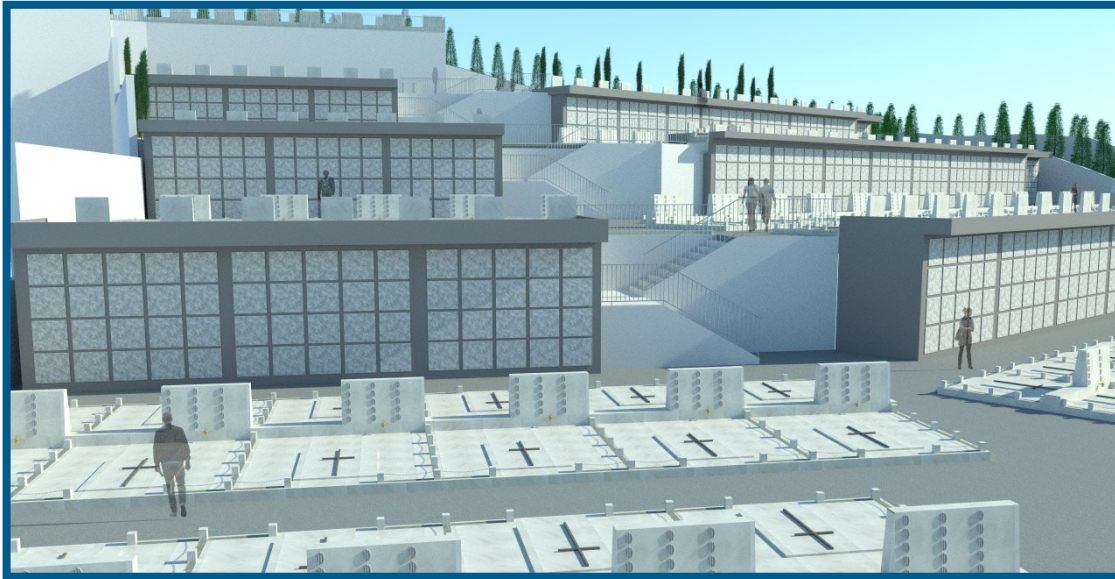


PROGETTO ESECUTIVO

ai sensi degli articoli da 33 a 43 del D.P.R. 207/2010



IL CONCESSIONARIO



Amm.re Unico
Luigi Carrino

I PROGETTISTI



Amm.re Unico
Ing. Vincenzo Caputo

Ing. Vincenzo Caputo
Ord. Ing. Caserta n° 3358

Ing. Domenico Porfidia
Ord. Ing. Caserta n° 2652

Ing. Mario Perri
Ord. Ing. Caserta n° 4326

IS.GEO.

04

RELAZIONE GEOTECNICA COLOMBARI

**CONTRATTO PER L'AMPLIAMENTO CIMITERO E GESTIONE DEL NUOVO
E VECCHIO CIMITERO DEL COMUNE DI TERMINI IMERESE**

(Contratto di concessione del 27 Settembre 2012 – Rep .n. 10829 – Racc. n. 31)

COMUNE DI TERMINI IMERESE
Provincia di Palermo

**MAGGIO
2019**

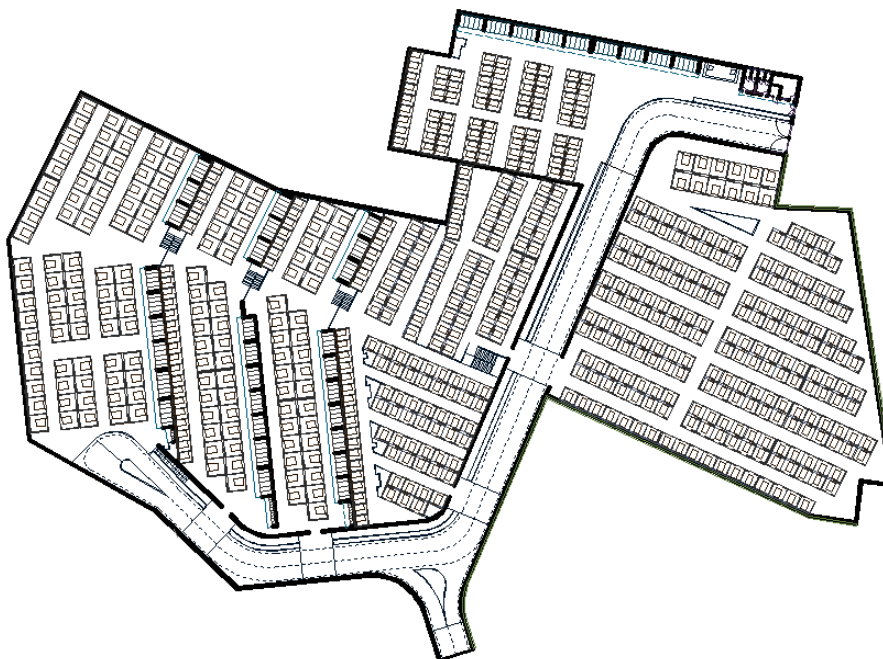


RELAZIONE GEOTECNICA

1. INTRODUZIONE

La seguente relazione geotecnica è redatta con riferimento al punto C.6.2.2.5 della Circolare esplicativa del 24/07/2018 (Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018).

