosta" dovuto a richiamo in superficie di soluzione ricche di CaCO_3 in condizioni di clima caldo. I terreni presenti nell'area sono prodotti dell'alluvionamento provocato dal sollevamento del livello marino nell'Olocene, successivo alla fase di erosione avvenuta alla fine del Pleistocene a causa del ritiro glacio-eustatico.

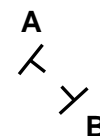
CARTA GEOLOGICA IN SCALA 1:2.000



LEGENDA



DEPOSITI LIMO-SABBIOSO-ARGILLOSI



TRACCIA DI SEZIONE

3. INQUADRAMENTO SISMO-TETTONICO DELL'AREA

Dal punto di vista tettonico non si riscontrano, almeno nella zona esaminata, evidenti linee di faglia.

Le dislocazioni tettoniche che interessano più da vicino l'area sono: la faglia della Valle Carbonara che si sviluppa da S. Marco in Lamis a Mattinata con direzione E - W, con rigetto verticale di oltre 100 m e segni di trascorrenza per qualche chilometro; la faglia con andamento E- W individuabile tra Rignano Garganico e Manfredonia con rigetto di circa 200 m, ed una dislocazione tettonica con trend NE - SW, di entità modesta per estensione e rigetto rispetto alle precedenti, che interessa il tratto costiero sud-orientale del Gargano.

Per quanto si riferisce alla sismicità dell'area essa risente delle perturbazioni dinamiche delle strutture sismogenetiche del vicino Gargano, per cui il comune di Margherita di Savoia è stato classificato appartenente alla II categoria sismica con coefficiente d'intensità $C = 0.07$ (D.M. del 07.03.1981) e riclassificato Zona sismica 2 (O.P.C.M 3274 - 20 Marzo 2003), con valore di accelerazione a_g su suolo rigido compreso fra 0,15 e 0,25 g, con probabilità di superamento pari a 10% in 50 anni (O.P.C.M 3519 - 28 Aprile 2006).

A testimoniare la sismicità che caratterizza la zona, si riporta il grafico seguente che evidenzia la presenza di ben 19 eventi sismici registrati a Margherita di Savoia nell'intervallo di tempo compreso tra gli anni 1000-2006 (Vedi fig. 2).

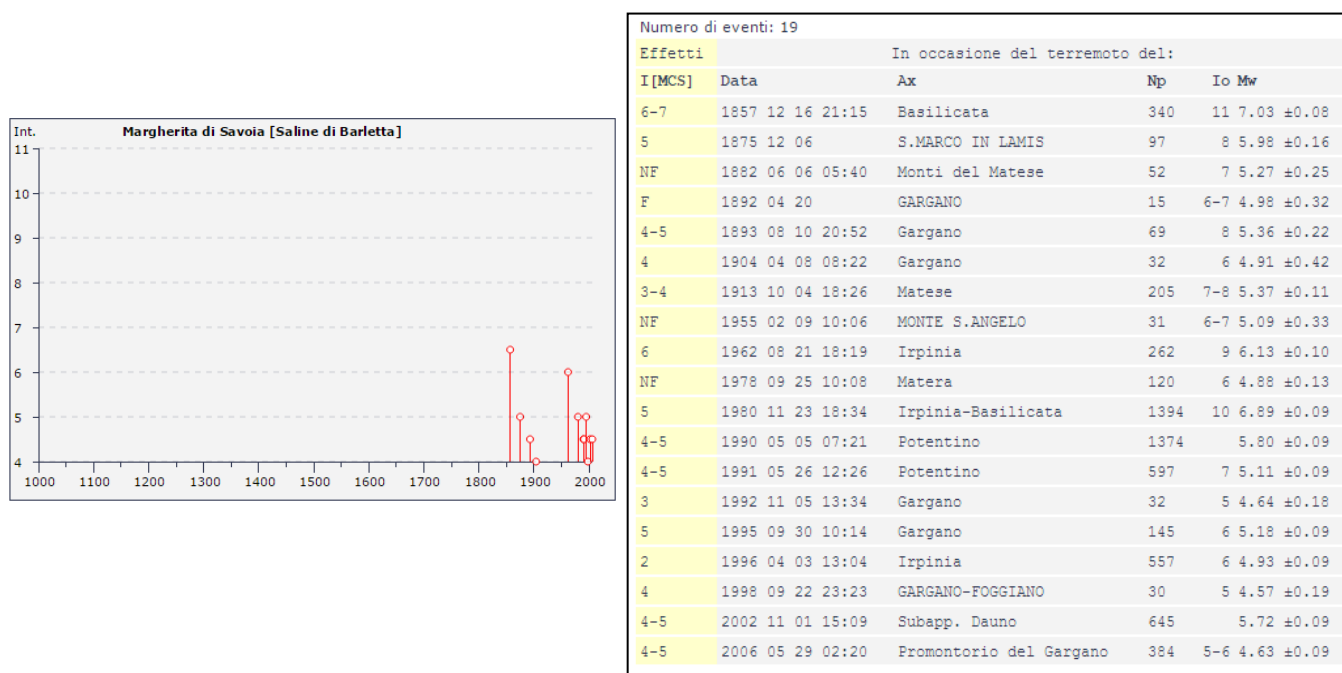


Figura 2: Eventi sismici registrati a Margherita di S. nel periodo 1000-2006 (da sito web INGV)

4. IDROGEOLOGIA DELL'AREA

La rete idrografica del comprensorio in esame si presenta abbastanza semplice; in effetti si individua un unico bacino imbrifero, caratterizzato da un'asta principale ed una rete di piccoli affluenti.

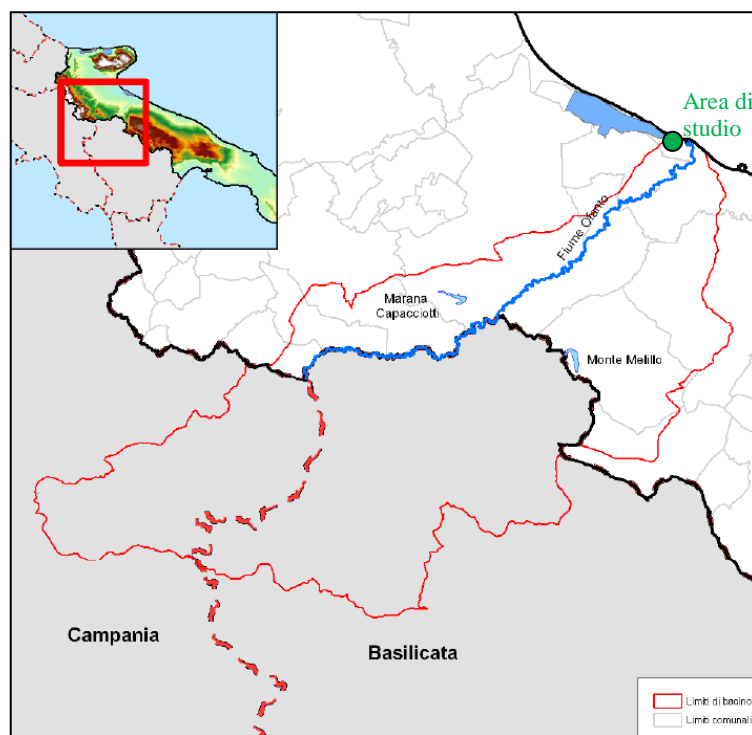


Figura 3: bacino del torrente Ofanto (da P.T.A. Puglia)

Il bacino in questione è quello del fiume Ofanto (V. Fig. 3) che scorre ad Est del sito di progetto. Tale fiume, di regime torrentizio, nasce a Sud di Torrella dei Lombardi, in provincia di Avellino, e attraversando la Campania e la Basilicata sfocia nelle vicinanze di Barletta e Margherita di Savoia.

L'idrografia superficiale della zona in esame, dominata quindi dal suddetto fiume e limitata ad altri piccoli rivoli alimentati da piogge discontinue e concentrate nei mesi invernali, si sviluppa principalmente in direzione NW-SE.

La situazione idrogeologica è in stretta relazione con la geologia e la litologia dei terreni interessati, che ne condizionano la permeabilità.

Per quel che riguarda le condizioni idrogeologiche locali, le indagini effettuate nell'area d'esame hanno evidenziato la presenza di una falda, il cui livello freatico, rilevato sulla base delle misure freatimetriche effettuate (in data 12/03/2015) nel piezometro S3 è stato localizzato alla profondità di 0.65 m dal p.c.

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE

Gli elementi necessari per la caratterizzazione litostratigrafia, geotecnica e sismica di dettaglio del sito in esame sono stati acquisiti, come accennato in premessa, mediante indagini geognostiche, prove geotecniche di laboratorio ed indagini geofisiche.

Le indagini hanno avuto inizio in data 10/03/2015 e sono terminate in data 16/03/2015. I sondaggi meccanici sono stati eseguiti a rotazione con il metodo del carotaggio continuo a circolazione di acqua, con la sonda idraulica MAIT TC9P, utilizzando il carotiere di diametro Φ 101 mm e tubi di rivestimento Φ 127 mm.

Le carote estratte sono state collocate in apposite cassette catalogatrici, debitamente quotate e fotografate.

