



AVVISO M2C.1.1 I 1.1 - Linea d'Intervento C
"Ammodernamento (anche con ampliamento di impianti esistenti) e realizzazione di nuovi impianti innovativi di trattamento/riciclaggio per lo smaltimento di materiali assorbenti ad uso personale (PAD), i fanghi di acque reflue, i rifiuti di pelletteria e i rifiuti tessili"
REALIZZAZIONE ESSICCATORE FANGHI DI DEPURAZIONE LOCALITÀ OMIGNANO SCALO

PFTE

ELABORATO D-R-321-C45	Relazione geotecnica Platea pressa a vite	SCALA -
--	--	-----------------------

RUP Ing. Giovanna Ferro	Progettista Ing. Angelo Cantatore  ETC ENGINEERING S.R.L. via dei Palustei 16, Meano 38121 Trento (TN) Tel: 0461 825280 - Fax: 0461 1738909 web. www.etc-eng.it - e-mail: info@etc-eng.it 
-----------------------------------	--

Presidente del CdA
Avv. Gennaro Maione

Direttore Generale
Ing. Maurizio Desiderio

DATA
18/10/2024
Revisione 0 - Emissione

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	5
3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO DI FABBRICA	6
3.1 Programma delle indagini geologiche	7
3.2 Modello geotecnico	8
3.3 Categoria del sottosuolo e topografica	13
4. NORMATIVA	15
5. STATI LIMITE	16
5.1. Verifica agli stati limite (SLU)	16
5.2. Verifica agli stati limite (SLE)	18
6. SINTESI DEI RISULTATI.....	20
6.1. SLU – Carico limite.....	20
6.2. SLU – Scorrimento	21
6.3. SLE – Cedimenti	24

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1: Inquadramento</i>	4
<i>Figura 2: Vista modello - ProSap</i>	5
<i>Figura 3: Estratto da modellazione BIM</i>	5
<i>Figura 4: Ubicazione delle prove</i>	7
<i>Figura 5: Stratigrafia indagine 1</i>	9
<i>Figura 6: Stratigrafia indagine 2</i>	10
<i>Figura 7: Costante di Winkler – stratigrafia 1</i>	12
<i>Figura 8: Costante di Winkler – stratigrafia 2</i>	12
<i>Figura 9: Categoria di sottosuolo</i>	13
<i>Figura 10: Categoria topografica</i>	14
<i>Figura 11: Portata – carico limite - Stratigrafia 1</i>	20
<i>Figura 12: Portata – carico limite - Stratigrafia 2</i>	21
<i>Figura 13: Scorrimento - Stratigrafia 1</i>	22
<i>Figura 14: Scorrimento - Stratigrafia 2</i>	23
<i>Figura 15: Cedimento - Stratigrafia 1</i>	24
<i>Figura 16: Cedimento - Stratigrafia 2</i>	25

1. PREMESSA

Il presente elaborato ha come oggetto la realizzazione di una platea in calcestruzzo armato. In particolare si tratta dell'allargamento di una platea esistente all'interno del sito di depurazione di fanghi di Sapri nel comune di Vibonati (SA) e in particolare nella località di Fortino.

L'allargamento sarà giuntato alla platea esistente e costituirà quindi un corpo strutturale a sé stante, del tutto scollegato dall'opera esistente.

LATITUDINE 40.075457;

LONGITUDINE 15.619252;

La platea costituirà la fondazione per il gruppo di disidratazione meccanica.



Figura 1: Inquadramento.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La platea esistente ha dimensioni 8.10 x 5.90m. Al fine di alloggiare tutti i macchinari e la sovrastruttura è necessario ampliare l'esistente di 1.85x5.90m.

L'allargamento di dimensioni 1.85x5.90m e spessore 40 cm è realizzato in calcestruzzo armato con una maglia $\Phi 18/20 \times 20$ cm risulta essere giuntato a 5cm dalla esistente. Il piano di posa della fondazione si trova a - 0,30 cm dal piano campagna, per cui risulta la quota estradosso a +0.10m da piano campagna.

Inoltre in corrispondenza degli appoggi della pressa a vite, sono realizzati due setti in calcestruzzo armato di dimensioni 120x30 cm e altezza 90 cm, in modo che il macchinario risulti rialzato.

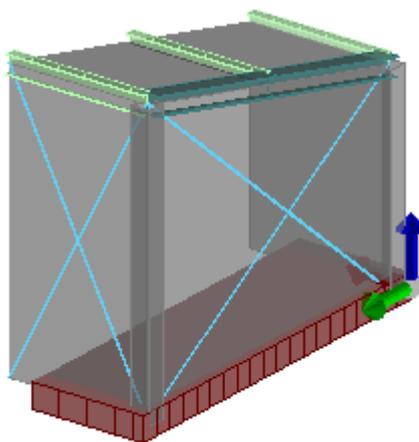


Figura 2: Vista modello - ProSap .

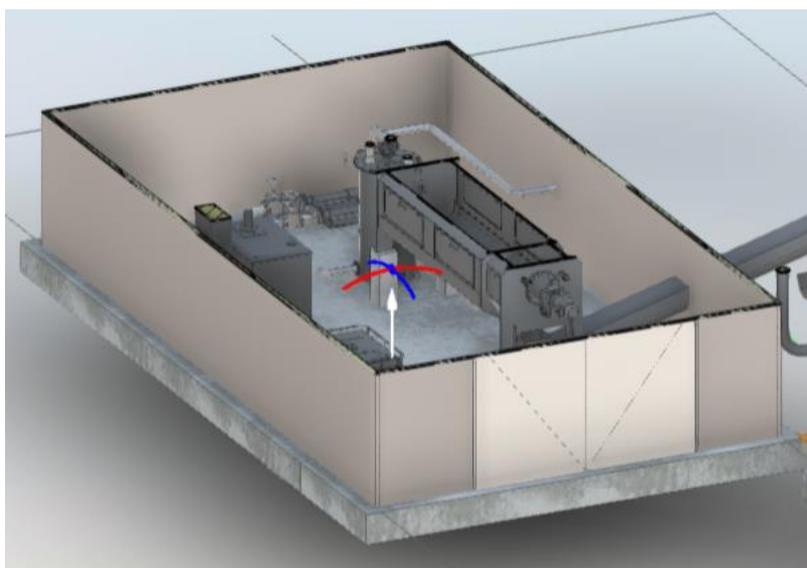


Figura 3: Estratto da modellazione BIM.

