



A.T.O. 4 - LAZIO MERIDIONALE - LATINA



ACQUALATINA S.p.A.

CENTRO COMMERCIALE LATINAFIORI, TORRE 10 MIMOSE
V.LE PIER LUIGI NERVI - 04100 LATINA - ITALIA TEL. (+39)0773 642 FAX (+39)0773 472074

COMUNE DI VENTOTENE

**IMPIANTO DI DISSALAZIONE
PER L'ISOLA DI VENTOTENE**

PROGETTO DEFINITIVO

Documento N°:

004

RELAZIONE GEOLOGICA - TECNICA

CODICE ELABORATO:

IVE 100-004-IRE

PROGETTISTA

ING. GASPARE SILVESTRI
ING. GASPARE SILVESTRI
SEZIONE A
SETTORE AMBIENTALE
INDUSTRIALE - DELL'INFORMAZIONE
ISCRIZIONE
15056

DIRITTORE TECNICO:

ACQUALATINA S.p.A.
Direttore Tecnico
ING. ENNIO CIMA
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Latina - Iscr. n. A1187

REV	DATA	Descrizione oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato
A	SETT. 2010	PRIMA EMISSIONE	RAPONI	SILVESTRI	CIMA

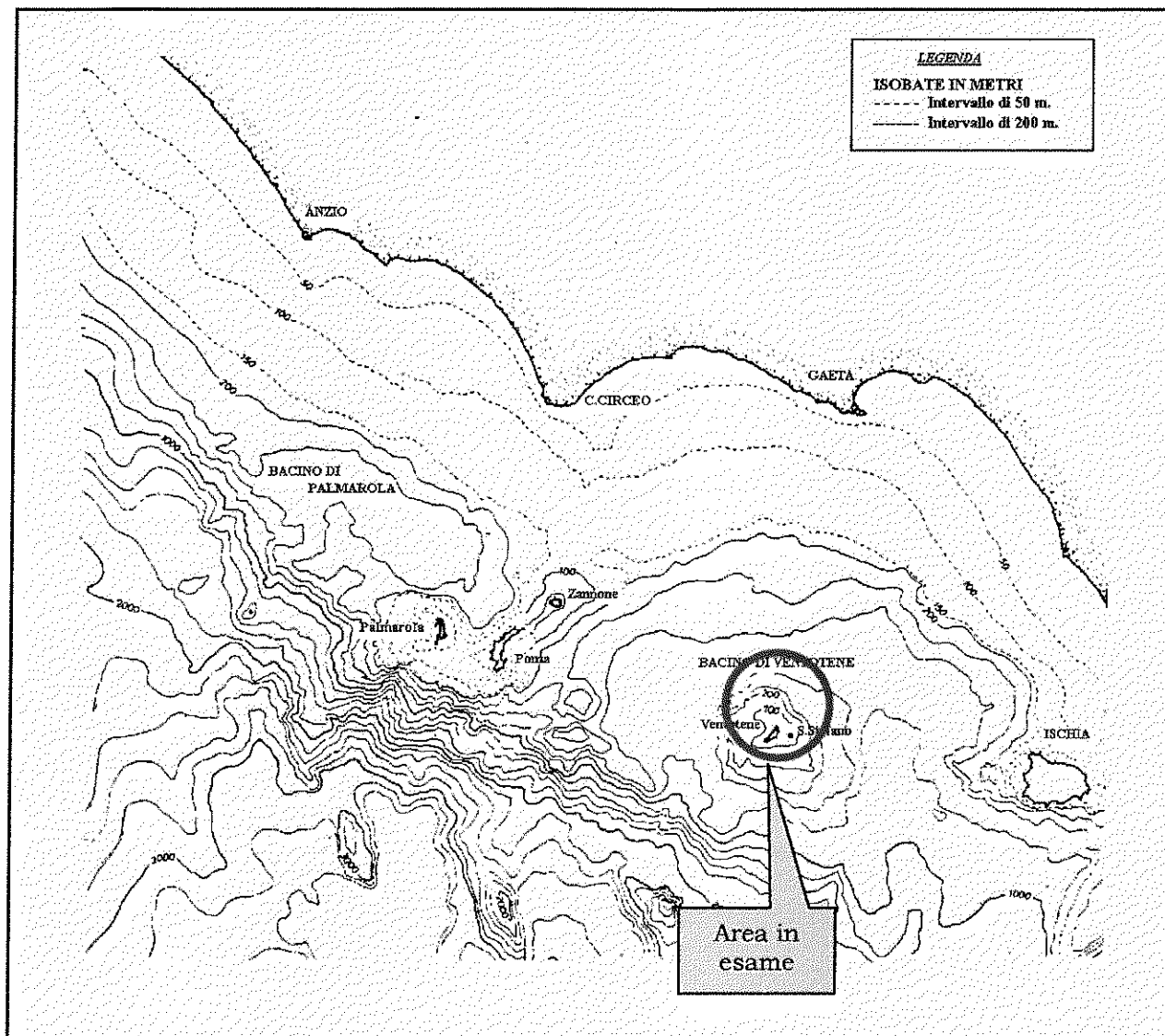
Struttura di supporto: DR. GEOL. DANIELE RAPONI



PREMESSA

L'area oggetto del presente lavoro è ubicata in località prospiciente a Cala Rossano, nel territorio comunale dell'isola di Ventotene (Latina). In particolare la zona interessata dall'indagine ricade nella Sezione "Ventotene" della C.T.R. scala 1:10.000 della Regione Lazio, e nel foglio n. 171 "Gaeta" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000.

Il presente lavoro ha lo scopo di:



- Descrivere le formazioni e/o unità geologiche interessate dalle future strutture di fondazione, le caratteristiche geotecniche generali dell'area, l'andamento della successione stratigrafica del lotto in studio;

Il sottoscritto ai fini della redazione della presente relazione ha svolto le seguenti indagini:

- esame della cartografia ufficiale disponibile (topografica, geologica, idrogeologica e geomorfologica);
- dettagliato rilevamento geologico e geo-morfologico di superficie del sito in esame e delle aree adiacenti significative;
- ricerca d'informazioni reperibili in letteratura attinenti alle caratteristiche di sismicità dell'area;



● analisi dei dati esistenti ed esecuzione di n. 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di circa 9 metri dal p.c., e di n. 6 S.P.T. in foro per la migliore definizione delle caratteristiche geomeccaniche dei litotipi interessati dalle fondazioni.

A tal proposito l'incarico è stato svolto mediante la realizzazione delle seguenti attività:

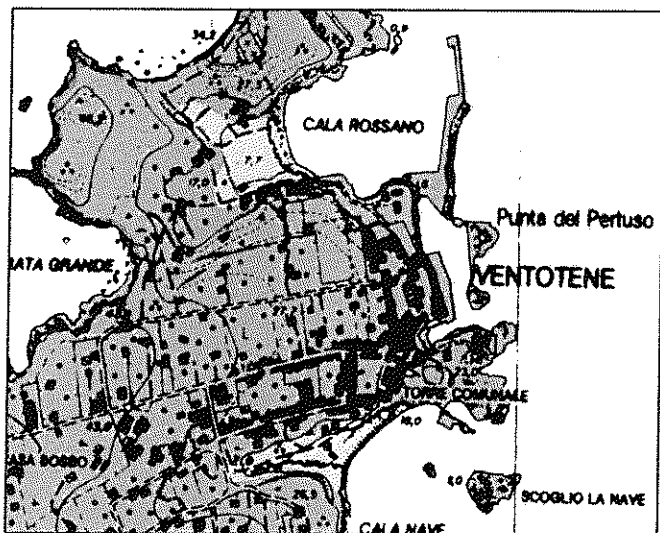
- stesura della presente relazione geologico-tecnica con caratterizzazione geologico-tecnica, dati stratigrafici e geomorfologici, dati idrogeologici (posizione ed escursione della falda), indicazioni/precauzioni sulla necessità di sostegno delle pareti di scavo durante i lavori;

- stesura elaborati grafici con inquadramento territoriale, geologico e sezione geologico-tecnica.