Sono state, quindi, redatte le relative schede di sondaggio complete in ogni aspetto e riportate in Allegato 2.

Lungo le verticali investigate dai sondaggi sono stati riscontrate, dall'alto verso il basso, i seguenti litotipi (V. sezione litostratigrafica interpretativa in Fig.5):

- Terreni organici e di riporto, costituiti da limi argilloso-sabbiosi rinvenuti fino alla profondità massima di 3,00 m circa dal p.c.;
- Argilla limo-sabbiosa di color grigiastro, di scarsa consistenza, rinvenuti fino alla profondità massima di 7,50 m circa dal p.c.;
- Sabbia fine limosa di colore nocciola, con intercalazioni limo-argillose, rinvenuta fino al termine delle perforazioni (15,0 metri dal p.c.).

In fase di avanzamento delle perforazioni sono stati prelevati n.9 campioni indisturbati di terreno; su n.6 di questi (V. Tab.1) sono state effettuate le opportune prove geotecniche di laboratorio.

SOND.	CAMP.	PROFONDITA' (m dal p.c.)
S1	2	8,00-8,50
	3	12,00-12,50
S3	1	2,00-2,50
	2	5,50-6,00
S4	1	3,00-3,50
	2	13,50-14,00

Tabella 1 – Campioni sottoposti a prove di laboratorio

Le prove eseguite in laboratorio sono consistite in:

- determinazione delle proprietà indici e dei limiti di Atterberg;
- analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione;
- prove di taglio diretto di tipo C.D.;
- prove di tipo ELL;
- prove di compressibilità edometrica.
- prove triassiali di tipo C.U.

Come già riferito in premessa, in fase di avanzamento della perforazione sono state effettuate n.8 prove penetrometriche S.P.T. che hanno dato il seguente risultato:

SOND.	PROFONDITA'	NUMERO COLPI	N _{SPT}
S1	5.50	8-17-20	37
	10.00	4-5-5	10
S2	6.50	5-6-7	13
	10.00	3-7-8	15
S3	2.50	4-3-3	6
	6.00	2-4-4	8
S4	3.50	2-3-3	6
	14.00	7-10-13	23

Tabella 2 – Prove S.P.T.

I dati ottenuti dalle indagini hanno consentito la ricostruzione della sezione litostratigrafica stratigrafica di Fig.5.



Figura 4: ubicazione dei sondaggi geognostici

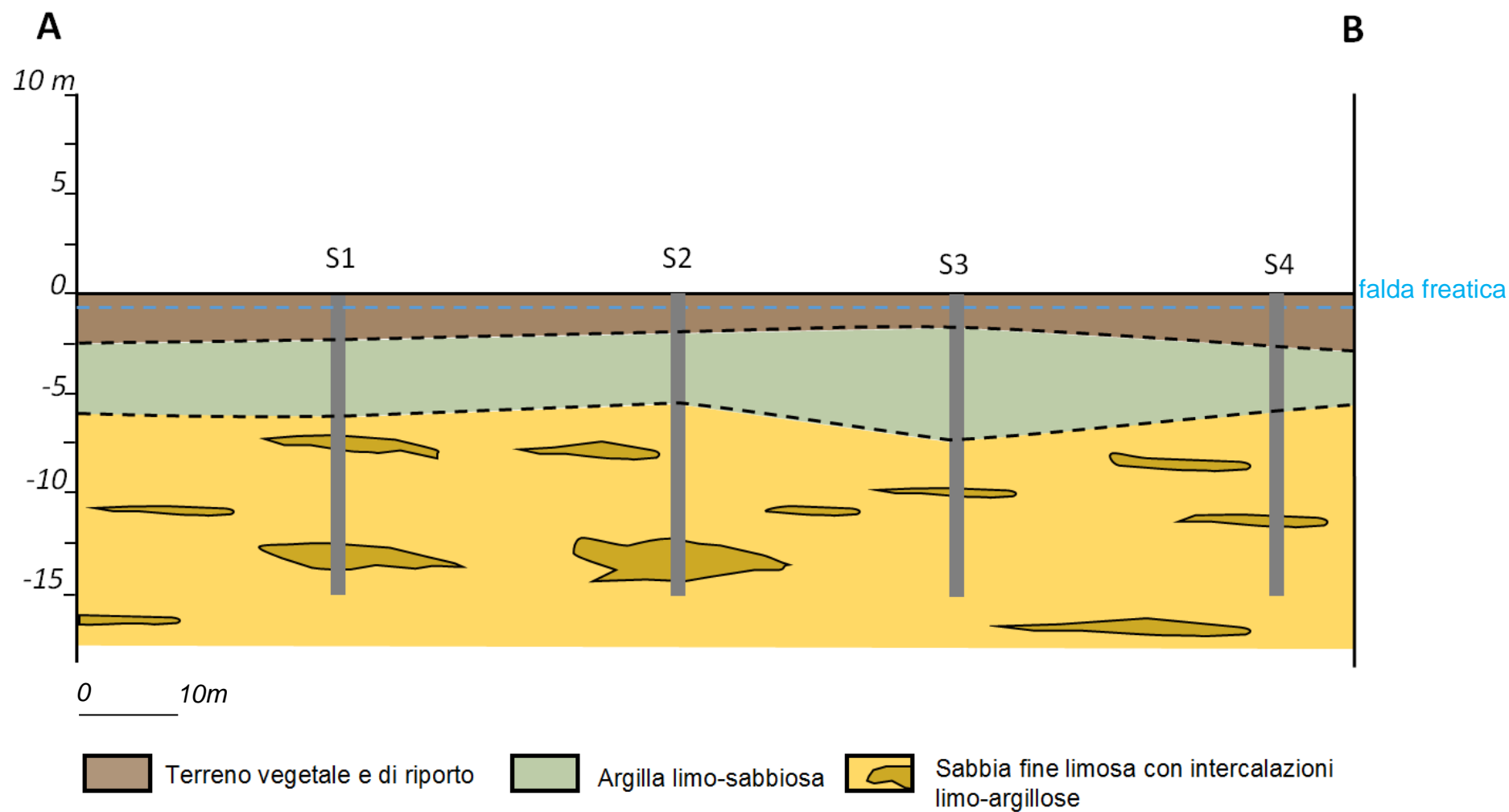


Figura 5: sezione litostratigrafica schematica interpretativa

6. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA

Dai dati ricavati dalle perforazioni e dalle prove geotecniche di laboratorio, i cui certificati sono riportati in Allegato 4, si deduce che il sottosuolo, nella porzione investigata, escludendo il terreno vegetale e di riporto superficiale, è schematizzabile in n.2 unità litostratigrafiche:

- **Unità litostratigrafica A:** costituita da argilla limo-sabbiosa, di colore grigio-verdastro, di scarsa consistenza;
- **Unità litostratigrafica B:** costituita da sabbia fine limosa di colore nocciola, con intercalazioni limo-argillose.

L'**Unità A** è stata caratterizzata geotecnicamente sulla base delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati in tale unità .

Si riportano, di seguito, le tabelle 3-4-5 con i valori delle proprietà indici e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del campione:

Campione	PROFONDITA'	G_s	γ	γ_{sat}	γ_d	W_n	e_0	LL	LP	IP	IC
	(m dal p.c.)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(%)	-	(%)	(%)	(%)	(-)
S3-1	2.00-2.50	25.5	18.4	18.4	13.6	35.3	0.88	68.3	31.5	36.8	0.90
S3-2	5.50-6.00	24.1	19.9	19.9	16.4	21.8	0.47	33.5	15.6	17.9	0.65
S4-1	3.00-3.50	26.0	16.8	16.8	11.1	51.5	1.35	74.2	37.5	36.7	0.62

Tabella 3

dove:

G_s	peso specifico grani	(KN/m ³)
γ	peso unit. volume natur.	(KN/m ³)
γ_{sat}	peso volume saturo	(KN/m ³)
γ_d	peso volume secco	(KN/m ³)
W_n	contenuto naturale acqua	(%)
e_0	indice vuoti iniziale	(-)
S	grado di saturazione	(%)
LL	limite liquido	(%)
IP	indice plastico	(%)
IC	indice di consistenza	(-)

Campione	Profondità	Parametri geotecnici in condizioni non drenate Cu (KPa)		Parametri geotecnici in condizioni drenate		Modulo di deformazione edometrico (intervallo 50-100 KPa)
	(m dal p.c)	da ELL	da TRX di tipo C.U.	c' (Kpa)	ϕ' (°)	E _{ed} (MPa)
S3-1	2.00-2.50	77	43	21	21.5	3,07
S3-2	5.50-6.00			22.5	24.7	4,80
S4-1	3.00-3.50		32	10.5	16.6	1,43

Tabella 4

I risultati ottenuti dalle prove S.P.T. effettuate in questa unità sono stati analizzati (trascurando un valore anomalo dovuto presumibilmente all'azione esercitata da qualche ciottolo in contrasto), per la definizione dei seguenti parametri geotecnici, tramite l'utilizzo di alcune correlazioni:

C_u (coesione non drenata) \longrightarrow (correlazione di Sivrikaya e Togrol, 2007)

E_u (modulo elastico) \longrightarrow (correlazione di DeCourt, 1978)

I parametri ottenuti sono riportati nella Tabella sottostante:

Sondaggio	Profondità prova	N _{SPT}	Parametri geotecnici	
	(m dal p.c)		Cu (Kpa)	E _u (MPa)
S3	2.50	6	32.7	7.06
S3	6.00	8	43.6	9.41
S4	3.50	6	32.7	7.06

Tabella 5

I valori dei parametri geotecnici dei terreni appartenenti all'**Unità B** sono stati ricavati sia dalle prove SPT che dalle prove di laboratorio.