3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO DI FABBRICA

La caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici e meccanici dei terreni interagenti con la fondazione.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini sono state finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Esso è stato sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

Dal predetto studio geologico risulta che l'area interessata dall'opera in oggetto è posta ad una quota di 19m sul livello del mare ed è pressoché pianeggiante. Ai sensi del par. 3.2.2 delle NTC 2018, trattasi di superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, cui corrisponde una categoria topografica *T1* (coefficiente topografico $S_r = 1$). L'area di studio non presenta alcuna singolarità geomorfologica; non si rinvengono, entro la ristretta area di sedime, cavità antropiche.

La circolazione idraulica superficiale, data la topografia dell'intero contesto territoriale e la permeabilità superficiale (data dalla permeabilità propria dei terreni e dal rapporto tra superfici pavimentate e non), non determina la possibilità di innesco di fenomeni di erosione.

La circolazione idrica sotterranea si distingue in quella più superficiale, ad andamento sub-verticale, data dalla infiltrazione, dal piano campagna delle acque meteoriche, ed in quella più profonda, ad andamento sub-orizzontale, consistente nella falda, allocata negli strati profondi. Dai dati geologici si evince che la falda è assente.

A partire dal tipo di fondazione è possibile definirne il relativo volume significativo. Per "volume significativo", dell'assegnata fondazione (o, più in generale, dell'assegnata opera), si intende il volume di terreno che, con le sue proprietà, influenza in modo apprezzabile il comportamento dell'opera. Con stretto riferimento alle opere di fondazione si definisce "volume significativo" quel volume entro il quale l'incremento di tensione efficace verticale eccede una certa aliquota (generalmente circa il 15%) della tensione efficace verticale preesistente. Sulla base di diverse esperienze, in presenza di un orizzonte di terreno, al di sotto dell'opera fondale, abbastanza uniforme, si può assumere che detto volume significativo, per i vari elementi strutturali, si estenda ad una profondità variabile tra i 10m e i 15m dal piano campagna.

3.1 Programma delle indagini geologiche

Sulla scorta delle considerazioni finora svolte, con particolare riferimento alle risultanze dello studio geologico condotto, alla tipologia di opere e delle relative fondazioni, si è ritenuto che la campagna d'indagini presa a riferimento in fase di definizione del modello geologico sia esaustiva anche ai fini della modellazione geotecnica del sottosuolo. Dette indagini sono consistite in:

- 2 prove di tipo (SPT) spinte fino alla profondità di 6.20 e 6.800m;
- prelievo di due campioni indisturbati
- uno stendimento di sismica con metodologia MASW per la definizione della categoria di suolo ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto.

Una spiegazione più approfondita delle indagini eseguite è contenuta nella relazione geologica allegata al progetto.



Figura 4: Ubicazione delle prove.

3.2 Modello geotecnico

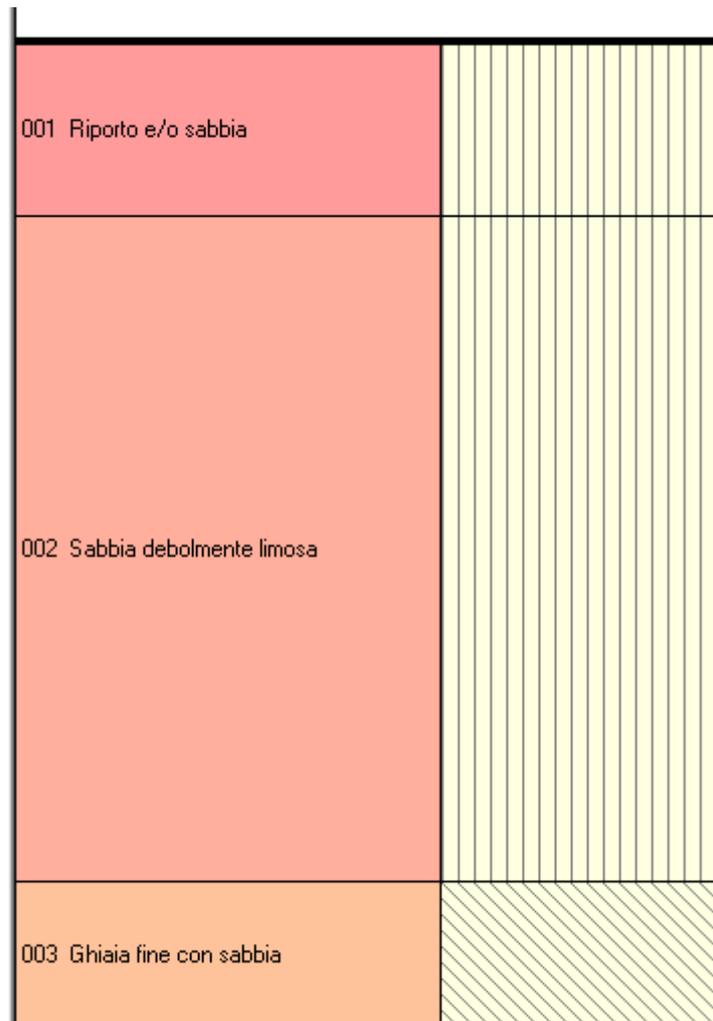
Sulla base delle indagini e degli studi eseguiti e da quanto riportato in letteratura scientifica è stato possibile desumere le caratteristiche della successione litostratigrafica presente nella zona di interesse, tali depositi risultano caratterizzati prevalentemente da livelli di sabbie in percentuali maggiori, mentre in riporto e limi in percentuali minori. Dette sabbie si presentano in differenti strati di varia granulometria e più o meno addensati.