Lo studio è stato effettuato attraverso seguendo le disposizioni legislative in materia, soprattutto per quel che riguarda le nuove norme del testo unico dell'edilizia relativamente alle prescrizioni in zona sismica (*"Norme Tecniche per le Costruzioni"* - D.M. del 14/01/2008, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 con Supplemento Ordinario n. 30), che definiscono le regole da seguire per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica. Esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

MODELLO GEOLOGICO

L'isola di Ventotene appartiene, geograficamente, all'arcipelago pontino, costituito dalle isole di Ponza, Palmarola, Zannone, Ventotene, Santo Stefano e altri piccoli scogli. Queste isole sono disposte più o meno parallelamente alla linea di costa, ad una distanza media di 50 km tra Ischia e Capo Circeo.



Stralcio della carta geologica dell'isola di Ventotene.
Non in scala.

L'arcipelago pontino è sorto e si è sviluppato tra il margine esterno della piattaforma continentale e la scarpata che raccorda la piattaforma continentale con la piana abissale del Tirreno. Intorno alle isole di Ventotene e Santo Stefano la profondità del fondo del mare raggiunge gli 80 metri, mentre 15-20 km a sud di Ponza la profondità aumenta bruscamente fino ad oltre 2.000 metri.

La piattaforma continentale (De Rita et al. 1984) è costituita da strutture plicative a scaglie sovrapposte generate da una tettonica compressiva mio-pliocenica, con una costituzione simile a quella dell'Appennino centrale. Tuttavia l'attuale assetto morfologico dell'area è legato principalmente agli effetti della successiva fase tettonica

attiva sin dal Pliocene che, caratterizzata da fenomeni distensivi, ha dislocato tutta l'area in una serie di alti e bassi strutturali.

Unitamente allo smembramento della piattaforma continentale, la tettonica

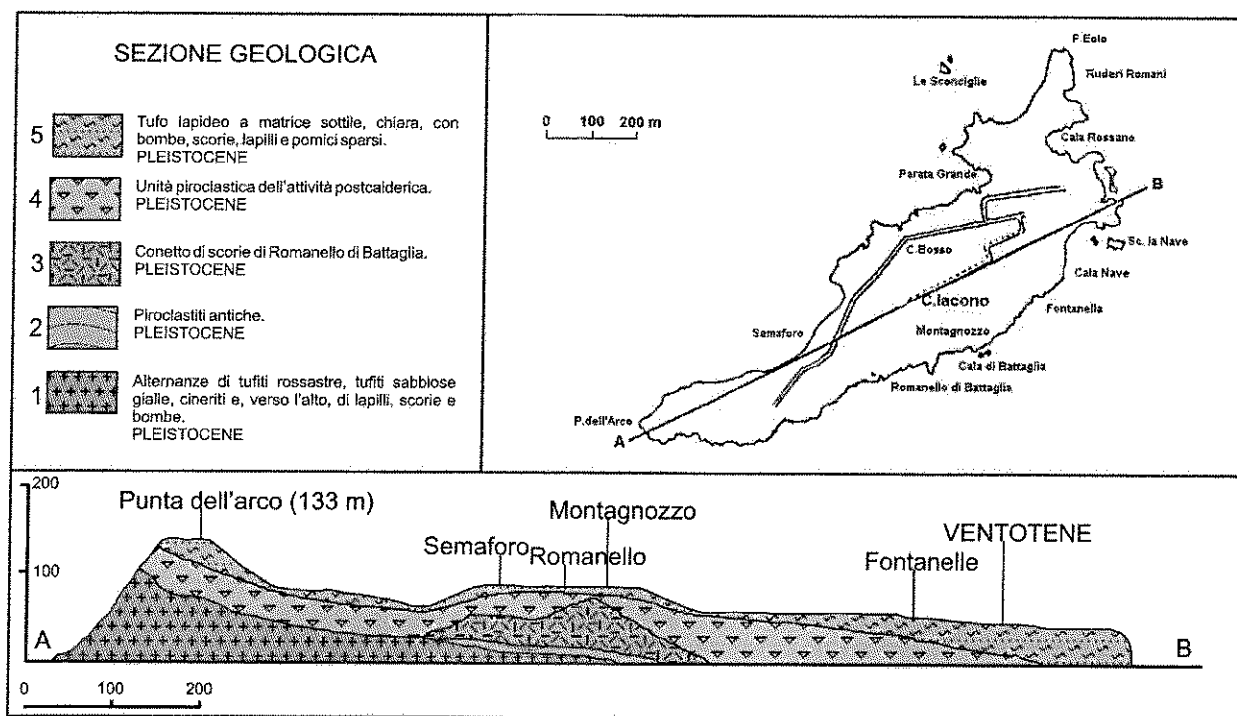


plio-quadernaria ha instaurato in tutto questo settore un accentuato vulcanismo che oggi si può riconoscere nelle rocce dei Colli Albani, della maggior parte delle isole pontine, dell'isola di Ischia, nelle manifestazioni del vulcanismo campano.

In relazione alle caratteristiche geologiche e alla posizione geografica, si usa suddividere le isole pontine in due gruppi: l'arcipelago pontino occidentale, con Ponza, Palmarola e Zannone, e l'arcipelago pontino orientale, con Ventotene e Santo Stefano.

Le isole di Ponza, Palmarola e Zannone (arcipelago pontino occidentale), rappresentano i lembi emersi di un alto strutturale della piattaforma continentale tirrenica e sono caratterizzate da prodotti vulcanici prevalentemente sottomarini, più antichi (circa 5 milioni di anni) e più acidi nelle isole di Palmarola, Ponza Nord e Zannone, e da piroclastiti e lave subaeree di tipo alcalino-potassico trachitico nella parte meridionale di Ponza.

Dell'edificio centrale di Ventotene, che possiede un diametro di base di circa 15 km e si erge per 900 metri dal fondale più profondo del Golfo di Gaeta, emerge solo la piccola



Sezione geologica attraverso l'Isola di Ventotene. Rappresentazione non in scala.

parte terminale. Infatti, mentre gran parte della struttura vulcanica si trova sotto il livello del mare, la porzione superficiale è stata fortemente ridotta dall'azione erosiva. I prodotti vulcanici, non molto ricchi in silice, presentano natura alcalino-potassica, e sono costituiti da lave e piroclastiti subaeree messi in posto tra l'inversione magnetica Brunhes-Matuyama (0,73 Ma) e gli ultimi 100.000 anni.

La struttura dell'isola è costituita interamente dalle formazioni vulcaniche prodotte dall'attività dello strato-vulcano di cui Ventotene e Santo Stefano rappresentano i lembi emersi.

Occorre innanzitutto distinguere, all'interno delle rocce vulcaniche di Ventotene, le colate laviche propriamente dette (litoidi e fratturate) dai depositi piroclastici (eterogenei



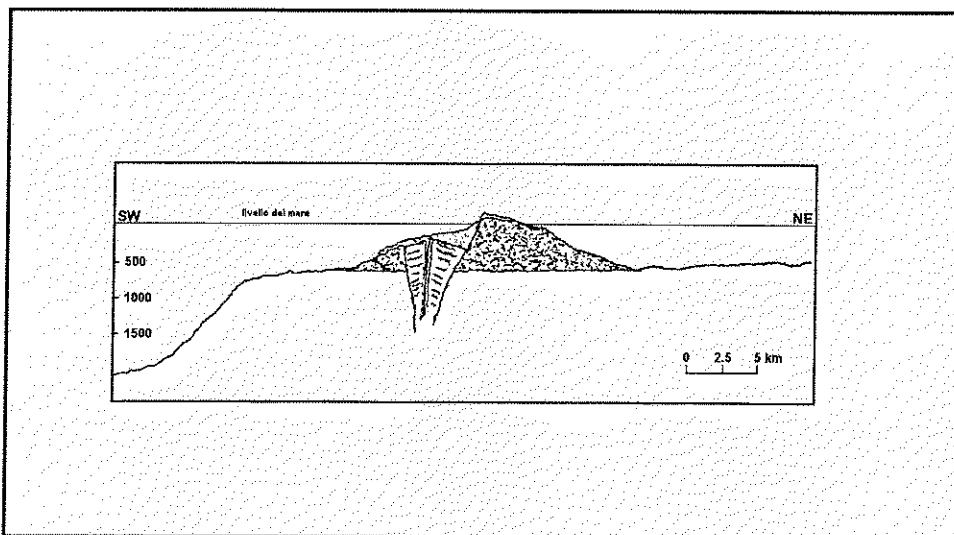
e più o meno cementati).