I risultati delle prove di laboratorio sono riportati nelle Tab. 6 e 7:

Campione	PROFONDITA'	G _s	γ	γ_{sat}	γ_d	W _n	e ₀	LL	LP	IP	IC
	(m dal p.c.)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(%)	-	(%)	(%)	(%)	(-)
S1-2	8.00-8.50	26.4	21.4	21.4	17.9	19.7	0.47				
S1-3	12.00-12.50	26.6	19.1	19.1	14.8	29.2	0.79	49.6	24.0	25.6	0.80
S4-2	13.50-14.00	26.7	20.8	20.8	16.2	28.3	0.645	57.5	28.1	29.4	0.99

Tabella 6

Campione	Profondità	Parametri geotecnici in condizioni non drenate Cu (KPa)		Parametri geotecnici in condizioni drenate		Modulo di deformazione edometrico (intervallo 50-100 KPa)
	(m dal p.c)	da ELL	da TRX di tipo C.U.	c' (Kpa)	ϕ' (°)	E _{ed} (MPa)
S1-2	8.00-8.50			10.3	26.3	8.85
S1-3	12.00-12.50	100.5		14.9	25.2	6.80
S4-2	13.50-14.00			7.8	27.4	8,85

Tabella 7

I risultati ricavati dalle prove S.P.T. effettuate in questa unità sono stati esaminati e convertiti attraverso l'utilizzo delle seguenti correlazioni:

Φ_{ϕ}' (angolo d'attrito) \longrightarrow (correlazione di *De Mello*, 1971)

E (modulo elastico) \longrightarrow (correlazione *Navfac*, 1982)

I parametri ottenuti sono riportati nella Tabella sottostante:

Sondaggio	Profondità prova	N _{SPT}	Parametri geotecnici	
	(m dal p.c)		ϕ (°)	E (MPa)
S1	10.00	10	26.4	9.41
S2	6.50	13	28.4	15.29
	10.00	15	28.0	14.12
S4	14.00	23	27.8	14.12

Tabella 8

Con i dati acquisiti è stato possibile elaborare il **modello di Figura 6** che rappresenta la situazione litostratigrafica e geotecnica relativa al sito di indagine.

I dati geotecnici ricavati, riferiti alle unità litostratigrafiche, sono stati elaborati come indicato nell'Ordinanza P.C.M. n.3274/2003 e nelle successive Norme Tecniche del 14-01-2008, allo scopo di ottenere i valori caratteristici, con associata probabilità di non superamento del 5%.

Le norme citate precisano anche che “per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato”. La formula correttiva impiegata è la seguente:

$$a_k = a_m (1 - 1,645 CV_a)$$

dove:

a_k è il valore caratteristico del parametro geotecnico esaminato;

a_m è il valore medio del parametro;

CV_a è il coefficiente di variazione espresso in forma decimale ottenuto dal rapporto tra lo scarto quadratico medio σ (deviazione standard) e il valore medio del parametro geotecnico, per cui $CV_a = \sigma/a_m$.

Dall'insieme dei dati ottenuti, è stato quindi possibile ottenere il seguente modello litostratigrafico e geotecnico dell'area:

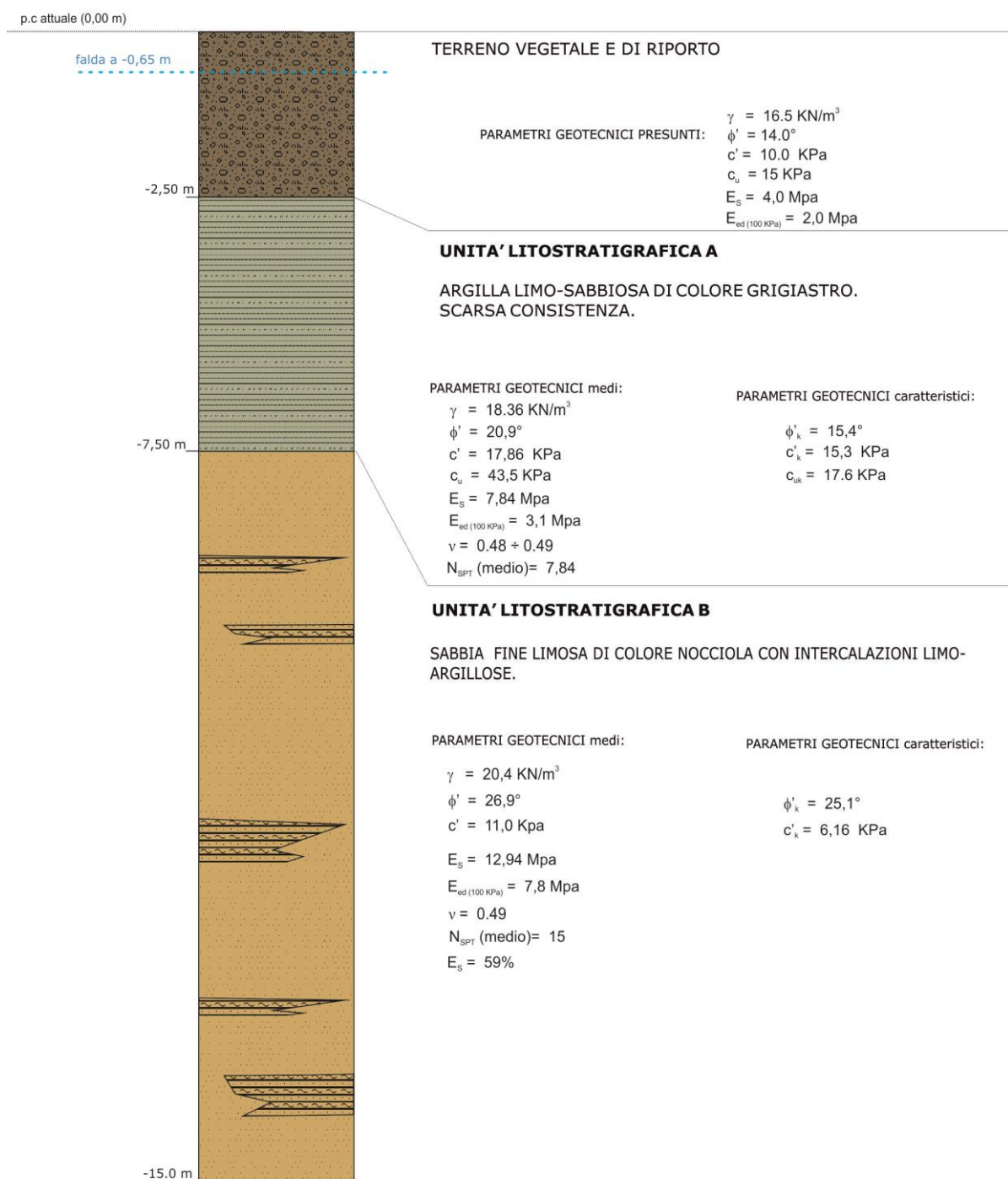


Figura 6 - Modello litostratigrafico e geotecnico dell'area

7. INDAGINI GEOFISICHE

Le indagini geofisiche, sono state eseguite allo scopo di conoscere il valore dei parametri dinamici del sottosuolo e quello della Vs30, caratteristico dell'area, ovvero la velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di profondità rispetto alla quota di imposta della fondazione (come prescritto dall'art. 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008).

Il fascicolo della “*Relazione geofisica*” con i dettagli dell'indagine sismica effettuata è riportato in Allegato. Nel sito sono stati eseguiti:

- n°1 prospezione di sismica a rifrazione in onde P e SH;
- n°1 prospezione MASW (Multichannel analysis of Surface Waves).

Si riportano brevemente i risultati ottenuti da questa tipologia d'indagine; maggiori informazioni riguardo la teoria e le specifiche alla base delle due metodologie sono riportate nell'apposita relazione allegata..

Sismica a rifrazione in onde P e onde Sh

L'indagine sismica a rifrazione è consistita nell'esecuzione di n.1 profilo con acquisizione di onde longitudinali (P) e trasversali (SH), eseguito con 24 geofoni e spaziatura di 2,0 metri.

Al fine di ottenere una migliore risoluzione della sismostratigrafia, i punti di energizzazione, detti punti di scoppio (shot points) rispetto al profilo, vengono disposti ai suoi estremi (end) ed a distanze variabili entro il profilo stesso (punti di scoppio centrali). In questa occasione sono stati utilizzati 8 shot points.

I dati sismici sono stati acquisiti, quindi, utilizzando un numero di shots piuttosto elevato contribuendo ad incrementare la capacità risolutiva del metodo.

L'indagine evidenzia un sottosuolo costituito dall'alto verso il basso da 3 unità sismostratigrafiche principali che presentano, dal punto di vista della risposta sismica, un assetto pressoché tabulare.