Di seguito si riporta la schematizzazione del modello geotecnico di sottosuolo, relativo alle 2 indagini eseguite, con i principali parametri geomeccanici, relativi ai litotipi ricadenti entro il volume significativo/indagato delle fondazioni, desunti dalle campagne d'indagini descritte nella Relazione Geologica.

Per le 2 prove si hanno i seguenti strati:

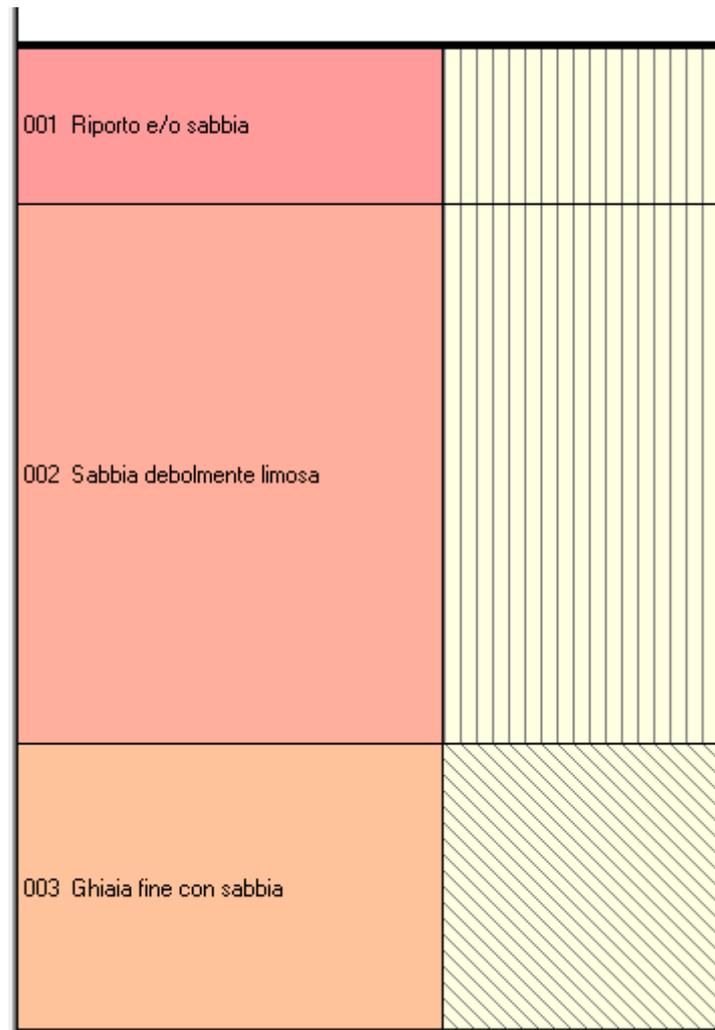
- 1) Riporto e/o sabbia
- 2) Sabbia debolmente limosa (la sabbia presenta la frazione granulometrica con percentuale maggiore, mentre la percentuale successiva è compresa tra il 10% e il 5% e viene denominata con il suffisso OSO e DEBOLMENTE)
- 3) Ghiaia fine con sabbia (la ghiaia presenta la frazione granulometrica con percentuale maggiore, mentre la percentuale successiva è compresa tra il 50% e il 25% e si usa CON per unire i due nomi)

Nella prova SPT n°2 la sabbia risulta addensata.



n°	H1	H2				NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA					Litologia
			Nspt	Vs	G	Dr	σ'	Ed	Ysat	Yd	C'	Ed	Ysat	W	e	
1	0,00	1,20	14	107	99	41	30	98	1,86	1,44	---	---	---	---	---	Riporto e/o Sabbia
2	1,20	5,80	6	129	50	21	26	60	1,80	1,32	---	---	---	---	---	Sabbia debolmente Limosa
3	5,80	6,80	59	235	313	88	35	354	2,05	1,76	---	---	---	---	---	Ghiaia fine con Sabbia

Figura 5: Stratigrafia indagine 1.



n°	H1	H2	Nspt	Vs	G	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA					Litologia
						Dr	ϕ'	Ed	Ysat	Yd	C'	Ed	Ysat	W	e	
1	0,00	1,00	11	99	82	36	30	78	1,84	1,40	---	---	---	---	---	Riporto e/o Sabbia
2	1,00	4,40	7	126	57	25	27	65	1,80	1,34	---	---	---	---	---	Sabbia debolmente Limosa
3	4,40	6,20	59	227	313	88	35	354	2,06	1,75	---	---	---	---	---	Ghiaia fine con Sabbia addensata

Figura 6: Stratigrafia indagine 2.

Attesa la natura granulare dei terreni, tutte le elaborazioni saranno condotte in condizioni drenate.

Per le caratteristiche della sollecitazione agenti sulle strutture di fondazione si rimanda all'allegato numerico di calcolo strutturale. Note queste ultime, assegnato come dato di input la geometria del sistema di fondazione, è stata eseguita la verifica delle quantità di armatura.

Il coefficiente di reazione del terreno (costante di sottofondo) è, per definizione, il rapporto tra carico applicato p e cedimento indotto w . In un terreno reale, il cedimento dipende oltre che dai valori del carico e dalle proprietà del terreno, anche dalla forma e dalle dimensioni della fondazione e dalla costituzione del sottosuolo. Nel caso di sottosuolo omogeneo, sono possibili valutazioni sufficientemente corrette della costante di sottofondo. Per un mezzo elastico e omogeneo il cedimento di una fondazione di larghezza B soggetta ad un carico unitario p può essere espresso come:

$$w = \frac{pB(1-\nu^2)I}{E}$$

dove I è un coefficiente il cui valore dipende dalla forma della fondazione e dallo spessore dello strato deformabile. In prima approssimazione può porsi:

$$w = \frac{pB}{Eed}$$

per cui, essendo $k=p/w$ si ottiene che:

$$k = \frac{Eed}{B}$$

Nel caso specifico il calcolo della costante di winkler si è determinato mediante l'applicativo di pros sap PRO_VGEO in funzione della stratigrafia del terreno implementata, della geometria della mesh della fondazione e dei carichi gravanti sulla fondazione.