Tra le unità affioranti, le lave occupano la posizione stratigrafica inferiore e costituiscono la base della falesia della parte sud-occidentale dell'isola. In affioramento il loro spessore diminuisce a partire da Punta dell'Arco, sia verso Romanello di Battaglia, sia verso Cala Parata, indicando una generale immersione di tutta la serie dei depositi vulcanici verso NE. La giacitura generale dei prodotti vulcanici fa ritenere che il centro eruttivo sia ubicato in mare, 2-3 km a SW dell'isola.

Dal punto di vista petrografico gli autori (Barberi et. al 1967; Metrich & Santacroce) classificano le lave di Ventotene come basalti alcalino-potassici (trachibasalti, K-hawaiti), lave molto calde che hanno dato luogo a colate fluide in cui si riconoscono a tutt'oggi le tipiche "strutture a corda".

La successione delle colate laviche basali è delimitata al tetto da un orizzonte di scorie al quale segue un primo orizzonte discontinuo (dello spessore massimo di circa 2 m) costituito da depositi piroclastici. Su tali depositi si basa un corpo di lave che attraversa trasversalmente l'isola tra Il Semaforo e Romanello di Battaglia. Gli autori ritengono che possa trattarsi dei prodotti di un cono secondario.

La successione stratigrafica si chiude con una potente serie piroclastica costituita da livelli cineritici e sabbiosi più o meno ricchi di scorie, pomici, lapilli ed inclusi litici di varia natura, alternati ad orizzonti di scorie. Queste piroclastiti, affioranti nell'area in esame, sono il prodotto di più eventi esplosivi sia di tipo stromboliano, sia di tipo freatomagmatico. La presenza di superfici di erosione e di paleosuoli è il risultato di



Strato vulcano di Ventotene.

lunghi periodi di stasi nell'attività dello strato-vulcano.

La giacitura delle piroclastiti segue l'andamento generale delle lave sottostanti con immersione generale verso E-NE, pertanto affiorano in maniera particolarmente estesa in tutta la parte nord-occidentale dell'isola, ivi

compresa l'area occupata dal Porto Romano.

In limitati settori dell'isola, al di sopra delle vulcaniti si sono depositi terreni di origine sedimentaria:

- sabbie eolico-litorali con frammenti di organismi marini, talora concrezionate alternate a crostoni calcarizzati, attribuiti al Pleistocene superiore p.p. La deposizione di questi sedimenti, che affiorano tra Cala Rossano, Casa Bosso e Casa Santomauro fino ad una quota di 50 m s.l.m., può essere connessa con fenomeni di innalzamento eustatico del livello marino;
- depositi alluvionali che colmano il fondo dei principali fossi che incidono l'isola



e che sono costituiti da materiale piroclastico rimaneggiato dalle acque dilavanti.

Per quanto riguarda l'età delle formazioni vulcaniche, Barberi et al. 1967, sulla base di datazioni assolute con il metodo K-Ar, attribuiscono la base delle lave a 1,7 Ma.

Metrich & Santacroce, sulla base di analisi più dettagliate, ipotizzano che le colate laviche si siano messe in posto in un intervallo di tempo compreso tra 0,8 e 0,48 Ma. La deposizione delle piroclastiti è successiva e pare sia terminata circa 0,2 Ma fa.

L'isola di Santo Stefano, posta circa 1,5 km a E di Ventotene, rappresenta un'altro lembo dello stesso strato-vulcano. Anch'essa è costituita alla base da colate laviche e superiormente da prodotti piroclastici, ma in quest'isola gli affioramenti sono più discontinui rispetto a quelli di Ventotene.

La parte basale dell'isola è costituita da lave monolitiche, generalmente più scoriacee nella parte alta della serie.

I livelli piroclastici sovrastanti le colate sono molto simili a quelli di Ventotene, costituiti da successioni alternate di livelli di pomici, lapilli e cineriti. Le pomici bianche raggiungono in alcuni livelli dimensioni di 5-6 cm (Barberi et al. 1967).

I terreni sedimentari dell'Isola di Santo Stefano, affioranti tra l'area di Villa Giulia e la zona del carcere borbonico, sono costituiti dalle sabbie eolico-litorali, aventi caratteristiche analoghe a quelle di Ventotene.

Dal punto di vista geomorfologico la porzione interna dell'isola di Ventotene, estesa complessivamente circa 1,25 km², presenta un andamento pianeggiante, con una pendenza blanda da Sud-Ovest verso Nord-Est.

Il drenaggio delle acque meteoriche è assicurato da una serie di fossi naturali molto incisi e dotati di portate modeste. La scarsità delle portate dei fossi è dovuta al volume delle precipitazioni generalmente scarso (619 mm/anno) ed all'esigua estensione dei bacini idrografici (al massimo qualche decina di ettari).

I principali fossi dell'isola drenano verso Sud o Sud-Est, probabilmente ripercorrendo le direttrici degli antichi drenaggi impostatisi lungo il cono vulcanico prima dello sprofondamento della caldera.

L'elemento morfologico più evidente è la falesia che delimita il perimetro di tutta l'isola, formatasi in seguito all'azione erosiva esercitata dal mare sulle piroclastiti e sulle colate laviche. Tale azione sovente provoca l'innescio di fenomeni franosi. Le condizioni di stabilità della falesia variano in funzione dei terreni affioranti e dell'entità dell'erosione esercitata dagli agenti atmosferici e dal mare. La loro altezza varia da circa 100 m a qualche metro, ed è connessa con l'andamento altimetrico dell'isola e con la natura litologica delle formazioni presenti nei singoli tratti.

A quanto risulta, a differenza dell'isola di Ponza, Ventotene sembra non possedere un esteso sistema di cunicoli drenanti per la captazione delle acque di infiltrazione sotterranea.

ANALISI SISMICA

Il Lazio è caratterizzato da una sismicità che si distribuisce lungo fasce allungate in direzione NW-SE, nella direzione della costa tirrenica e della catena montuosa appenninica. Lungo queste fasce la sismicità risulta gradualmente crescente dalla costa verso l'Appennino.

Il territorio della provincia di Latina presenta una limitata attività sismica locale. La zona può essere invece investita dagli effetti di terremoti originatisi altrove. Infatti, a



distanze poco elevate si rileva la presenza di significativi centri sismici quali:

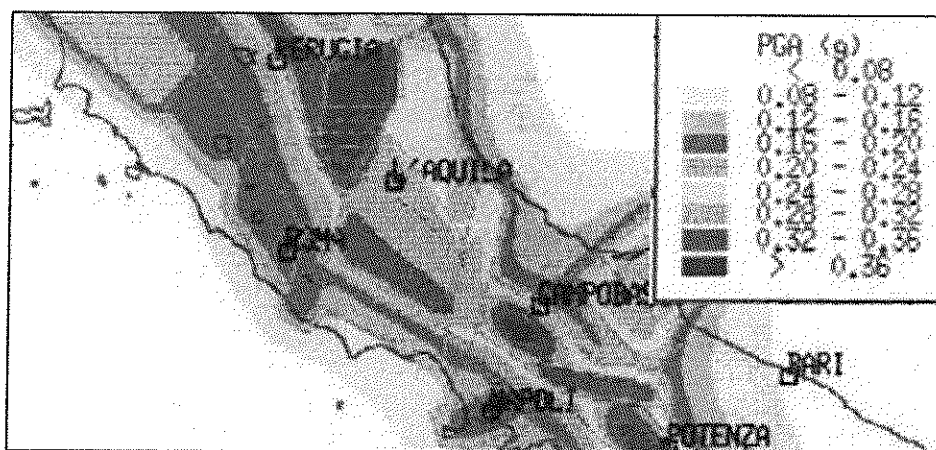
- i Colli Albani;
- la Valle Latina;
- l'area del Fucino.

In particolare, terremoti di media intensità ma molto frequenti, fino all'VIII MCS/MSK, avvengono nell'area degli apparati vulcanici del Lazio, Colli Albani e Monti Vulsini, ed in alcuni aree del frusinate; terremoti molto forti, fino al X-XI della scala macrosismica MCS/MSK, ma relativamente poco frequenti, si hanno nelle conche di origine tettonica di Sora e Cassino.