- L'unità **Us**: si estende per uno spessore variabile tra 2.0÷2.3 m e presenta Vp comprese tra 330÷580 m/s e Vs comprese tra 120÷190 m/s con aumenti localizzati di velocità sismiche nella porzione superficiale che individuano in questa una, se pur lieve, inversione di Vs;

- l'unità **Us1**: (V_p : 900÷1700 m/s, V_s : 140÷180 m/s) presenta un assetto tabulare con spessore variabile tra 4.0÷4.5 m ed una distribuzione di V_s piuttosto uniforme;
- l'unità **Us2**: caratterizzata da $V_p > 1800$ m/s, $V_s > 190$ m/s ed un incremento progressivo di velocità con la profondità entro la profondità raggiunta;

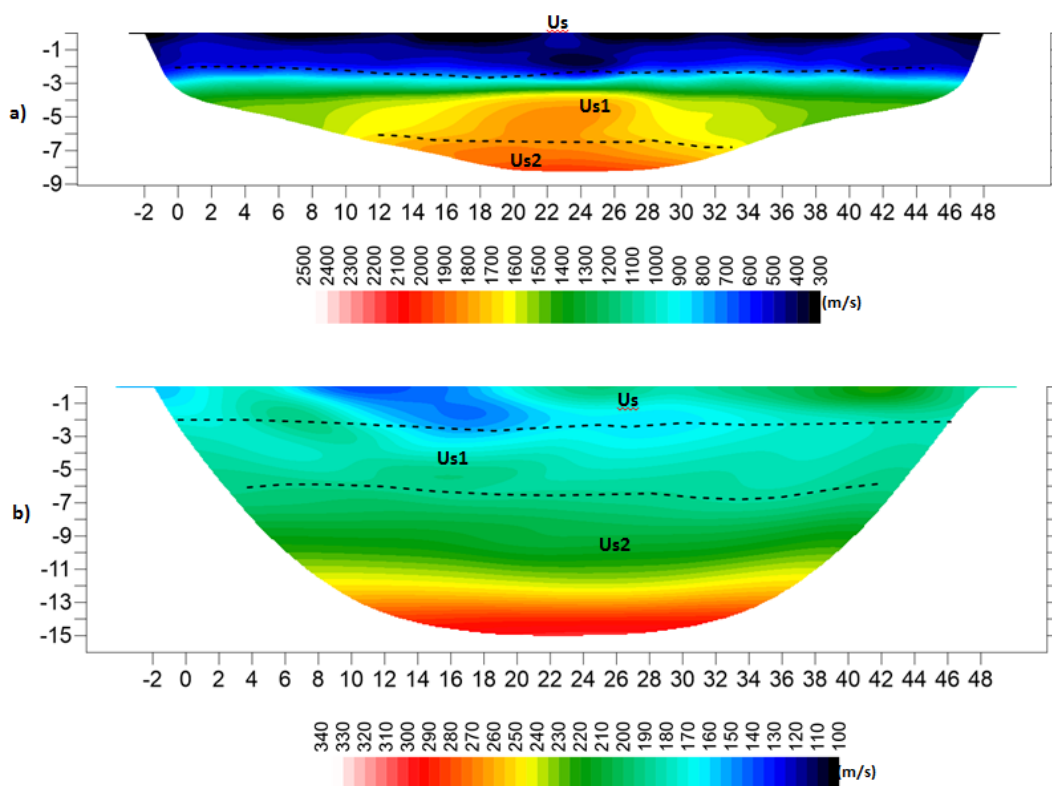


Fig. 7 – sezioni sismostratigrafiche: , a) onde P, b) onde SH

L'unità **Us** che presenta valori di velocità sismiche associabile a terreno organico con clasti che giustificano gli incrementi di V_s localizzati nella porzione superficiale.

L'unità **Us1** risulta assimilabile a limo argilloso-sabbioso con scarsa consistenza in aumento con la profondità. L'unità **Us2** risulta compatibile con un litotipo sabbioso-limoso caratterizzato da un miglioramento progressivo delle proprietà tecniche in profondità.

Considerando i risultati ottenuti dall'indagine di sismica a rifrazione in onde P ed SH, effettuata lungo lo stendimento REF01, in termini di distribuzione dei valori di V_p e V_{sh} , è stato possibile effettuare una stima dei valori dei moduli dinamici caratterizzanti le unità, riassunti nella seguente tabella (Tab 9):

Unità	Spessore (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ν -Poisson	E -Young (MPa)*	G-Shear (MPa)	K-Bulk (MPa)*
Us	2.0-2.3	330÷580	120÷190	0.42-0.43	80-150	30-50	190-680
Us1	4.0-4.5	900÷1700	140÷180	0.48-0.49	130-180	40-65	1000-6700
Us2	-	>1800	>190	0.49	>190	>65	>6800

Tab. 9- moduli dinamici

Sismica di tipo MASW

L'indagine sismica di tipo MASW, consistita nell'esecuzione di n.1 stendimento, avente lunghezza di 46 metri, suggerisce un sottosuolo assimilabile a quello evidenziato dall'indagine di sismica a rifrazione.

Infatti si riconosce dall'alto verso il basso una unità di copertura (**Us**) dello spessore medio di circa 2.4 m, con Vs variabile tra 150 m/s al top e 110 m/s al bottom, costituendo di fatto una, se pur lieve, inversione di velocità limitata nella porzione superficiale, analogamente a quanto suggerito dall'indagine di sismica a rifrazione.

Segue, attraverso un contatto netto, l'unità sismostratigrafica **Us1** spessa circa 4.0 m con Vs variabile tra 150-160 m/s.

Chiude la sequenza l'unità **Us2** caratterizzata da Vs maggiori di 180 m/s in aumento progressivo con la profondità.

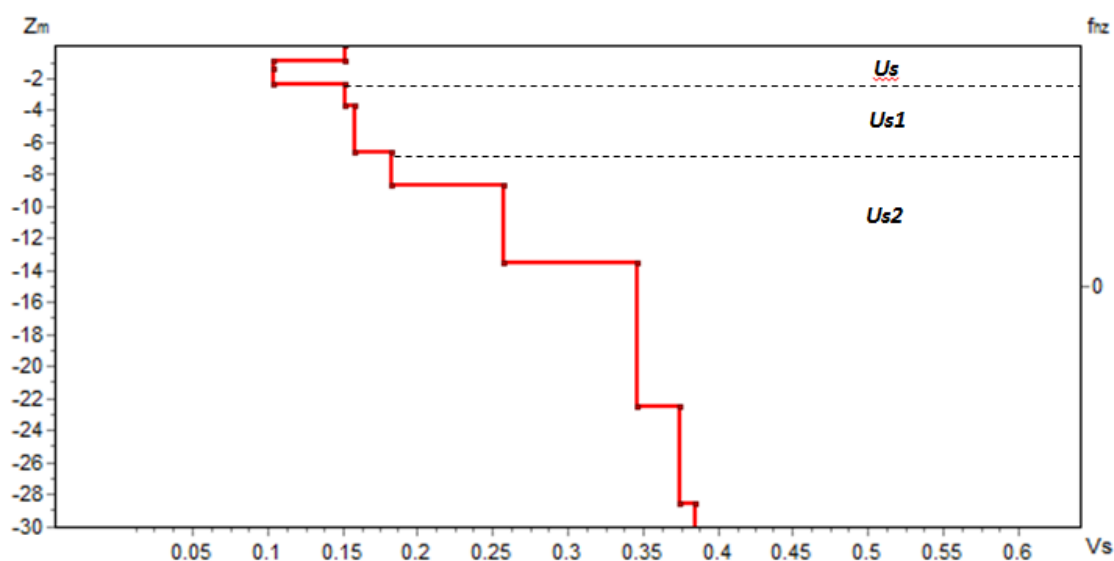


Fig. 8 - Profilo di Vs (Km/s).

Si riporta, di seguito, la tabella riepilogativa dell'andamento delle velocità delle onde S con la profondità, per i sismostrati individuati attraverso l'analisi del modello di inversione.

Strato	Profondità Top (m)	Spessore (m)	Vs (Km/s)
1	0.0	1.0	150
2	1.0	1.4	110
3	2.4	1.4	150
4	3.8	2.9	160
5	6.7	2.0	180
6	8.7	4.8	260
7	13.5	9.0	350
8	22.5	6.0	370
9	28.5	-	380

Tab. 10 - andamento della velocità delle onde (Vs) con la profondità

La velocità equivalente delle onde di taglio V_{s30} è definita dall'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove:

h_i è lo spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

V_{s_i} velocità (in m/s) delle onde di taglio nell'i-esimo strato.

Pertanto, se si considerano i valori della velocità di propagazione delle onde "S", misurati dal piano campagna, è possibile attribuire alla V_{s30} il valore pari a circa **195 m/s** consentendo così per l'area in esame, la definizione di un suolo appartenente alla **categoria C**, come prescritto dalle NTC (D.M. 14/01/2008).

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di V_{s30} 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_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ 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_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ 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_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ 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 – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 11 - Categorie di sottosuolo

8. AZIONE SISMICA

L'O.P.C.M. 3274 (in vigore dal 23/10/2005) e s.m.i. introduce una nuova classificazione sismica del territorio italiano, in risposta sia alle nuove conoscenze scientifiche in materia sismica, sia al ripetersi di terremoti che hanno interessato anche zone precedentemente non classificate.