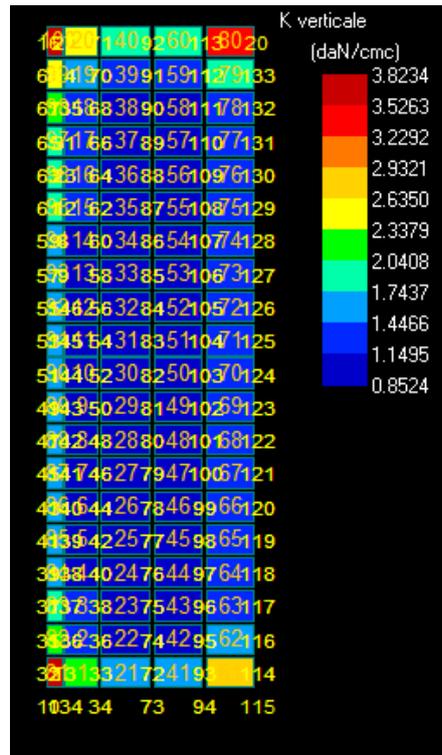


Figura 7: Costante di Winkler – stratigrafia 1.

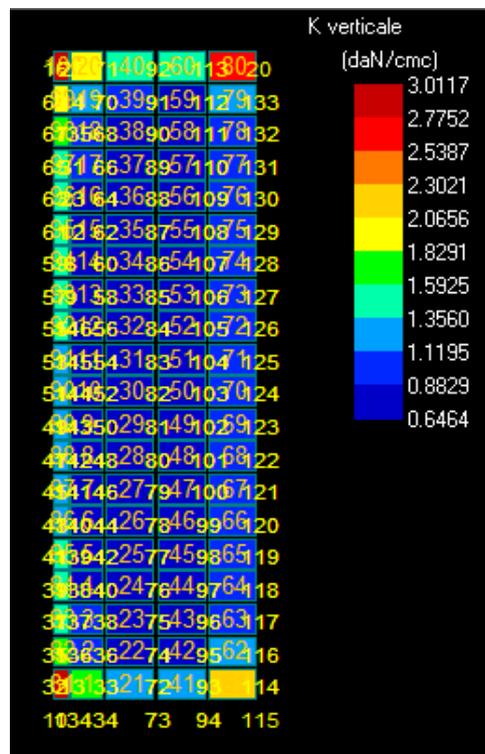


Figura 8: Costante di Winkler – stratigrafia 2.

3.3 Categoria del sottosuolo e topografica

L'indagine sismica MASW effettuata, considerando la sismostratigrafia fino alla profondità di 30m (0m-30m) dal p.c., in quanto non è stato raggiunto il bedrock sismico nei primi 30 metri di profondità dal p.c., ha fornito risultati che collocano i terreni oggetto d'indagine nella categoria **B** del D.M. 17 gennaio 2018. Questa categoria è stata ricavata, come da normativa, dalla relazione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10-6$) dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti fino ad individuare il bedrock sismico o qualora non individuato nei primi 30 metri di profondità al di sotto del piano fondale.

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

Figura 9: Categoria di sottosuolo.

Ai sensi del par. 3.2.2 delle NTC 2018, trattasi di superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, cui corrisponde una categoria topografica T1 ed un conseguente coefficiente topografico $ST = 1$.

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T ₁	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T ₂	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T ₃	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T ₄	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 10: Categoria topografica.

La valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata secondo i dettami del recente D.M. del 17 gennaio 2018, tramite l'utilizzo del software sperimentale SPETTRI NTC 1.0.3 sviluppato a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed utilizzando le risultanze della prospezione sismica MASW precedentemente descritta.

Gli spettri di risposta ottenuti sono relativi allo Stato Limite di Esercizio SLD (Stato Limite di Danno) e allo Stato Limite Ultimo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita).

In un primo stadio è stata individuata la pericolosità del sito sulla base dei risultati del progetto S1 dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia). In un secondo momento sono stati calcolati gli spettri di risposta elastici relativi alla strategia di progettazione prescelta (Vita nominale della costruzione - $VN \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $CU = 1.5$ - Classe d'uso della costruzione III) ed all'azione di progetto di riferimento (SLD e SLV). Gli spettri di risposta elastici ottenuti sono rappresentativi delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto per la tipologia di sito individuata nell'area oggetto di indagine.

4. NORMATIVA

1. **Decreto ministeriale 16 gennaio 1996**
 Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
Circolare 4 luglio 1996, n. 156AA.GG./S.T.C.
 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei cariche e sovraccarichi" di cui al D.M.16 gennaio 1996.

2. **Decreto Ministeriale 09 gennaio 1996**
 Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture il cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
Decreto ministeriale 14 febbraio 1992
 Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
Circolare 24 giugno 1993, n. 37406/S.T.C.
 Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14 febbraio 1992.
Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR 10011/88)
 Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

3. **Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008**
 Norme tecniche per le costruzioni
Circolare 2 febbraio 2009, n. 617
 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

4. **Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018**
 Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019
*Istruzioni per l'applicazione dell'**aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni** di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*

5. STATI LIMITE

5.1. Verifica agli stati limite (SLU)

Nel caso di costruzioni in zona sismica, gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità 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.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right],$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

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

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella seguente tabella:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (par. 6.2 NTC 2018);

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle relative a ciascun tipo di opera (vedi successiva tabella);
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

Le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

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

- SLU di tipo strutturale (STR)
 raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Delle suddette verifiche agli SLU non viene eseguita quella di stabilità globale in quanto il sistema di fondazioni non si trova su pendii o in situazioni tali da richiedere una siffatta verifica.

Le rimanenti verifiche vengono effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle soprariportate tabelle e nella successiva (par. 6.4 NTC 2018), seguendo l'approccio 2 (A1+M1+R3).

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

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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

Tutte le elaborazioni sono contenute nell'allegato "tabulati di calcolo numerico" della presente relazione.