Nell'arcipelago Pontino, sebbene allo stato attuale possano considerarsi concluse le fasi più intense della tettonica distensiva e delle manifestazioni vulcaniche, l'area appare ancora interessata da una discreta attività sismica. Infatti, l'isola di Ventotene, essendo molto prossima al bordo della scarpata continentale, risente dei fenomeni sismici connessi con l'instabilità geologica della porzione del bacino tirrenico in cui è situata. Dallo studio dei dati storici risulta che i movimenti sismici locali sono correlati ad una tettonica di tipo distensivo e di origine superficiale (gli ipocentri sono posti a profondità non superiori ai 30 km). L'energia liberata da questi eventi è relativamente poco elevata e dà luogo, nella maggior parte dei casi, a sismi di intensità compresa tra il IV e il VI grado della scala Mercalli.

Inoltre, dai dati dell'"Atlas of isoseismal maps of Italian Earthquakes" (CNR-1985) risulta che anche i

terremoti che si verificano nelle aree più instabili dell'Appennino centro-meridionale (Irpinia, Fucino, Valle Latina, Colli Albani), raggiungono l'isola con intensità molto ridotta (i terremoti dell'Irpinia del 1930 e del 1980,



Ground Acceleration (PGA), componente orizzontale (SLEJKO, 1996).

rispettivamente del X e IX grado Mercalli, furono risentiti nell'isola con intensità pari al IV e V grado Mercalli).

Sebbene allo stato attuale possano considerarsi concluse le fasi più intense della tettonica distensiva e delle manifestazioni vulcaniche, le ultime emissioni risalirebbero a 200.000 anni (Metrich & Santacroce - in stampa -), tuttavia, osservando i dati riportati nella tab.1, ricavati dal catalogo dei terremoti italiani dall'anno 1000 al 1980 (CNR-Progetto finalizzato GEODINAMICA), l'area appare ancora interessata da una discreta attività sismica.

LOCALITA'	ANNO	MESE	LAT.NORD	LONG.EST	INTENSITA' (Mercalli)
Medio Tirreno	1781	genn	40°54'	12°58'	VI
Medio Tirreno	1781	aprile	40°54'	12°58'	VI
Isola di Ischia	1796	marzo	40°45'	13°5'	IX



Isola di Ischia	1841	marzo	40°45'	13°55'	VII
Isola di Ischia	1863	gennaio	40°45'	13°55'	VI-VII
Isola di Ischia	1867	agosto	40°45'	13°55'	VI
Isola di Ischia	1881	marzo	40°45'	13°55'	V
Isola di Ischia	1881	luglio	40°45'	13°55'	V
Medio Tirreno	1885	maggio	40°48'	13°26'	V
Medio Tirreno	1907	marzo	40°54'	13°00'	VI
Medio Tirreno	1907	marzo	40°50'	12°50'	V-VI
Isola di Ischia	1961	aprile	40°41'	13°57'	n.p
Medio Tirreno	1979	gennaio	41°42'	10°23'	n.p
Medio Tirreno	1980	aprile	40°28'	13°28'	n.p

Tabella 1 - Principali eventi sismici occorsi nelle aree più prossime alle isole di Ventotene e Santo Stefano (dati tratti dal "Catalogo dei terremoti italiani dall'anno 1000 al 1980 - Consiglio Nazionale delle Ricerche -1984).

Con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni è stato abbandonato in modo definitivo il concetto di "Zone Sismiche", ovvero la suddivisione del territorio italiano in quattro categorie. Infatti, la normativa introduce un nuovo concetto nei riguardi dell'azione sismica, che interessa la verifica del grado di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi sul sito di costruzione. In considerazione di ciò, l'azione sismica è definita dai valori di alcuni parametri fisici che ne descrivono il moto del suolo in condizioni di campo libero e della risposta sismica, relativa alla struttura, in merito a prefissate probabilità di superamento che possono avvenire in un determinato periodo di tempo.

La determinazione delle azioni sismiche rappresenta una delle più importanti novità introdotte dalla norma attraverso gli allegati A e B. Infatti per descrivere la pericolosità sismica di un sito sia in termini geografici, che in termini temporali e con un buon grado di precisione è necessario che i risultati siano forniti:

- attraverso un reticolo di riferimento geografico i cui nodi estremi siano intervallati da un valore $\leq 0,05^\circ$;
- da un intervallo temporale di riferimento compreso tra i 30 anni e i 2475 anni relativo alle diverse probabilità di superamento in 50 anni e per i diversi periodi di ritorno **TR**;
- da valori di accelerazione massima orizzontale **ag** insieme ai parametri che consentono di definire gli spettri di risposta elastici per il sito di riferimento;

Si precisa inoltre che un qualsiasi punto del territorio nazionale non ricadente sui nodi del reticolo di riferimento, i parametri di riferimento **ag**, **Fo**, **TC*** per la definizione dell'azione sismica di progetto, possono essere determinati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare, ovvero del reticolo di riferimento stesso attraverso la seguente relazione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove **p** rappresenta il valore nel punto cercato, **pi** il valore del parametro di interesse nell'iesimo punto della maglia elementare e **di** la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia elementare di riferimento.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica sul reticolo nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Secondo le nuove N.T.C. (2008), 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 (per terreno rigido orizzontale: **ag** accelerazione orizzontale massima, **Fo** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, **TC*** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale; i valori di **ag**, **Fo** e **TC*** sono forniti in tabella per i 10751 punti in cui è suddiviso il territorio nazionale (elencati secondo longitudine e latitudine).

Il fattore di amplificazione sismica, **S**, che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno di fondazione, suddiviso in 5 diverse categorie, (nel caso in esame rientra nella categoria, B, *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina), presenta un valore di $S = 1,25$; $T_b = 0,15$; $T_c = 0,50$; $T_d = 2$ (componente orizzontale) e $S = 1$; $T_b = 0,05$; $T_c = 0,15$; $T_d = 1$ (componente verticale).

Parametri sismici di sito

Tipo di elaborazione: Opere di sostegno

Riferimenti del sito in esame.

latitudine: 40,7989

longitudine: 13,4302

Classe: 4

Vita nominale: 250

Siti di riferimento (maglia)

Sito 1 ID: 31634 Lat: 41,1849 Lon: 13,4239 Distanza: 42928,925

Sito 2 ID: 33194 Lat: 40,8345 Lon: 13,8207 Distanza: 33099,216

Sito 3 ID: 44509 Lat: 38,2849 Lon: 13,3637 Distanza: 279604,482

Sito 4 ID: 33415 Lat: 40,7847 Lon: 13,7544 Distanza: 27340,859

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 500 anni

Coefficiente c_u : 2

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 301 [anni]

ag: 0,083 g

Fo: 2,506

Tc*: 0,375 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 503 [anni]

ag: 0,101 g

Fo: 2,532

Tc*: 0,386 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %



Tr: 2475 [anni]

ag: 0,172 g

Fo: 2,649

Tc*: 0,413 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 2475 [anni]

ag: 0,172 g

Fo: 2,649

Tc*: 0,413 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,200

Cc: 1,340

St: 1,000

Kh: 0,018

Kv: 0,009

Amax: 0,979

Beta: 0,180

SLD:

Ss: 1,200

Cc: 1,330

St: 1,000

Kh: 0,029

Kv: 0,015

Amax: 1,189

Beta: 0,240

SLV:

Ss: 1,200

Cc: 1,310

St: 1,000

Kh: 0,050

Kv: 0,025

Amax: 2,025

Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,200

Cc: 1,310

St: 1,000

Kh: 0,050

Kv: 0,025

Amax: 2,025

Beta: 0,240

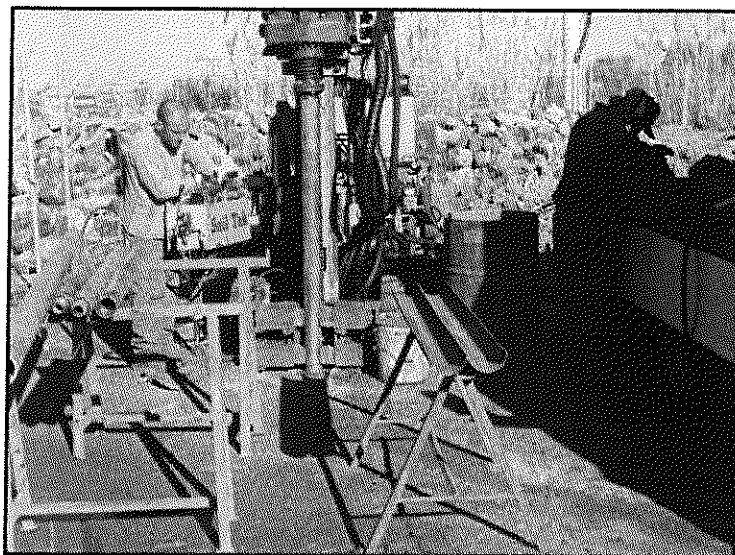
MODELLO GEOTECNICO

Dall'analisi delle sezioni esposte lungo la falesia prospiciente il Porto Romano e dal confronto con altri dati di letteratura relativi ad alcune indagini geognostiche effettuate



nella zona di Via Cala Nave, consistenti in prove penetrometriche dinamiche, sondaggi meccanici e profilo sismico a rifrazione (GEO.PRO.TER. per I.A.C.P. 1983), è stato possibile ricostruire un quadro sufficientemente attendibile delle caratteristiche geomeccaniche del sottosuolo.

Inoltre nel presente lavoro, i dati di letteratura, sono stati integrati con indagini



specifiche puntuali realizzate nel sito in esame, ovvero, in coincidenza del campo sportivo comunale, che è l'area individuata su cui dovrà essere realizzato l'impianto di dissalazione in progetto. Si ritiene, dunque, di possedere una discreta caratterizzazione geomeccanica dei litotipi interessati dalle strutture di fondazione.

In genere, comunque, non sono presenti sull'isola livelli litologici con caratteristiche geotecniche particolarmente scadenti, essendo la successione stratigrafica caratterizzata dalla presenza di soli materiali di origine piroclastica,

effusi o depositatisi in posto o localmente rimaneggiati dagli agenti atmosferici.

Le piroclastiti esposte lungo la falesia del porto sono sempre addensate e, generalmente, cementate. Presentano caratteristiche geotecniche tipiche dei tufi e delle pozzolane, con elevati valori dell'angolo di attrito interno, bassa compressibilità e notevole capacità portante.

In particolare, al tetto della successione piroclastica, l'ultimo orizzonte, potente da 15 a 30 m, è costituito da tufi gialli cementati con inclusi litici e scorie. I dati ricavati dalle indagini geognostiche eseguite in via Cala Nave, hanno evidenziato la seguente serie stratigrafica:

- a) da 0.00 m a 1.00 m circa dal p.c: *"suolo vegetale"*
- b) da 1.00 a 2,50 - 4.00 m circa *"tufite sabbiosa sciolta"*; *sedimenti eolico-litorali del Pleistocene*
- c) da 2,50 - 4.00 m a 12.00 m circa *"tufite sabbiosa addensata e a seguire tufo litoide giallastro"*; *unità delle "tufiti giallastre a scorie e blocchi del tetto dell'unità piroclastica"*.

In questo orizzonte sono stati registrati, durante i sondaggi penetrometrici dinamici, rifiuti strumentali e in prove di sismica a rifrazione, elevate velocità delle onde sismiche, intorno ai 780 m/s, caratteristiche di un notevole stato di addensamento dei materiali.

Per la tufite sabbiosa sciolta sono stati ricavati valori dell'angolo di attrito interno compresi tra 31° e 33°, mentre per le tufiti giallastre addensate il valore dell'angolo di attrito interno è di circa 35°. Nel complesso, quindi, ad esclusione degli orizzonti più superficiali, per uno spessore massimo di 2.00 m, il sottosuolo risulta caratterizzato da terreni aventi discrete o buone caratteristiche geotecniche.

L'analisi geomeccanica in sito condotta nel presente lavoro ha parzialmente confermato i dati di letteratura. Per maggiore chiarezza in allegato al presente studio è riportato il log stratigrafico desunto dall'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo.

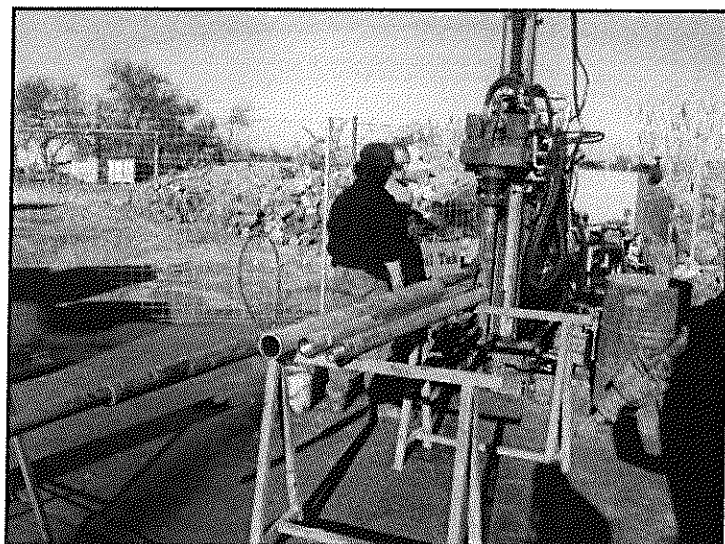


Nel sito in studio è stato rilevato quanto segue. A fronte di un deposito di alterazione limo-sabbioso di natura pozzolanacea, esteso dal p.c. e potente all'incirca 3,5 metri, si è riscontrato in profondità fino a circa 9,00 m dal p.c., uno spessore competente di tufi grigi-nocciola di natura prevalentemente argillosa con abbondanti inclusi e livelli ghiaiosi. Nell'area del campo sportivo si sono rilevati depositi di natura incoerente, con molta probabilità terreni di riporto, per uno spessore di 3,50 metri. Già a 4.00 m dal p.c. le prove penetrometriche e i sondaggi a carotaggio continuo hanno mostrato depositi litologici particolarmente competenti e ben consistenti, con valori del numero dei colpi nelle prove SPT discretamente elevati (n. 33 colpi per 30 cm di infissione nel sondaggio 1 a 6,00 m dal p.c. e n. 69 colpi per 30 cm di infissione nel sondaggio 2 a 4,00 m dal p.c.). Dalle prove penetrometriche eseguite in foro di sondaggio sono stati ricavati i principali parametri geotecnici utili ai fini progettuali:

	Spessore strato	Peso unità volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Angolo di attrito	Coesione (KN/mq)	Coesione non drenata (KN/mq)	Modulo elastico (KN/mq)	Mod. edometrico (KN/mq)
Strato 1	3.5 m	18.44	19,12	30°	0.00	0.00	1500000	582800
Strato 2	5.5 m	21.77	24,22	30°	218.69	218.69	32361.9	14847.2

Limitatamente agli aspetti geotecnici, i contenuti del D.M. 14 Gennaio 2008 mettono in evidenza tre novità importanti rispetto alle precedenti norme (*"Norme tecniche per le costruzioni"* con quelli del 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"* e del D.M. 16 Gennaio 1996 *"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*), che sono nell'ordine:

1. l'introduzione del metodo semiprobabilistico agli stati limite per le verifiche di sicurezza delle opere geotecniche,
2. la definizione dell'azione sismica di progetto mettendo in conto gli effetti della risposta sismica locale;



3. l'introduzione di specifiche norme di progettazione e verifica delle opere e dei sistemi geotecnici soggetti ad azioni sismiche.

Per stato limite s'intende *"la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata"* (N.T.C. cap. 2, par. 2.1). Gli stati limite possono essere ultimi (SLU) o di esercizio (SLE). Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. In prima approssimazione si può dire che la verifica allo stato limite ultimo

garantisce rispetto alla rottura, mentre la verifica allo stato limite di esercizio garantisce



rispetto a deformazioni eccessive. Le verifiche agli stati limite ultimi sostituiscono le verifiche alle tensioni ammissibili previste dalle normative di vecchia generazione.

Le NTC08 prevedono che le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi per le opere e i sistemi geotecnici possano essere eseguite utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (Approccio 1 e Approccio 2).