Rispetto alle classificazioni precedenti, l'O.P.C.M. 3274 stabilisce una nuova classificazione sismica del territorio nazionale utilizzando e aggiornando la classificazione sismica proposta nel 1998 (in cui il territorio nazionale era suddiviso, attraverso un approccio probabilistico, in tre categorie sismiche a cui si aggiunse una categoria ulteriore per i comuni non classificati).

La nuova classificazione è invece articolata in 4 zone, ciascuna contraddistinta da un diverso valore dell'accelerazione di picco orizzontale (a_g) del suolo di riferimento considerato rigido (suolo di categoria A) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (V. tabella 12), eliminando di fatto la presenza di aree del territorio classificate come non sismiche: in questo modo, a ciascuna area del territorio nazionale viene attribuito un differente livello di protezione sismica.

Zona	Intervallo di pertinenza della PGA (10% in 50 anni)	$A_g \text{ max}$
1	$0,25 < a_g \leq 0,35 \text{ g}$	$0,35 \text{ g}$
2	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	$0,25 \text{ g}$
3	$0,05 < a_g \leq 0,15 \text{ g}$	$0,15 \text{ g}$
4	$\leq 0,05 \text{ g}$	$0,05 \text{ g}$

Tabella 12

Secondo questa nuova classificazione sismica del territorio italiano, il Comune di Margherita di Savoia (BAT) ricade in zona 2 con un'accelerazione orizzontale massima convenzionale A_g pari ai 0,25 g, come si evince dalla tabella 12.

Tale classificazione, quindi, non è che il risultato di una semplificazione dei livelli di pericolosità sismica, che deve essere vista come punto di inizio per la realizzazione di studi sismici di maggior dettaglio (microzonazione sismica) allo scopo di aumentare i livelli di protezione sismica.

Le più recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) hanno introdotto un nuovo elemento metodologico nella stima della pericolosità sismica di base, la quale non risulta più associata alla zona sismica di appartenenza, ma al valore di accelerazione massima orizzontale attesa su base probabilistica nello specifico sito.

Secondo tali norme, nella realizzazione delle costruzioni, bisogna far riferimento a degli *stati limite* che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* dell'opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera (V_N), che congiuntamente alla *classe d'uso* (C_U), permette di determinare il *periodo di riferimento*;
- una volta determinato il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, e una volta definite le relative probabilità di superamento, è possibile stabilire il periodo di ritorno associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la **pericolosità sismica di base** per il sito interessato dalla realizzazione dell'opera.

8.1 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nelle NTC08 il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove:

V_R = *periodo di riferimento*

V_N = *vita nominale*

C_U = *coefficiente d'uso*

La **vita nominale di un'opera strutturale** V_N , secondo le NTC08, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità:

- $V_N \leq 10$ anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto ≥ 2 anni.
- $V_N \geq 50$ anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

- $V_N \geq 100$ anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

Nel caso in esame, si considera $V_N = 50$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC08 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: *Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.* $C_U = 0.7$;

Classe II: *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.* $C_U = 1.0$;

Classe III: *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.* $C_U = 1.5$;

Classe IV: *Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.* $C_U = 2.0$;

Nel caso di studio viene presa in esame la **classe d'uso II** a cui è associato il coefficiente d'uso **$C_U = 1,0$** .

Una volta ottenuti V_N e C_U , è possibile calcolare il **periodo di riferimento V_R** , che in questo caso vale:

$$V_R = 50 * 1,0 = 50 \text{ anni.}$$

8.2 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC08 prendono in considerazione 4 possibili stati limite (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono stati limite di esercizio (SLE) e due sono stati limite ultimi (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio (SLE) 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 (SLU) 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 significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa 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 di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento P_{VR} (Tabella 13), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Stati limite			P_{VR} (%)
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	81
	Stato limite di danno	SLD	63
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	10
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	5

Tabella 13– Stati limite e rispettive probabilità di superamento (P_{VR}), nel periodo di riferimento (V_R)

Fissati V_R e P_{VR} associati ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione riportata nell'Allegato A delle NTC08:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché nel caso in esame risulta $V_R = 50$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Stati limite			T_R (anni)
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	30
	Stato limite di danno	SLD	50
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	475
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	975

Tabella 14– Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

8.3 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido di categoria A e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base, le NTC08 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/> (nella sezione “*Mappe interattive della pericolosità sismica*”).

Le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno TR (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima

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.

I valori di questi parametri, forniti nella tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC-08, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, sono identificati da coordinate geografiche di longitudine e latitudine.

Viene di seguito riportato il report dello studio di risposta sismica di base relativo al sito di progetto.

8.3.1. STIMA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Vita nominale (Vn): 50 [anni]
 Classe d'uso: II
 Coefficiente d'uso (Cu): 1,0
 Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]
 Suolo di riferimento rigido: A

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto:

Latitudine (WGS84): 41,3713300 [°]
 Longitudine (WGS84): 16,1515800 [°]
 Latitudine (ED50): 41,3723000 [°]
 Longitudine (ED50): 16,1524100 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito di studio:

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	30786	41,355430	16,088180	5679,23
2	30787	41,353890	16,154760	2055,93
3	30565	41,403860	16,156850	3529,28
4	30564	41,405400	16,090230	6360,93

Tabella 15

I valori relativi ai diversi stati limiti, riferiti al sito, nel caso di sottosuolo di categoria A, sono sotto riportati:

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,039	2,522	0,276
SLD	50	0,050	2,560	0,299
SLV	475	0,130	2,595	0,419
SLC	975	0,172	2,576	0,431

Tabella 16

8.4 PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO

E' noto che le sollecitazioni generate da un terremoto in un sito dipendono dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche, litostratigrafiche e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. La risposta sismica locale è il risultato delle modifiche, sia in amplificazione che in frequenza, che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 delle NTC 2008).

Pertanto i valori dei parametri sismici precedentemente riportati e riferiti a sottosuoli di categoria A, nel caso in esame vanno modificati per tener conto dei valori ricavati dall'indagine sismica eseguita, i cui risultati definiscono il sottosuolo dell'area appartenente alla categoria C.

La stima della pericolosità sismica locale dell'area interessata dai lavori, in osservanza delle NTC-2008, è stata eseguita considerando:

Categoria sottosuolo:

C: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero N_{SPT30} compreso tra 15 e 50 nei terreni a grana grossa c_{u30} compreso tra 70 e 250 KPa nei terreni a grana fine).*

Categoria topografica:

T1: *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°.*

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1,000

I valori sismici dei parametri ricavati, riferiti ai diversi stati limiti, sono riportati nella tabella seguente:

Coefficienti sismici fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,012	0,015	0,047	0,059
kv	0,006	0,008	0,023	0,030
A_{max} [m/s²]	0,579	0,739	1,918	2,418
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

Tabella 17

9. VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

La presenza nell'area di studio dell'unità litostratigrafica B, costituita da sabbie fini limose in falda, comporta la valutazione del rischio di liquefazione.

La liquefazione, come è noto, consiste nella diminuzione della resistenza del terreno a causa del raggiungimento della condizione di fluidità. Tale fenomeno si verifica quando la pressione dell'acqua, che riempie gli interstizi, raggiunge la pressione di confinamento rendendo nulle le pressioni efficaci trasmesse tramite i granuli.

Tali verifiche, secondo le NTC 2008, devono essere condotte tutte le volte che il manufatto in progetto interagisce con terreni saturi a prevalente componente sabbiosa ed in presenza, ovviamente, di sollecitazioni dinamiche e cicliche per le quali il sottosuolo tende a comportarsi come un sistema idraulicamente chiuso, ovvero come un sistema non drenato; nel contempo, al fine di facilitare le procedure di analisi, al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2008 è ribadito che tali analisi possono essere omesse in presenza dei seguenti casi:

- eventi sismici di magnitudo inferiore a 5 ($M < 5$);
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di free-field) inferiori a $0.1g$ ($a_{\max} < 1 \text{ m/s}^2$);
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna, quest'ultimo inteso ad andamento sub-orizzontale e con strutture a fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$;
- elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Nel caso in esame si dispone di valori di velocità sismica (V_s) e di valori di SPT, pertanto le analisi della suscettibilità alla liquefazione sono state eseguite con i metodi di *Andrus e Stokoe* (1997) e *Seed e Idris* (1982).

Il primo metodo tiene conto, per la determinazione del potenziale di liquefazione, della velocità di propagazione delle onde sismiche S nel sottosuolo; mentre il secondo metodo fa riferimento alla densità del terreno sabbioso.

La suscettibilità alla liquefazione del deposito viene determinata attraverso un coefficiente di sicurezza espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio dell'unità in esame (R) e lo sforzo di taglio (T) indotto dal sisma:

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Se questo coefficiente di sicurezza F_s è \leq a 1,0 il deposito si ritiene suscettibile alla liquefazione.

Il valore di R è funzione delle caratteristiche meccaniche del deposito e del suo stato di addensamento, mentre la grandezza T dipende dai parametri del terremoto di progetto (magnitudo di progetto e accelerazione sismica massima al suolo).