5.2. Verifica agli stati limite (SLE)

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

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

I principali Stati Limite di Esercizio, sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;

- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio, individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti, 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.
- Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Cd$$

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

Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione vengono stabilite, nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Nello specifico caso, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione sopra riportata.

6. SINTESI DEI RISULTATI

6.1. SLU – Carico limite

Dai risultati delle elaborazioni riportate nei tabulati dei calcoli geotecnici, si evince per tutte le combinazioni di carico, un coefficiente di sicurezza maggiore dell'unità, testimoniando un carico limite sempre maggiore del massimo carico agente.

Nelle figure che seguono si riporta la sintesi dei risultati delle verifiche agli stati limite ultimi del sistema terreno-fondazione (SLU di tipo GEO).

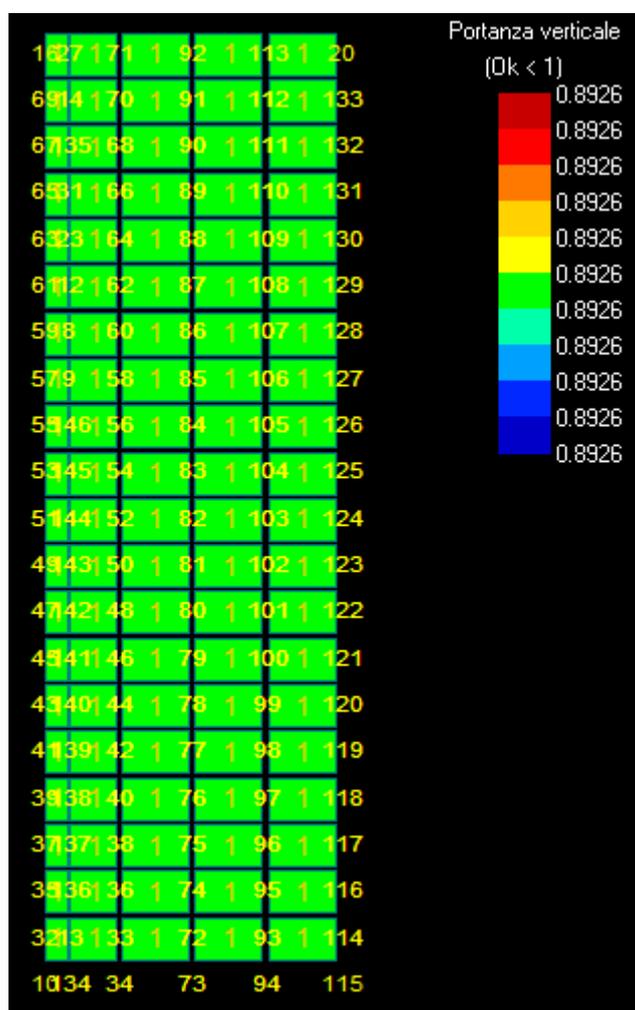


Figura 11: Portata – carico limite - Stratigrafia 1.

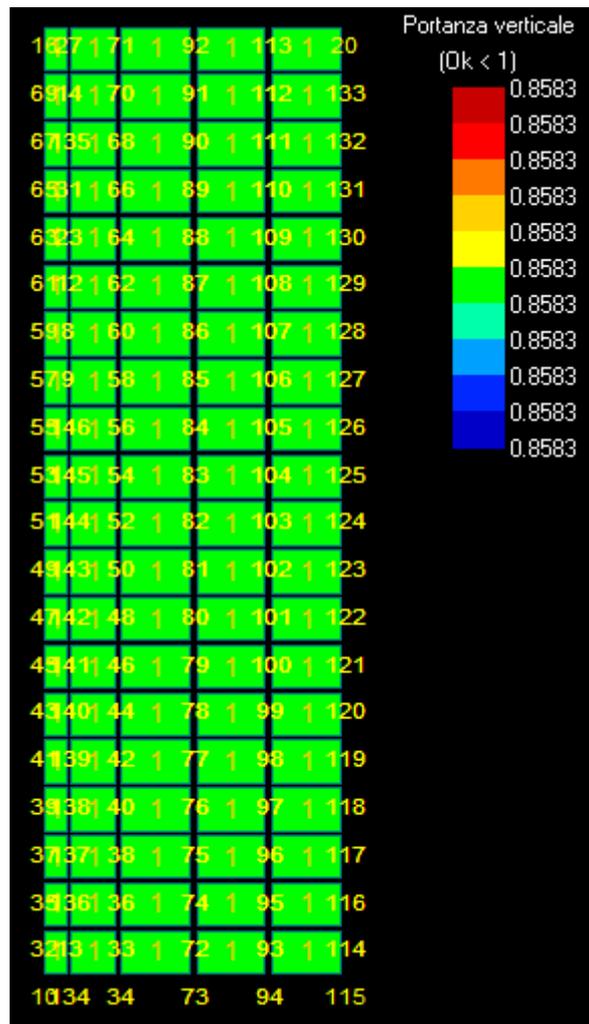


Figura 12: Portata – carico limite - Stratigrafia 2.

6.2. SLU – Scorrimento

Dai risultati delle elaborazioni riportate nei tabulati dei calcoli geotecnici, si evince per tutte le combinazioni di carico, un coefficiente di sicurezza maggiore dell'unità, testimoniando una verifica a scorrimento sempre soddisfatta.

Nelle figure che seguono si riportano, per i vari elementi strutturali, la sintesi dei risultati delle verifiche a scorrimento nelle due direzioni agli stati limite ultimi del sistema terreno-fondazione (SLU di tipo GEO).