Le NTC recitano: *"Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive."* (NTC - par. 6.1.2 Prescrizioni generali); per tale motivo, vista anche l'entità dell'opera in progetto, si è ritenuto nel presente studio condurre un'attenta analisi delle condizioni geologico-geotecniche del sito in esame.

La verifica geotecnica, in tal senso, è stata condotta seguendo entrambi gli approcci 1 e 2, verificando entrambi le combinazioni dei parametri di sicurezza, per diversi autori (Terzaghi, Hansen, Meyerhof, Vesic e Brinch-Hansen che è poi quello dell'EC8). Inoltre, non avendo nessun tipo di indicazione dal progettista per quel che riguarda il tipo di fondazione e l'entità dei carichi che andranno ad agire sulle future strutture fondali, si è ritenuto opportuno ipotizzare una profondità di appoggio di 4,00 m dal p.c., mentre, come tipo di fondazione si è utilizzata nell'elaborazione una trave rovescia (si veda in allegato lo schema ipotizzato) a cui il sottoscritto ha fornito dimensioni indicative ai soli fini del calcolo e un carico agente normalmente e non eccentrico pari a circa 100 tonnellate (980.67 KN) per ogni elemento della trave rovescia considerata. In funzione quindi delle correzioni sismiche date dai coefficienti parziali e dei due diversi approcci di calcolo (1 e 2) si è ottenuto quanto segue:

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI di FONDAZIONE TIPO TRAVE ROVESCIA NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Norme tecniche per le Costruzioni - Decreto Ministeriale 14 Settembre 2005. Gazzetta Ufficiale n. 222 del 23 settembre 2005. Supplemento Ordinario n. 159
- 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.
- Nuove Norme tecniche per le Costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008, pubblicato su S.O. della G.U. n. 30 del 4 febbraio 2008.

CARICO LIMITE

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

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la



resistenza a rottura con una legge del tipo:

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

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

Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$

Comportamento rigido - plastico

Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$

Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)

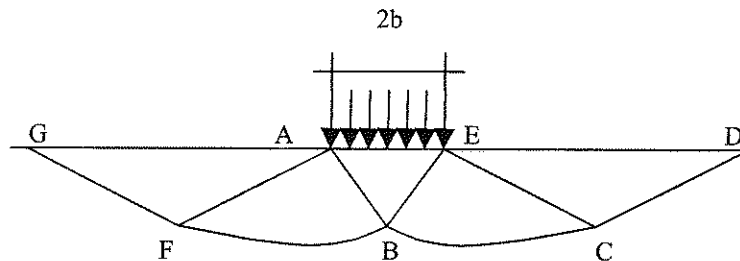
Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

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

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

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



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.

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

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

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

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

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

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:



resistenza a rottura con una legge del tipo:

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

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

Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$

Comportamento rigido - plastico

Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$

Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)

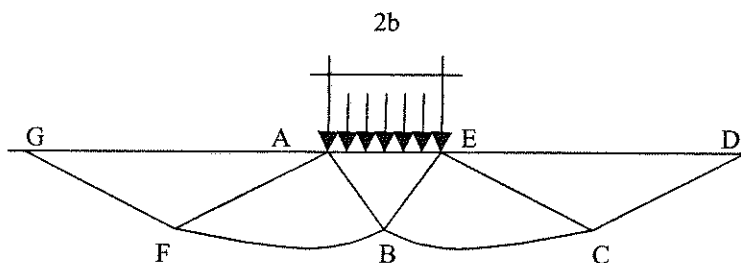
Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

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

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

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



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.

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

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

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\varphi \neq 0$) 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 **Caqnot** 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:



$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

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 α 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 α prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

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

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

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

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

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

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

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

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



scritta:

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

dove:

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

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

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_j 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.

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

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

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

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

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

fattore di forma:

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

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

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:

$$d'_{c} = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

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

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)



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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

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

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)



$$s'_{lc} = 0.2 \frac{B}{L}$$

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_{lc} = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

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

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)



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

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

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

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$$

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

Dove:

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

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

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



Fattori di forma

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

$s_q = 1 + \sin \phi'$ per forma quadrata o circolare

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

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

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

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

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

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

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

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

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

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

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

FATTORI CORRETTIVI SISMICI

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

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_o è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

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

$$K_o = a_{max}/g$$

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

Con

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

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

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0,90 \leq S_S \leq 1,80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

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

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

$$T1 (S_T = 1,0) \quad T2 (S_T = 1,20)$$

$$T3 (S_T = 1,20)$$

$$T4 (S_T = 1,40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di



analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

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

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

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_o e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_o = S \cdot (a_g / g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

S: fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

- $S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	K_o	K_v
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto: $a_g / g = C = I \cdot R$

$$C: \text{coefficiente di intensità sismica } C = \frac{S - 2}{100}$$

S: grado di sismicità ($S \geq 2$)

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

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

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

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

γ_I : fattore di importanza,



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

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

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

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

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

CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_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 DI BURLAND e BURBIDGE

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



seguente:

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

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

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

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

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

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

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

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

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

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

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

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

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

Con t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

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

DATI GENERALI DELLA FONDAZIONE IPOTIZZATA A TRAVE ROVESCIA

Le dimensioni della fondazione sono ovviamente funzionali alle sole elaborazioni di calcolo. Si è voluto verificare, in funzione delle nuove norme NTC 2008, la tipologia fondale su un elemento singolo di valore unitario (1 mq), posto ad una profondità indicativa di circa 4.0 m dal p.c., in assenza di falda idrica, con un'azione sismica del tipo di quella ipotizzata in funzione di quanto desunto dall'analisi sismica del sito, ed infine, con i valori dei parametri geotecnici sul modello di quelli elaborati in base alle prove penetrometriche condotte nell'area di intervento. Non disponendo alla data attuale dell'entità dei carichi che andranno ad agire sulla fondazione è stata fissata, in via di ipotesi preliminare di calcolo, il valore di 980.67 KN (100 tonnellate) per la pressione normale agente al centro dell'elemento di trave rovescia considerato e il 50% della forza normale per la verifica allo scorrimento (H_x e H_y pari a 490.33 KN). Si è ritenuto opportuno di eseguire la progettazione geotecnica in base ad entrambi gli approcci (1 e 2).



DATI GENERALI (vedi allegati)

Larghezza fondazione	2,1 m
Lunghezza fondazione	1,0 m
Profondità piano di posa	4,0 m
Altezza di incastro	4,0 m
Distanza fondazione dal pendio	10,0 m
Profondità falda	10,0

Azione sismica

Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido 0,083 m/sec²

Valore massimo fattore di amplificazione spettro in accelerazione orizzontale 0,0

Periodo di inizio tratto a velocità costante spettro in accelerazione orizzontale 0,0 sec

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo

B

Categoria topografica

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica	1,2
Coef. funzione categoria suolo	1,0
Amplificazione topografica	1,0
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	0,1 m/sec ²
Accelerazione massima (ag/g)	0,01
Coefficiente riduzione acceler. massima attesa al sito	0,18
Coefficiente sismico orizzontale	0,018
Coefficiente sismico verticale	0,009

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

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

DH (m)	Gam (kN/m ³)	Gams (kN/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m ²)	c Corr. (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
3,5	18,44	19,12	30,0	21,15	0,0	0,0	0,0	1500000,0	582800,0	0,0	0,0	0,0
5,5	21,77	24,22	30,0	21,15	218,69	146,522	218,69	32361,95	14847,27	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione



Dr. Geol. Daniele Raponi

Studio di geologia Via Cavour, 26 - 04014 PONTINIA (LATINA)

Tel. & Fax 0773.86132 - Cell. 346.3331181 - e-mail: daniele.raponi@hotmail.it

P. IVA. 02361440593 - C.F. RPNDNL70L20E472W

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	276,51	980,67	0,00	0,00	490,33	490,33	Progetto
2	A2+M2+R2	276,51	980,67	0,00	0,00	490,33	490,33	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1	1
2	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

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

Autore: Brinch - Hansen 1970

Pressione limite 857,17 kN/m²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 34286,7 kN/m³

A1+M1+R 1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,18
Fattore [Nc]	15,97
Fattore [Ng]	3,59
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,39
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,48
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,21
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Pressione limite 1662,71 kN/m²