Si è scelto di sottoporre a verifica di liquefazione il solo deposito sabbioso poiché il deposito sovrastante è costituito da argille limo-sabbiose e, pertanto, la verifica può essere omessa.

I parametri utilizzati nella verifica sono quelli riportati nella tabella seguente. Il valore di accelerazione sismica (a_{max}/g) è stato assunto pari a 0,25, col valore della Magnitudo di riferimento (M) pari a 7,5.

Il valore di V_s utilizzato (260 m/s) è stato dedotto dalle indagini sismiche effettuate, considerando il valore medio ottenuto nel deposito sabbioso.

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE									
(da prove sismiche a rifrazione)									
Metodo semplificato									
Metodo di Andrus e Stokoe (1997) modificato									
PARAMETRI:									
γ	=	20,4	g/cm ³						
σ_{vo}	=	22,44	kg/cm ²						
σ'_{vo}	=	21,34065	kg/cm ²						
profondità della prova	=	1100	cm						
profondità falda	=	0,65	cm						
γ_{H_2O}	=	1	g/cm ³						
Pressione neutra	=	1,09935	kg/cm ²						
z	=	11	m						
V_s	=	260							
V_{s1c}	=	210	m/s	FC<5%	FC=20%	FC>35%			
				220	210	200			
V_{s1}	=	120,97							
M	=	7,5							
MSF	=	1,00	se M≤7,5						
		1,00	se M>7,5						
FORMULE:					RISULTATI:				
V_{s1}	=	$V_s(1/\sigma_{vo})^{0,25}$			120,97		V_{s1}		
R	=	$0,03 * (V_{s1}/100)^2 + (0,9/(V_{s1c}-V_{s1})) * (0,9/V_{s1c})$			=	0,049723001	R		
T	=	$0,65 * ((a_{max}/g) * (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo})) * r_d * 1/MSF$							
			se M≤7,5			0,150366554	$T_{M≤7,5}$		
			se M>7,5			0,150420865	$T_{M>7,5}$		
a_{max}/g	=	0,25							
r_d	=	0,88							
$F_s=R/T$	>	1							
			se M≤7,5			0,330678595	Liquefacibile		
			se M>7,5			0,3305592	Liquefacibile		

Tabella 18

Dal valori del fattore di sicurezza risultante (F_s), il deposito sabbioso risulta suscettibile a liquefazione.

Il secondo approccio per verificare la suscettibilità a liquefazione del deposito è quello proposto da Seed e Idris (1982); tale metodo tiene in considerazione i valori ottenuti da prove penetrometriche dinamiche (S.P.T.) eseguite nello strato da verificare.

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE					
(da prove dinamiche SPT)					
Metodo semplificato					
Metodo di Seed e Idris (1982)					
PARAMETRI:					
γ	=	20,4	g/cm ³		
σ_{vo}	=	22,44	kg/cm ²		
$\sigma_{vo'}$	=	21,34	kg/cm ²		
profondità della prova	=	1100	cm		
N_{SPT}	=	15			
profondità falda	=	0,65	cm		
γ_{H_2O}	=	1	g/cm ³		
Pressione neutra	=	1,099	kg/cm ²		
z	=	11	m		
				R=	Resistenza al taglio mobilitata
				T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma
				d_{50} =	Diametro della curva granulometrica corrispondente al passante al 50%
FORMULE:			RISULTATI:		
Na	=	$(N_{SPT} * (1,7 / (\sigma_{vo} + 0,7))) + N_f$	=	8,656953175	Na
N_f	=	7,5			
R	=	Na/90	=	0,096188369	R
T	=	$0,65 * ((a_{max}/g) * (\sigma_{vo}/\sigma_{vo'})) * r_d$	=	0,142677355	T
a_{max}/g	=	0,25			
r_d	=	0,835			
1,3	≤	Fs=R/T	Sabbie sature	=	0,674167029
					Liquefacibile

Tabella 19

Anche tale verifica ha evidenziato la suscettibilità del deposito in esame alla liquefazione.

10. STUDIO DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

Il sottosuolo del sito in esame, come già visto, è costituito da terreno organico e di riporto che raggiunge una profondità variabile tra 1.3 e 3 m dal p.c. Al di sotto è presente un deposito avente uno spessore compreso fra 4 e 6.2 m, costituito da argilla limosa grigiastra e talora marrone di natura palustre, con scarsa consistenza. Questi terreni che raggiungono la profondità media di circa 7.0 metri dal piano campagna, poggiano sulle sabbie fini limose di color nocciola, contenenti intercalazioni limo-argillose, riconosciute fino al termine dei sondaggi meccanici (15 m). La continuità in profondità di quest'ultimo litotipo è stata evidenziata dall'indagine geosismica (MASW). Il piezometro presente nel foro n.3 ha evidenziato la presenza della falda nel sottosuolo a -0,65 m dal p.c. (alla data 13.03.2015).

Nell'area indagata si vuole realizzare un edificio in c.a. i cui dati, forniti dall'ingegnere progettista, sono i seguenti:

- Area d'impronta : $S = 12.80 \text{ m} \times 21.42 \text{ m} = 274,176 \text{ m}^2$
- N.6 piani
- Peso totale dell'edificio $P = 2075,86$ tonnellate
- Pressione media sul terreno di fondazione $p = P/S = 7,57 \text{ t/m}^2 = 74,25 \text{ KN/m}^2$

Sulla scorta della litostratigrafia dell'area, dei valori dei parametri geotecnici ricavati dalle prove in sito e di laboratorio e delle risultanze della prospezione sismica si ritiene di poter escludere, per l'edificio da realizzare, l'adozione di fondazioni dirette tipo travi rovesce.

Il Tecnico progettista dovrà pertanto operare una scelta traLa scelta suggerita sarà pertanto operata dal Tecnico progettista tra:

- Fondazione diretta superficiale a platea
- Fondazione mista platea su pali

Ovviamente le soluzioni scelte per essere valide, necessitano di verifiche di stabilità positive; per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU, cioè deve essere soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, allo SLU, normale alla base della fondazione. Inoltre i cedimenti previsti per tali tipo di fondazioni dovranno risultare accettabili per le strutture in progetto.

Calcolo del carico limite (PLATEA)

Le verifiche, i cui tabulati sono riportati in Appendice, sono state eseguite a breve e a lungo termine.

Con riferimento al modello litostratigrafico e geotecnico di Fig.6, i dati di ingresso utilizzati nei calcoli sono:

- Falda a – 0,65 metri da p.c.
- Piano di fondazione a – 1,50 m dal p.c.
- Categoria sismica “C”
- Accelerazione massima (a_g/g) = 0,1955
- Coefficiente intensità sismica terreno (K_{hk}) = 0,047
- Coefficiente intensità sismica struttura (K_{hi}) = 0,338

I risultati ottenuti sono qui riassunti:

METODO DI CALCOLO	Q_u (kN/m ²)	R_d (kN/m ²)	Q_u (kN/m ²)	R_d (kN/m ²)
	Condizioni di breve termine		Condizioni di lungo termine	
<i>Hansen (1970)</i>	88,99	49,44	181,04	100,58
<i>Terzaghi (1955)</i>	85,82	47,68	181,39	100,77
<i>Meyerhof (1963)</i>	87,89	48,83	177,38	98,55
<i>Vesic (1975)</i>	88,99	49,44	188,54	104,75
<i>Brinch-Hansen (1970)</i>	86,48	48,05	182,39	101,33

Tabella 20

Poiché la pressione esercitata dall'edificio sui terreni di fondazione (E_d) è pari a 74,25 KN/m² circa, le verifiche a breve termine non risultano soddisfatte ($E_d > R_d$).

Stima dei cedimenti della fondazione a platea

L'entità dei cedimenti che comporta la realizzazione di una fondazione, rappresenta il criterio più restrittivo nel valutare l'effettiva fattibilità dell'opera.

Nel caso esaminato, per avere un ordine di grandezza dei cedimenti indotti dalle azioni di progetto e al fine di verificare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, è stato effettuato il calcolo di tali cedimenti.

Le assunzioni teoriche alla base del calcolo sono:

- carichi uniformemente distribuiti;
- fondazione infinitamente flessibile;
- terreno omogeneo e isotropo.

Da tali ipotesi e dalla necessaria schematizzazione derivano modelli matematici che consentono di effettuare calcoli che si possono ritenere validi, anche se con approssimazione, per i casi reali.

Il calcolo dei cedimenti elastici (o cedimenti “immediati”) è stato condotto utilizzando i seguenti dati:

Pressione normale di progetto : 74,25 kN/m²

Spessore strato: 20,0 m

Profondità substrato: 40,0 m

Modulo Elastico: 7800,0 kN/m²

Coefficiente di Poisson : 0,48

I valori ottenuti sono:

Cedimento al centro della fondazione (mm)	Cedimento allo spigolo (mm)
45,29	12,77

Tabella 21

Il calcolo dei cedimenti a lungo termine è stato effettuato, invece, col metodo della consolidazione monodimensionale di Terzaghi. I risultati sono riportati in Tabella 22:

	Cedimento (cm)
Centro (W_c)	16,52
Spigolo (W_s)	5,01

Tabella 22

Il cedimento totale sarà, pertanto dato dalla somma delle singole aliquote dei cedimenti e corrisponde a :

$$W_{ct} = 16,52 \text{ cm} + 4,529 \text{ cm} = 21,05 \text{ cm} \text{ (centro)}$$

$$W_{st} = 5,01 \text{ cm} + 1,277 \text{ cm} = 6,29 \text{ cm} \text{ (spigolo)}$$

L'entità dei cedimenti della platea, supposta infinitamente flessibile, è certamente eccessiva e comporta cedimenti differenziali elevati e distorsioni angolari δ/L pari a $1/84$, non tollerabili dalla struttura.