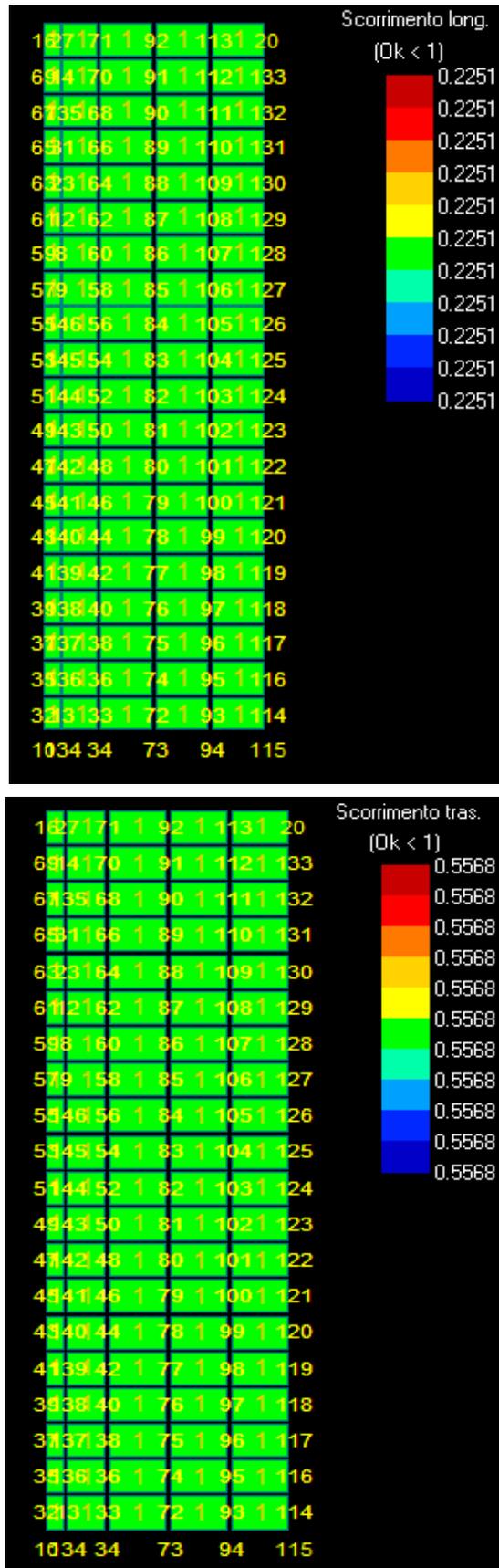


Figura 13: Scorrimento - Stratigrafia 1.

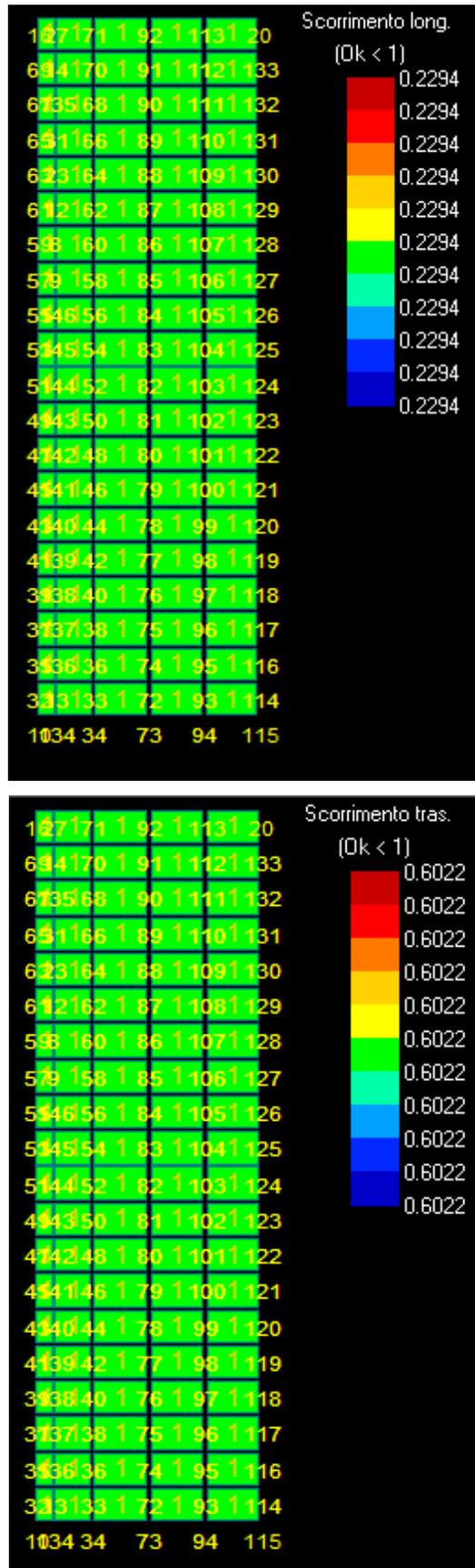


Figura 14: Scorrimento - Stratigrafia 2.

6.3. SLE – Cedimenti

Per quanto riguarda la valutazione dei cedimenti in fondazione, la cui valutazione è propedeutica alla verifica allo SLE, essi sono riportati nei tabulati di calcolo inerenti le verifiche geotecniche. I valori desunti dalle elaborazioni risultano, in ogni caso, compatibili con la struttura in elevazione.

Nelle figure che seguono, si riportano i valori dei cedimenti calcolati con il metodo elastico, il cui utilizzo è giustificato poiché si è in possesso di tutte le caratteristiche elastiche dei vari strati interessati.

La normativa per i cedimenti ammissibili non fornisce alcun valore quindi si è costretti a fare riferimento alle indicazioni di letteratura. Nell'ambito della letteratura scientifica molti autori hanno indicato dei valori ammissibili basandosi sulle loro esperienze.