Fattore sicurezza **3,56**

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	8,4
Fattore [Nc]	19,12
Fattore [Ng]	5,88
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

=====

Pressione limite 3540,23 kN/m²

Fattore sicurezza **7,58**

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	7,18
Fattore [Nc]	15,97
Fattore [Ng]	3,51
Fattore forma [Sc]	1,89
Fattore profondità [Dc]	1,56
Fattore forma [Sq]	1,45
Fattore profondità [Dq]	1,28
Fattore forma [Sg]	1,45
Fattore profondità [Dg]	1,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

=====

Pressione limite 2500,33 kN/m²

Fattore sicurezza **5,35**

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	7,18
Fattore [Nc]	15,97
Fattore [Ng]	6,33
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,6
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0



Fattore profondità [Dq]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,65
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,33
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

=====

Pressione limite	2503,09 kN/m ²
Fattore sicurezza	5,36

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	7,18
Fattore [Nc]	15,97
Fattore [Ng]	4,78
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,45
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,53
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,38
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

=====

Pressione limite	1459,05 kN/m ²
Fattore sicurezza	3,12

=====

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R1)

=====

Adesione terreno fondazione 218,69kN/m²



Angolo di attrito terreno fondazione	25 °
Frazione spinta passiva	50 %
Resistenza di progetto	930,37 kN
Sollecitazione di progetto Vsd	693,43 kN
Fattore sicurezza	1

=====

A2+M2+R 2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	4,87
Fattore [Nc]	12,49
Fattore [Ng]	1,79
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,34
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,48
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,19
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

=====

Pressione limite 946,15 kN/m²

Fattore sicurezza 2,03

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	5,56
Fattore [Nc]	14,74
Fattore [Ng]	3,48
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

=====

Pressione limite 2207,21 kN/m²



Fattore sicurezza

4,73

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	4,87
Fattore [Nc]	12,49
Fattore [Ng]	1,73
Fattore forma [Sc]	1,77
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore forma [Sq]	1,39
Fattore profondità [Dq]	1,26
Fattore forma [Sg]	1,39
Fattore profondità [Dg]	1,26
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Pressione limite 1501,37 kN/m²

Fattore sicurezza 3,22

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	4,87
Fattore [Nc]	12,49
Fattore [Ng]	3,63
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,56
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,65
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,31
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Pressione limite 1511,68 kN/m²

Fattore sicurezza 3,24



=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	4,87
Fattore [Nc]	12,49
Fattore [Ng]	2,39
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,4
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,53
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,38
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

=====

Pressione limite	857,17 kN/m ²
Fattore sicurezza	1,84

=====

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

=====

Adesione terreno fondazione	218,69 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	25 °
Frazione spinta passiva	50 %
Resistenza di progetto	930,37 kN
Sollecitazione di progetto Vsd	693,43 kN
Fattore sicurezza	1

=====

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3
Autore: Brinch - Hansen 1970

Pressione limite	1459,05 kN/m ²
------------------	---------------------------

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 58362,11 kN/m³



A1+M1+R 3

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni e	Pressione normale di progetto (kN/m ²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	A1+M1+R3	470,66	980,67	0,00	0,00	490,33	490,33	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazion e	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. C apacità portante orizzontal e
1	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,18
Fattore [Nc]	15,97
Fattore [Ng]	3,59
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,39
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,48
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,21
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Pressione limite	1662,71 kN/m ²
Fattore sicurezza	3,56

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,4
--------------	-----



Dr. Geol. Daniele Raponi

Studio di geologia Via Cavour, 26 - 04014 PONTINIA (LATINA)

Tel. & Fax 0773.86132 - Cell. 346.3331181 - e-mail: daniele.raponi@hotmail.it

P. IVA. 02361440593 - C.F. RPNDNL70L20E472W

Fattore [Nc] 19,12
Fattore [Ng] 5,88
Fattore forma [Sc] 1,0
Fattore forma [Sg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0,99

=====

Pressione limite 3540,23 kN/m²

Fattore sicurezza 7,58

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 7,18
Fattore [Nc] 15,97
Fattore [Ng] 3,51
Fattore forma [Sc] 1,89
Fattore profondità [Dc] 1,56
Fattore forma [Sq] 1,45
Fattore profondità [Dq] 1,28
Fattore forma [Sg] 1,45
Fattore profondità [Dg] 1,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0,99

=====

Pressione limite 2500,33 kN/m²

Fattore sicurezza 5,35

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 7,18
Fattore [Nc] 15,97
Fattore [Ng] 6,33
Fattore forma [Sc] 1,0
Fattore profondità [Dc] 1,43
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0,6
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0
Fattore inclinazione base [Bc] 1,0
Fattore forma [Sq] 1,0
Fattore profondità [Dq] 1,34
Fattore inclinazione carichi [Iq] 0,65
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1,0
Fattore inclinazione base [Bq] 1,0
Fattore forma [Sg] 1,0
Fattore profondità [Dg] 1,0



Dr. Geol. Daniele Raponi

Studio di geologia Via Cavour, 26 – 04014 PONTINIA (LATINA)

Tel. & Fax 0773.86132 - Cell. 346.3331181 - e-mail: daniele.raponi@hotmail.it

P. IVA. 02361440593 – C.F. RPNDNL70L20E472W

Fattore inclinazione carichi [Ig] 0,33
Fattore inclinazione pendio [Gg] 1,0
Fattore inclinazione base [Bg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0,99

=====

Pressione limite 2503,09 kN/m²
Fattore sicurezza 5,36

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 7,18
Fattore [Nc] 15,97
Fattore [Ng] 4,78
Fattore forma [Sc] 1,0
Fattore profondità [Dc] 1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0,45
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0
Fattore inclinazione base [Bc] 1,0
Fattore forma [Sq] 1,0
Fattore profondità [Dq] 1,34
Fattore inclinazione carichi [Iq] 0,53
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1,0
Fattore inclinazione base [Bq] 1,0
Fattore forma [Sg] 1,0
Fattore profondità [Dg] 1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig] 0,38
Fattore inclinazione pendio [Gg] 1,0
Fattore inclinazione base [Bg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0,99

=====

Pressione limite 1459,05 kN/m²
Fattore sicurezza 3,12

=====

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

=====

Adesione terreno fondazione 218,69 kN/m²
Angolo di attrito terreno fondazione 25 °
Frazione spinta passiva 50 %
Resistenza di progetto 930,37 kN
Sollecitazione di progetto Vsd 693,43 kN
Fattore sicurezza 1

=====



Dr. Geol. Daniele Raponi

Studio di geologia Via Cavour, 26 – 04014 PONTINIA (LATINA)

Tel. & Fax 0773.86132 - Cell. 346.3331181 - e-mail: daniele.raponi@hotmail.it

P. IVA. 02361440593 – C.F. RPNDNL70L20E472W

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	280,46 kN/m ²
Spessore dello strato	5,5 m
Profondità substrato roccioso	10,0 m
Modulo Elastico	32361,95 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0,3

Coefficiente di influenza I1	0,3
Coefficiente di influenza I2	0,01
Coefficiente di influenza Is	0,31

Cedimento al centro della fondazione 4,64 mm

Coefficiente di influenza I1	0,25
Coefficiente di influenza I2	0,03
Coefficiente di influenza Is	0,26
Cedimento al bordo	1,98 mm

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	280,46 kN/m ²
Tempo	15,0
Profondità significativa Zi (m)	4
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi30	
Fattore di forma fs	0,64
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,44
Indice di compressibilità	0,015
Cedimento	5,459 mm



CONCLUSIONI

Per verificare secondo le nuove norme NTC2008 le strutture di fondazione, nel presente studio, si sono prese in esame tutte le caratteristiche geologiche s.l. che concorrono a definire un modello geologico e geotecnico del sito in esame, quali:

- caratteristiche geologiche generali dell'area di intervento;
- analisi delle caratteristiche geomeccaniche dei litotipi di fondazione;
- assetto geomorfologico con particolare riguardo alla pendenza del terreno di fondazione e alle condizioni generali di stabilità al contorno;
- assetto idrogeologico con riguardo, soprattutto, alla presenza di falda acquifera;
- analisi dei rischi potenziali: rischio d'inondazioni, frane, smottamenti, ecc...;
- analisi sismica locale: disturbi tettonici e/o sismici (utilizzo dei coefficienti parziali per la definizione dell'azione sismica locale);
- definizione di carichi ipotetici agenti sulle strutture fondali;
- definizione di una ipotetica soluzione fondale (trave rovescia).