Tale criticità potrebbe essere risolta realizzando una struttura fondale adeguatamente rigida in modo da annullare, o quanto meno limitare, i cedimenti differenziali. In tal caso, con platee con fondazioni molto rigide, il cedimento risulterà uniforme e sarà dato dalla relazione di *Poulos e Davis (1974)*:

$$W = \frac{1}{3}(2W_c + W_s)$$

Da cui risulta:

$$W = 16,13 \text{ cm}$$

In tal modo, però non è stato risolto il problema relativo alla verifica della stabilità a breve termine, in condizioni non drenate. Pertanto la struttura di base costituita solo da una platea non è in grado di risolvere il problema della stabilità dell'edificio da realizzare.

Fondazioni miste platea su pali

Dall'insieme di questi dati è ragionevole dedurre che la fondazione più idonea da potere adottare è quella mista, costituita da una platea adeguatamente rigida su pali.

Con tale soluzione si avrebbe il vantaggio di limitare i cedimenti, di aumentare la portanza e di ridurre o annullare gli effetti della liquefazione delle sabbie in occasione di eventi sismici di elevata intensità.

Le verifiche di sicurezza dovrebbero essere eseguite partendo dai risultati dell'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione, costituita dai pali e dalla struttura di collegamento; tale analisi deve portare alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nelle verifiche devono poi essere presi in esame tutti i meccanismi di stato limite ultimo secondo le norme, sia a breve che a lungo termine, mettendo in conto fra le azioni permanenti il peso proprio del palo e l'attrito negativo, valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della tab.6.2.II delle Norme Tecniche delle Costruzioni.

Nelle verifiche agli Stati Limiti di Esercizio, secondo le norme, bisogna calcolare il valore degli spostamenti e delle distorsioni allo scopo di accertare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione $E_d \leq C_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Pertanto il numero, il diametro, la lunghezza e l'interasse dei pali va opportunamente stabilito tenendo conto dell'interazione fra i pali e l'effetto di gruppo.

Nel caso di studio, poiché il soddisfacimento della condizione $E_d \leq R_d$ dovrà essere garantito anche con il contributo dei pali, la verifica deve essere condotta con l'approccio 2 prendendo in esame tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve che a lungo termine.

11. VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO K

Nell'elaborazione dei calcoli strutturali è necessario conoscere il coefficiente di sottofondo (o coefficiente di reazione del terreno) che rappresenta il rapporto tra il carico applicato e il conseguente cedimento e rappresenta una forza esercitata, sul suolo con comportamento elastico alla Winkler, su un'area di 1 cm² che provoca l'abbassamento di 1 cm.

Nel calcolo di tale coefficiente occorre ricordare che:

- il suo valore non dipende solo dalle proprietà del terreno ma esso varia con l'intensità del carico;
- K è più piccolo quanto maggiore è la superficie di contatto;
- K diminuisce con la ripetizione del carico;
- K diminuisce in presenza di falda.

Pertanto tale coefficiente non è affatto una proprietà intrinseca del terreno, ma dipende da forma e dalle dimensioni della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla stratigrafia e dalla composizione fisica del suolo.

Nelle ipotesi di calcolo formulate, il valore di tale coefficiente è stato definito attraverso la formula di *Bowles (1982)* :

$$K = 40 \cdot q_a$$

Con

$$q_a = \frac{Q_{ult}}{F_s}$$

Dove

F_s = fattore di sicurezza

q_a = pressione ammissibile (di esercizio) sul terreno

Il valore di K nel caso della platea risulta pari a:

$$K = 3432,86 \text{ KN/m}^3 = 0,30 \text{ Kg/cm}^3 \quad (\text{calcolato in condizioni non drenate})$$

Nel caso di pali sottoposti a carichi trasversali il modulo di reazione K_h si può ricavare dalla relazione suggerita da Davisson (1970): $K_h = 67 c_u/d$

dove:

c_u coesione non drenata

d diametro del palo

12. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dallo studio geologico-tecnico del sito investigato si possono trarre le seguenti conclusioni:

L'area studiata è ubicata nella zona Sud-O di Margherita di Savoia (FG), in zona di recente espansione urbanistica, alla distanza di circa 600 m dal mare.

Il sito d'interesse, individuabile mediante le coordinate geografiche 41°22'16.24" N 16° 9'6.23" E, ha la quota altimetrica media di circa 1,0 m s.l.m. e nella Carta Tecnica Regionale l'area è cartografata nell'elemento n°423022. In passato tale sito faceva parte di una vasca evaporante per la produzione del sale, successivamente colmata con terreno argilloso di riporto. Attualmente la vasca più vicina al sito dista circa 40 metri.

L'area, che presenta un assetto morfologico sub-orizzontale, è classificata, secondo la cartografia P.A.I. redatta dall'AdB della Regione Puglia, come sito privo di rischio geomorfologico e idraulico.

La falda presente a piccola profondità (0.65 m) non è soggetta a variazioni sensibili di livello, in quanto è direttamente collegata al livello del mare tramite le vicine vasche evaporanti.

Dal punto di vista litostratigrafico il sottosuolo, lungo le verticali investigate, presenta nella parte più superficiale terreno organico e di riporto che raggiunge una profondità variabile tra 1.3 e 3 m dal p.c. Al di sotto è presente un deposito avente uno spessore compreso fra 4 e 6.2 m, costituito da argilla limosa con sostanze organiche di colore grigiastro e talora marrone di natura palustre, con scarsa consistenza. Questi terreni che raggiungono la profondità media di circa 7.0 metri dal piano campagna, poggiano sulle sabbie fini limose di color nocciola, contenenti intercalazioni limo-argillose, riconosciute fino al termine dei sondaggi meccanici (15 m). La continuità in profondità e il miglioramento delle caratteristiche geotecniche di quest'ultimo litotipo è stata evidenziata dall'indagine geosismica (MASW). Infatti le prospezioni sismiche hanno rilevato, nei primi 6,5–7,0 m circa, bassi valori di velocità delle onde S (180 m/s) in aumento progressivo con la profondità, fino a raggiungere circa 370 m/s alla profondità di 30 m/s, per cui il sottosuolo appartiene alla categoria sismica **C** ($180 < V_{s30} < 360$ m/sec);

Il deposito sabbioso in falda presente nel sottosuolo risulta suscettibile alla liquefazione a seguito di eventi sismici di elevata intensità.

Il peso totale dell'edificio comprensivo della platea, fornito dall'ingegnere progettista, è pari a circa 2075,86 t, per cui, considerando la superficie della platea, il carico specifico medio trasferito nel terreno risulta pari a 7,57 t/m².

L'entità considerevole del carico, le scadenti caratteristiche del sottosuolo, ricavati dalle prove di laboratorio, dalle indagini in sito e dalle prospezioni sismiche, unitamente alla esigenza di limitare i cedimenti, consigliano ragionevolmente per l'edificio da realizzare l'adozione di una fondazione a platea, eventualmente nervata, su pali. (V.Paragr.10).

L'ingegnere strutturista, che conosce i dati riguardanti le caratteristiche della struttura e i parametri geotecnici del modello litostratigrafico descritto e riportato in Fig.3, è in grado di operare le scelte più opportune riguardanti lo spessore e la rigidità della platea, il numero, il diametro e la profondità dei pali, nonché la tecnologia degli stessi.

Nel calcolo della capacità portante del singolo palo è opportuno escludere i primi 5 metri per tenere in considerazione l'attrito negativo atteso a lungo termine nei primi metri per effetto della subsidenza del terreno di riporto.

Si ritiene opportuno fare presente che, nel caso di pali trivellati, occorre usare molta attenzione nell'esecuzione dei fori e nel sostegno delle pareti, in particolare nei primi 7-8 m; pertanto è necessario che la ditta esecutrice sia qualificata e con vasta esperienza in questo settore. E' superfluo ricordare che è necessaria una direzione dei lavori adeguata e con presenza in cantiere, specialmente in questa fase dei lavori.

Occorre evitare che l'area d'impronta della costruzione ricada nella porzione di suolo investigato col sondaggio S4, in quanto in tale area il terreno superficiale organico raggiunge la maggiore profondità (3 metri circa).

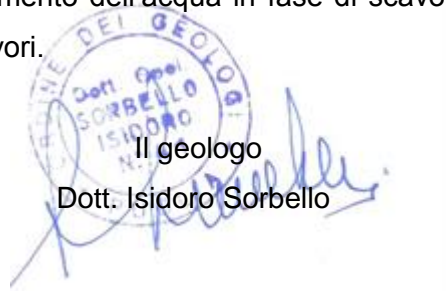
Tenendo presente la natura dei terreni superficiali e il livello della falda a piccola profondità, si suggerisce per il piano di posa della platea la quota di non meno di 1.50 di profondità dal piano campagna attuale, l'approfondimento di tale piano sarebbe positivo ma darebbe origine a problemi di varia natura.