Come valore limite per il cedimento del terreno si sono considerate le formulazioni di Terzaghi e Peck riportate in letteratura.

$$\text{Terzaghi, Peck (1967): Sabbie } s_{\max} = \begin{cases} 25 \text{ mm} & \text{Plinti} \\ 50 \text{ mm} & \text{Platee} \end{cases}$$

Altri valori ammissibili per altre grandezze sono riportati nella tabella sottostante

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile					
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi	15 ÷ 30					
	Accessibilità	30 ÷ 60					
	Probabilità di cedimenti differenziali	<table border="0"> <tr> <td>Murature portanti</td> <td>2.5 ÷ 5</td> </tr> <tr> <td>Strutture intelaiate</td> <td>5 ÷ 10</td> </tr> <tr> <td>Ciminiere, silos</td> <td>7.5 ÷ 30</td> </tr> </table>	Murature portanti	2.5 ÷ 5	Strutture intelaiate	5 ÷ 10	Ciminiere, silos
Murature portanti	2.5 ÷ 5						
Strutture intelaiate	5 ÷ 10						
Ciminiere, silos	7.5 ÷ 30						

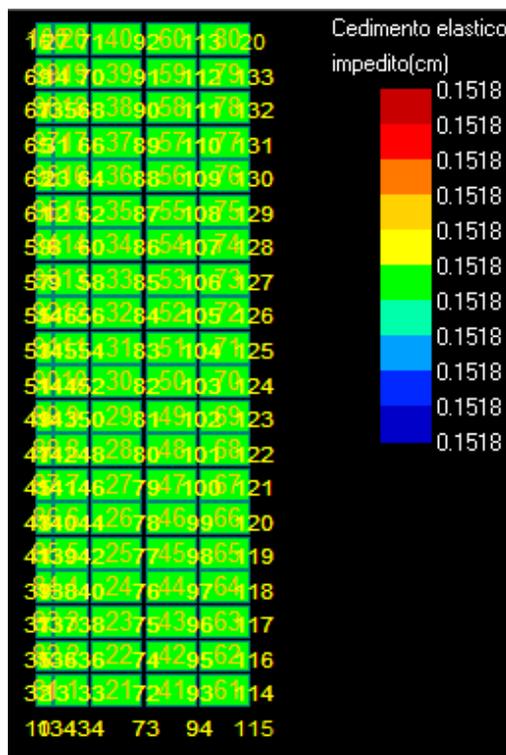


Figura 15: Cedimento - Stratigrafia 1.

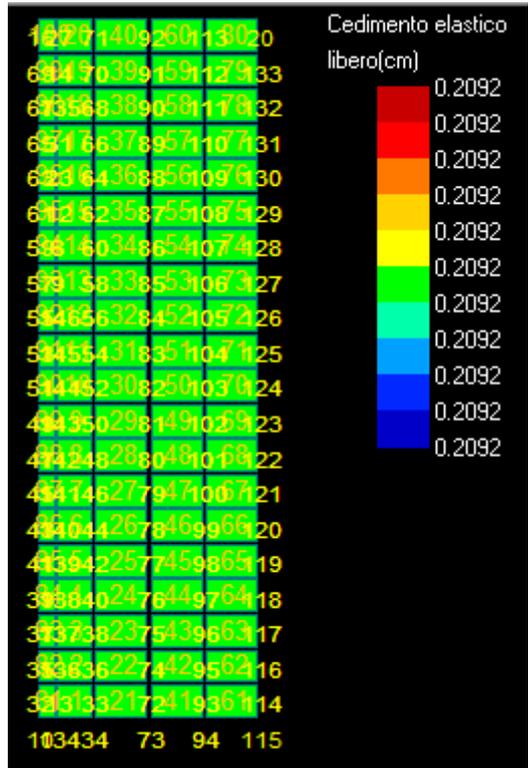


Figura 16: Cedimento - Stratigrafia 2.

TABULATO DI CALCOLO GEOTECNICO

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "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.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidità è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidità, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$, $N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.
Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)

- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = \left[q''_{ult} + q_{resT} \right]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice *RQD* (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di *RQD* è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice *RQD*. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q_{ult}'' = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$$s_c = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_c = 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato};$$

$$s_\gamma = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_\gamma = 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato}.$$

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(0.75\pi - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.	298.	800.
									0	0	0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% dell'angolo di attrito)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la

determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\sqrt{2-2 \cdot \nu}} \cdot \left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{-\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7}}{-\frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5}} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \qquad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga

nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di $Q_{lim\ q}$, $Q_{lim\ g}$, $Q_{lim\ c}$ e di $Q_{res\ P}$ (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ q}$ termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ g}$ termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ c}$ termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{res\ P}$ termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).

- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLLim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLLim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{Imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u (sismico): 1

- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: Boussinesq
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

STRATIGRAFIA N. 1

Numero strati: 3

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -120,0 cm	120,0 cm	001 / Riporto e/o sabbia	Assente
2	da -120,0 a -580,0 cm	460,0 cm	002 / Sabbia debolmente limosa	Assente
3	da -580,0 a -680,0 cm	100,0 cm	003 / Ghiaia fine con sabbia	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Riporto e/o sabbia**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso	Spec. P.	Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²		Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,440 E-3	1,860 E-3		30,000	0,000	65,415	98,000	41,0	0,333	1,00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Sabbia debolmente limosa**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso	Spec. P.	Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²		Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,320 E-3	1,800 E-3		26,000	0,000	35,700	60,000	21,0	0,360	1,00

Indice / Descrizione terreno: **003 / Ghiaia fine con sabbia**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso	Spec. P.	Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²		Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,760 E-3	2,050 E-3		35,000	0,000	263,706	354,000	88,0	0,299	1,00

STRATIGRAFIA N. 2

Numero strati: 3

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -100,0 cm	100,0 cm	001 / Riporto e/o sabbia	Assente
2	da -100,0 a -440,0 cm	340,0 cm	002 / Sabbia debolmente limosa	Assente
3	da -440,0 a -620,0 cm	180,0 cm	003 / Ghiaia fine con sabbia	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Riporto e/o sabbia**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso	Spec. P.	Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²		Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,400 E-3	1,840 E-3		30,000	0,000	52,065	78,000	36,0	0,333	1,00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Sabbia debolmente limosa**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso	Spec. P.	Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²		Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,340 E-3	1,800 E-3		27,000	0,000	39,963	65,000	25,0	0,353	1,00

Indice / Descrizione terreno: **003 / Ghiaia fine con sabbia**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso	Spec. P.	Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²		Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,750 E-3	2,060 E-3		35,000	0,000	263,706	354,000	88,0	0,299	1,00