Dal punto di vista altimetrico l'area presenta punti quotati pari a circa 25.4 m s.l.m. Il livello freatico mediante le indagini in sito non si è rilevato. È opportuno comunque osservare, in fase esecutiva, tutte quelle procedure tecniche che possano concorrere all'allontanamento delle acque selvagge e alla sicurezza dell'eventuale scavo di fondazione, soprattutto per quel che riguarda le pareti di scavo ai fini della sicurezza delle maestranze.

Non si sono rilevati nelle aree di competenza dissesti di carattere idrogeologico particolarmente pronunciati.

I parametri geomeccanici utili ai fini progettuali, che si forniscono, sono così riassunti (valori medi indicativi):

	Spessore strato	Peso unità volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Angolo di attrito	Coesione (KN/mq)	Coesione non drenata (KN/mq)	Modulo elastico (KN/mq)	Mod. edometrico (KN/mq)
Strato 1	3.5 m	18.44	19,12	30°	0.00	0.00	1500000	582800
Strato 2	5.5 m	21.77	24,22	30°	218.69	218.69	32361.9	14847.2

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il profilo stratigrafico del suolo di fondazione per opere superficiali corrisponde alla categoria B, ovvero, *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina), presenta un valore di $S = 1,25$; $T_b = 0,15$; $T_c = 0,50$; $T_d = 2$ (componente orizzontale) e $S = 1$; $T_b = 0,05$; $T_c = 0,15$; $T_d = 1$ (componente verticale).

Come riportato nell'elaborazione geotecnica è stata eseguita la verifica al carico limite per i due diversi approcci (denominati rispettivamente 1 e 2) con le 3 diverse combinazioni di carico ($A1+M1+R1$, $A2+R2+M2$ e $A1+M1+R3$) e per diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Vesic, Brinch-Hansen) e in tutti i casi esaminati le condizioni di verifica sono risultate positive; è stata eseguita altresì anche la verifica allo scorrimento con i due approcci e le tre combinazioni dei parametri ed anche in questo caso le condizioni di verifica sono risultate positive.



Sono stati determinati, inoltre, l'entità dei cedimenti mediante il metodo dei cedimenti elastici e con il metodo di Burland e Burbidge (vedi modello geotecnico).

In sintesi sono riportate di seguito le elaborazioni per la definizione del calcolo limite secondo le NTC 2008.

APPROCCIO 1

CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Numero combinazione	Tipo di combinazione	Pressione normale di progetto (KN/mq)	N (KN)	Hx (KN)	Hy (KN)	Tipo di analisi
1	A1+M1+R1	285.46	980.67	490.33	490.33	Progetto
2	A2+R2+M2	285.46	980.67	490.33	490.33	Progetto

SISMA + COEFF. PARZ. GEOTECNICI TERRENO + RESISTENZE

Numero	Tang. Ang. Resist. taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Cap. portante verticale	Coeff. Rid. Cap. portante orizzontale
1	1	1	1	1	1	1	1
2	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

RISULTATI CARICO LIMITE VERTICALE

Nome combinazione	Autore	Carico limite (KN/mq)	Tensione (KN/mq)	Fattore di sicurezza	Condizioni di verifica	Cost. sotto-fondo (KN/mc)
A1+M1+R1	Hansen	1706,02	435.85	3.91	VERIFICATO	68240.88
	Terzaghi	35749.66	435.85	8.14	VERIFICATO	141986.5
	Meyerhof	2568.73	435.85	5.89	VERIFICATO	102749.4
	Vesic	2549.38	435.85	5.85	VERIFICATO	101975
	Brinch-Hansen	1501.20	435.85	3.44	VERIFICATO	60047.84
A2+R2+M2	Hansen	976.42	435.85	2.24	VERIFICATO	39058.69
	Terzaghi	2212.77	435.85	5.08	VERIFICATO	88510.77
	Meyerhof	1538.59	435.85	3.53	VERIFICATO	61543.66
	Vesic	1543.68	435.85	3.54	VERIFICATO	61747.38
	Brinch-Hansen	884.92	435.85	2.03	VERIFICATO	35936.61

RISULTATI VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Nome combinazione	Adesione terreno-fondazione (KN/mq)	Ang. Attrito terreno-fond. (°)	Frazione spinta passiva (%)	Resistenza di progetto (KN)	Sollecitazione di progetto (KN)	Fs	Condizione
A1+M1+R1	218.69	25	50	963.18	693.43	1.39	VERIFICATO
A2+R2+M2	218.69	25	50	963.18	693.43	1.39	VERIFICATO

APPROCCIO 2

CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Numero combinazione	Tipo di combinazione	Pressione normale di progetto	N (KN)	Hx (KN)	Hy (KN)	Tipo di analisi
---------------------	----------------------	-------------------------------	--------	---------	---------	-----------------



Dr. Geol. Daniele Raponi

Studio di geologia Via Cavour, 26 – 04014 PONTINIA (LATINA)

Tel. & Fax 0773.86132 - Cell. 346.3331181 - e-mail: daniele.raponi@hotmail.it

P. IVA. 02361440593 – C.F. RPNDNL70L20E472W

		(KN/mq)				
1	A1+M1+R3	484.26	980.67	490.33	490.33	Progetto

SISMA + COEFF. PARZ. GEOTECNICI TERRENO + RESISTENZE

Numero	Tang. Ang. Resist. taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Cap. portante verticale	Coeff. Rid. Cap. portante orizzontale
1	1	1	1	1	1	2.3	1

RISULTATI CARICO LIMITE VERTICALE

Nome combinazione	Autore	Carico limite (KN/mq)	Tensione (KN/mq)	Fattore di sicurezza	Condizioni di verifica	Cost. sotto-fondo (KN/mc)
A1+M1+R3	Hansen	1706,02	435.85	3.91	VERIFICATO	68240.88
	Terzaghi	3549.66	435.85	8.14	VERIFICATO	141986.5
	Meyerhof	2568.73	435.85	5.89	VERIFICATO	102749.4
	Vesic	2549.38	435.85	5.85	VERIFICATO	101975
	Brinch-Hansen	1501.20	435.85	3.44	VERIFICATO	60047.84

RISULTATI VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Nome combinazione	Adesione terreno-fondazione (KN/mq)	Ang. Attrito terreno-fond. (°)	Frazione spinta passiva (%)	Resistenza di progetto (KN)	Sollecitazione di progetto (KN)	Fs	Condizione
A1+M1+R3	218.69	25	50	963.18	693.43	1.39	VERIFICATO

Come si può desumere dalle elaborazioni riportate sinteticamente sopra, viste le condizioni di carico ipotizzate (carico verticale $N=980,67$ KN, $H_x=H_y=490,33$ KN), vista, altresì, la tipologia fondale ipotizzata (trave rovescia, vedi in allegato le caratteristiche dimensionali), viste, soprattutto, le condizioni sismiche locali e i parametri geomeccanici desunti dalla prove eseguite in sito, si ritiene che l'area in studio sia geologicamente disponibile per l'attuazione dell'intervento in progetto, a condizione che vengano seguite tutte le prescrizioni riportate nel presente lavoro, soprattutto per quel che riguarda le strutture di fondazione; esse infatti debbono rimanere nella loro piena efficienza e funzionalità, ovvero, si dovrà evitare di alterare le buone capacità portanti del terreno su cui impostare i futuri carichi. Si suggerisce, inoltre, di verificare la stabilità delle strutture di fondazione contro le eventuali e probabili sollecitazioni sismiche sul modello di quelle menzionate in precedenza.

Pontinia, 31/12/2008

Il Geologo
dr. Daniele Raponi

ALLEGATI

- Planimetrie dell'area in scala adeguata;
- Log stratigrafici dei sondaggi a carotaggio continuo ed elaborazioni delle prove penetrometriche eseguite;
- Caratteristiche generali della tipologia fondale ipotizzata.