Si ricorda che è necessario eseguire le prove di carico per la determinazione della resistenza del singolo palo appositamente realizzato (palo pilota) identico per geometria e tecnologia esecutiva a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini (paragr.6-4-3-7-1 del D.M. 14.01.2008). In corso d'opera e prima della realizzazione della struttura di collegamento si dovranno eseguire prove di carico statiche di verifica per controllare la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto, secondo le modalità e le prescrizioni delle NTC-2008 (paragr. 6-4-3-7-2).

E' necessario predisporre un sistema di smaltimento dell'acqua in fase di scavo e una sistemazione idraulica dell'area alla fine di tutti i lavori.

FOGGIA, 26/03/20015

Il geologo
Dott. Isidoro Sorbello



APPENDICE

— VERIFICA TERRENO-FONDAZIONE

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

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

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

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:

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

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

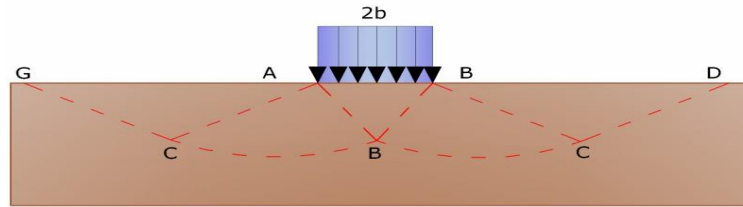
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione 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.

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

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 ($c=0$, $\varphi \neq 0$) 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:

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

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.

$$\text{Carico verticale} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

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

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

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

fattore di forma:

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

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

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 $D/B < 1$

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

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:

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

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

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

Fattore di profondità:

$$\begin{aligned}
 d'_c &= 0.4k \\
 d_c &= 1 + 0.4k \\
 d_q &= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k \\
 d_\gamma &= 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi \\
 k &= \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1 \\
 k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$\begin{aligned}
 i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\
 i_q &= \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0) \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$\begin{aligned}
 g'_c &= \frac{\beta}{147} \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta}{147} \\
 g_q &= g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$\begin{aligned}
 b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_q &= \exp(-2\eta \tan \varphi) \\
 b_\gamma &= \exp(-2.7\eta \tan \varphi)
 \end{aligned}$$

Formula di Vesic (1975)

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

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

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).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

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

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

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

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

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

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

Dove:

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

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

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

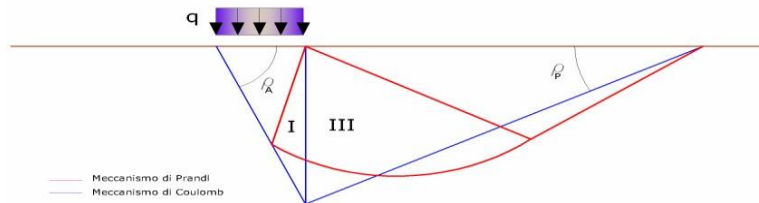
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 (qL)

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:

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

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

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

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

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:

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

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

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

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

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:

kh/(1-kv)	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 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.

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_i = 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 EDOMETRICI

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

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

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

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

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

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

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

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

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

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

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

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

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

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

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

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

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

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

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

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

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 nastroformi, 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 è 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

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

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.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC2008
Larghezza fondazione	12,8 m
Lunghezza fondazione	21,42 m
Profondità piano di posa	1,5 m
Altezza di incastro	1,5 m
Profondità falda	0,65
Sottofondazione....Sporgenza, Altezza	0,2/0,1 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,1955
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,047
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,338

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

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

DH	Gam	Gams	Fi	Fi Corr.	c	c Corr.	cu	Ey	Ed	Ni	Cv	Cs
[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]		[cmq/s]	
2,5	16,5	16,5	14,0	14	14,0	14,0	15,0	4000,0	2000,0	0,0	0,0	0,0
5,0	18,36	18,36	15,4	15,4	15,3	15,3	17,6	7840,0	3100,0	0,0	0,0	0,0
15,0	20,4	20,4	25,1	25,1	6,16	6,16	0,0	12940,0	7800,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	74,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

3	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	0,00	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.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	Si	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

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	85,82 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	47,68 kN/m ²
Tensione [Ed]	74,25 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1,16
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Non verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	3432,86 kN/m ³
---------------------	---------------------------

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
--------------	-----

Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,12
Fattore profondità [Dc]	0,05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	88,99 kN/m ²
Resistenza di progetto	49,44 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
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	85,82 kN/m ²
Resistenza di progetto	47,68 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,12
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite	87,89 kN/m ²
Resistenza di progetto	48,83 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,12
Fattore profondità [Dc]	0,05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	88,99 kN/m ²
Resistenza di progetto	49,44 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,12
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	86,48 kN/m ²
Resistenza di progetto	48,05 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE**A2+M2+R2**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	2,78
Fattore [Nc]	8,93
Fattore [Ng]	0,53
Fattore forma [Sc]	1,19
Fattore profondità [Dc]	1,05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,12
Fattore profondità [Dq]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,23
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 181,04 kN/m²Resistenza di progetto 100,58 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,06
Fattore [Nc]	10,33
Fattore [Ng]	1,53
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,23
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	181,39 kN/m ²
Resistenza di progetto	100,77 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	2,78
Fattore [Nc]	8,93
Fattore [Ng]	0,5
Fattore forma [Sc]	1,18
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,09
Fattore profondità [Dg]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,23
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	177,38 kN/m ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto	98,55 kN/m ²
------------------------	-------------------------

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

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	2,78
Fattore [Nc]	8,93
Fattore [Ng]	1,51
Fattore forma [Sc]	1,19
Fattore profondità [Dc]	1,05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,12
Fattore profondità [Dq]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,23
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite	188,54 kN/m ²
Resistenza di progetto	104,75 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

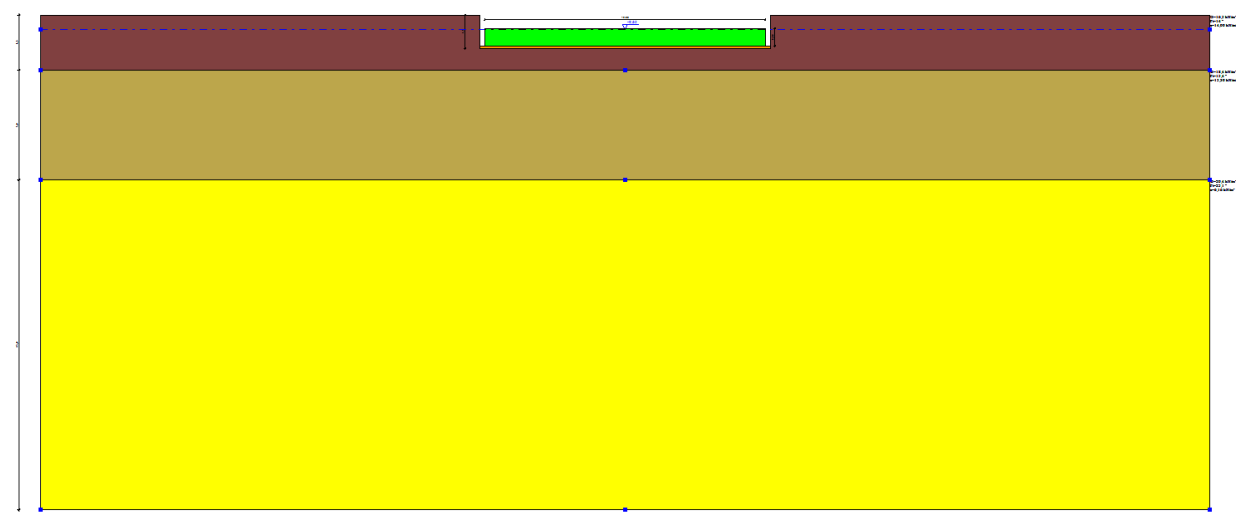
Fattore [Nq]	2,78
Fattore [Nc]	8,93
Fattore [Ng]	0,71
Fattore forma [Sc]	1,18
Fattore profondità [Dc]	1,05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,12
Fattore profondità [Dq]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,82
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,23
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite	182,39 kN/m²
Resistenza di progetto	101,33 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====



CEDIMENTI PER OGNI STRATO***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**Pressione normale di progetto 74,25 kN/m²**Cedimento totale 16,52 cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario;
 Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	2	19,761	57,824	Edometrico	2,89	--	2,89
2	5	44,49	54,696	Edometrico	8,82	--	8,82
3	15	145,32	25,02	Edometrico	4,81	--	4,81

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto 74,25 kN/m²
 Spessore strato 20,0 m
 Profondità substrato roccioso 40,0 m
 Modulo Elastico 7800,0 kN/m²
 Coefficiente di Poisson 0,48

Coefficiente di influenza I1 0,4
 Coefficiente di influenza I2 0,07
 Coefficiente di influenza Is 0,4

Cedimento al centro della fondazione 45,29 mm

Coefficiente di influenza I1 0,22
 Coefficiente di influenza I2 0,1
 Coefficiente di influenza Is 0,23
Cedimento al bordo 12,77 mm