Platea n. 69	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 70	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 71	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 72	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 73	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 74	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 75	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 76	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 77	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 78	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 79	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 80	Platea	001	20.000	41.679	40.000	1364.375	4	1
Platea n. 81	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 82	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 83	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 84	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 85	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 86	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 87	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 88	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 89	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 90	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 91	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 92	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 93	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 94	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 95	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 96	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 97	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 98	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 99	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Platea n. 100	Platea	001	20.000	23.736	40.000	442.500	4	1
Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.	
Macro n. 1	Macro-Platea	001	20.000	148.000	40.000	472.000	472.000	

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

PORTATA FONDAZIONE SU STRATIGRAFIA 1

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00028800 kN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.00119862 + 0.00233191 + 0.00022424

Qmax / Qlim = 0.00335156 / 0.00375477 = 0.893 Ok (Cmb. n. 005)

TB / TBlim = 28.012 / 50.309 = 0.557 Ok (Cmb. n. 005)

TL / TLLim = 11.117 / 49.391 = 0.225 Ok (Cmb. n. 008)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	kN	kN	kN	kN/cm ²	kN/cm ²
005	SLU STR	No	4.973	3.225	28.012	0.189	-138.854	-0.00077950	-0.00335156
008	SLU STR	No	-1.322	-15.475	13.620	-11.117	-139.869	-0.00076423	-0.00430317

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00028800 kN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.00152059 + 0.00357923 + 0.00022424

Qmax / Qlim = 0.00327967 / 0.00532405 = 0.616 Ok (Cmb. n. 043)

TB / TBlim = 12.980 / 36.101 = 0.360 Ok (Cmb. n. 035)

TL / TLLim = 5.767 / 37.444 = 0.154 Ok (Cmb. n. 047)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	kN	kN	kN	kN/cm ²	kN/cm ²
035	SLV A1	Si	4.730	-4.789	12.980	-1.918	-99.364	-0.00054582	-0.00238276
043	SLV A1	Si	-1.038	-16.226	9.179	-5.386	-106.384	-0.00058023	-0.00327967
047	SLV A1	Si	-0.935	19.683	8.881	5.767	-106.018	-0.00057732	-0.00294391

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00028800 kN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.00150663 + 0.00356278 + 0.00022424

Qmax / Qlim = 0.00291344 / 0.00529364 = 0.550 Ok (Cmb. n. 075)

TB / TBlim = 11.031 / 37.270 = 0.296 Ok (Cmb. n. 067)

TL / TLLim = 2.472 / 37.169 = 0.067 Ok (Cmb. n. 079)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	kN	kN	kN	kN/cm ²	kN/cm ²
067	SLD	Si	1.814	-0.685	11.031	-0.713	-102.715	-0.00059454	-0.00256021
075	SLD	Si	-0.315	-5.745	9.596	-2.152	-105.388	-0.00060446	-0.00291344
079	SLD	Si	-0.271	9.264	9.469	2.472	-105.231	-0.00060760	-0.00264024

PORTATA FONDAZIONE SU STRATIGRAFIA 2

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00028000 kN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.00125763 + 0.00258234 + 0.00014949

Qmax / Qlim = 0.00342422 / 0.00398946 = 0.858 Ok (Cmb. n. 005)

TB / TBlim = 29.436 / 48.884 = 0.602 Ok (Cmb. n. 005)

TL / TLLim = 10.933 / 47.649 = 0.229 Ok (Cmb. n. 008)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
005	SLU STR	No	4.890	3.472	29.436	0.242	-134.917	-0.00075339	-0.00342422
008	SLU STR	No	-0.553	-14.873	15.815	-10.933	-134.924	-0.00077628	-0.00412808

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00028000 kN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.00159230 + 0.00398810 + 0.00014949

Qmax / Qlim = 0.00314668 / 0.00572989 = 0.549 Ok (Cmb. n. 043)

TB / TBlim = 14.227 / 34.954 = 0.407 Ok (Cmb. n. 035)

TL / TLLim = 5.837 / 36.100 = 0.162 Ok (Cmb. n. 047)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
035	SLV A1	Si	5.009	-4.506	14.227	-1.866	-96.191	-0.00053493	-0.00235063
043	SLV A1	Si	-0.271	-15.730	10.886	-5.366	-102.602	-0.00058524	-0.00314668
047	SLV A1	Si	-0.070	19.577	10.545	5.837	-102.202	-0.00056749	-0.00277034

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00028000 kN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.00157856 + 0.00392622 + 0.00014949

Qmax / Qlim = 0.00280411 / 0.00565427 = 0.496 Ok (Cmb. n. 075)

TB / TBlim = 12.497 / 36.014 = 0.347 Ok (Cmb. n. 067)

TL / TLLim = 2.530 / 35.857 = 0.071 Ok (Cmb. n. 079)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
067	SLD	Si	2.381	-0.465	12.497	-0.665	-99.228	-0.00057197	-0.00249844
075	SLD	Si	0.421	-5.431	11.234	-2.116	-101.675	-0.00059035	-0.00280411
079	SLD	Si	0.506	9.322	11.090	2.530	-101.505	-0.00058591	-0.00249759

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

CEDIMENTI FONDAZIONE SU STRATIGRAFIA 1

Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
015	SLE rare	No	-0.892	13.392	10.255	6.518	-106.813	-0.00060023	-0.00282837
016	SLE rare	No	-1.126	-13.220	10.396	-7.391	-107.206	-0.00059238	-0.00321845

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.152 cm in Cmb n. 016

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.035 cm in Cmb n. 015

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.177 cm in Cmb n. 016

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.041 cm in Cmb n. 015

CEDIMENTI FONDAZIONE SU STRATIGRAFIA 2

Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
015	SLE rare	No	-0.073	13.251	11.925	6.503	-103.033	-0.00058897	-0.00266217
016	SLE rare	No	-0.363	-12.673	12.072	-7.261	-103.420	-0.00059675	-0.00308955

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.180 cm in Cmb n. 015

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.043 cm in Cmb n. 016

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.209 cm in Cmb n. 015

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.051 cm in Cmb n. 016