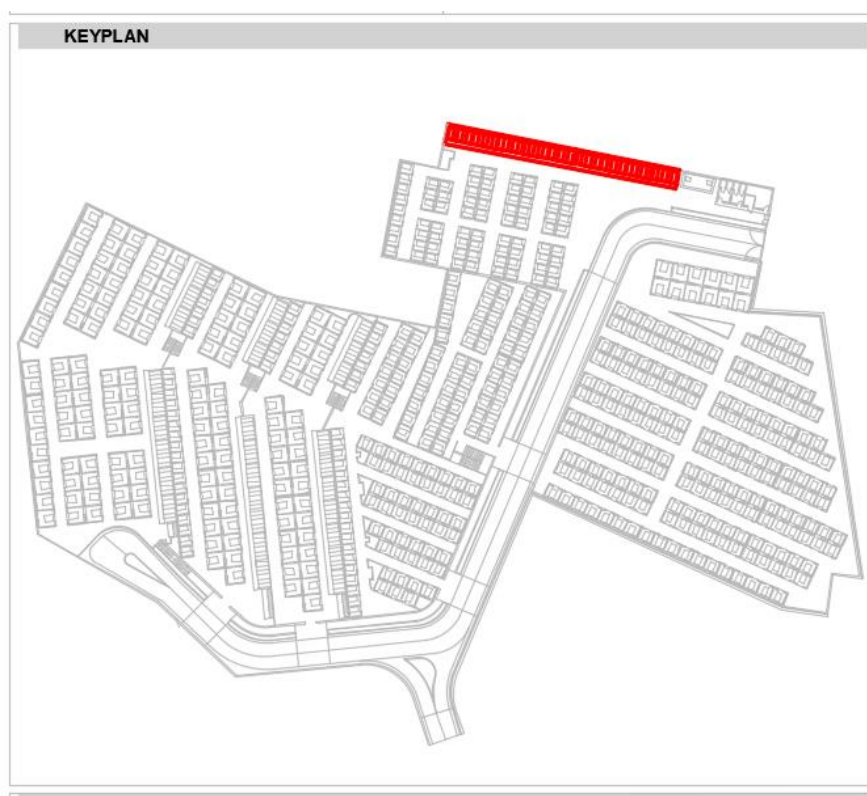
La relazione che segue *contiene i principali risultati ottenuti dalle indagini e prove geotecniche, descrive la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni interagenti con l'opera, e riassume i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.* Entrando nel dettaglio:



Planimetria generale ampliamento cimiteriale

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

3. Il progetto architettonico prevede l'ampliamento del cimitero comunale di Termini Imerese (Pa); in particolare i manufatti in oggetto sono la tipologia a colombari.



La tipologia costruttiva della struttura portante principale dell'opera è in **conglomerato cementizio armato** mentre la tipologia strutturale sismo-resistente è a **telai**. La destinazione d'uso di progetto è **opere cimiteriali**, la tipologia di costruzione è **isolata** e di tipo **ordinario** (con riferimento alla Tab. 2.4.1 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale) pertanto la vita nominale $V_N \geq 50$ anni.

I manufatti in oggetto saranno utilizzati loculi autoportanti, il cui peso è stato considerato come sovraccarico; avranno fondazioni di tipo dirette continue a platea dello spessore di cm 30 attestantisi a -0,40m dalla sistemazione finale ed armate con maglia $\phi 12/20$ e travi di nervatura 40x60cm armate con ferri longitudinali 4+4 $\phi 16$ e staffe $\phi 8/15$.

4. PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE

I terreni interessati sono depositi alluvionali terrazzati costituiti da alternanza di ghiaie e sabbie più o meno addensate con frequenti interdigitazioni di limi sabbiosi, conglomerati più o meno sabbiosi e cementati.



Lo studio geologico-tecnico illustrato nella presente relazione ha permesso di ottenere un'adeguata conoscenza dell'area in termini di assetto stratigrafico, litologico e geomorfologico, presenza di eventuali situazioni di pericolosità, nonché sismicità dell'area. Si riporta di seguito una sintesi dello studio eseguito, rimandando ai vari capitoli per un maggior approfondimento.

È stata presa visione delle caratteristiche dell'opera e del suo impatto con l'ambiente circostante. La campagna di rilevamento geologico ci ha permesso di cartografare le litologie presenti nell'area in studio.

Dalla consultazione della cartografia annessa al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, relativamente all'area oggetto di studio, si evince che non sussistono aree di pericolosità e rischio idrogeologico.

La campagna di indagine geofisica sismica e geoelettrica, ha permesso di confermare il modello geologico del sottosuolo e di valutare la risposta sismica locale, applicando l'approccio semplificato ai sensi delle NTC 08. Mediante l'indagine di tipo MASW è stato possibile valutare il parametro VS30 (variabile da 471 m/s a 567 m/s), permettendo di collocare i terreni interessati dalle fondazioni delle opere in progetto nella categoria di sottosuolo di tipo B: "rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e Cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina)].

Tale scelta è stata, inoltre, suffragata dalle misure di rumore sismico ambientale a stazione singola (microtemori), eseguite contestualmente, che, a parte alcuni disturbi causati dall'attività antropica, non hanno evidenziato picchi significativi del rapporto H/V.

Dal punto di vista geologico strutturale nell'area e nelle immediate vicinanze, fino ad una distanza significativa, non sono state intercettate strutture tettoniche riferibili a faglie attive o potenzialmente attive, che possano influire sulla stabilità dell'area in studio.



Inoltre sono state definite, in base alle pendenze locali, due categorie topografiche: tipo T1 e T2. Nell'area di progetto e nel suo intorno non sono state individuate fenomenologie di dissesto attivo o di agenti morfogenetici la cui azione possa determinare evoluzioni rapide dell'attuale situazione stabile.

È stato preso atto della stabilità delle opere in considerazione dell'assetto morfologico dei luoghi, delle buone caratteristiche meccaniche del sottosuolo e della invarianza dell'assetto idrogeologico locale.

Occorre tenere presente che l'area progettuale giace a quote differenti, con un dislivello massimo di circa 20 metri. Di conseguenza il nuovo impianto dovrà essere adattato alla morfologia del terreno, riducendo al massimo gli sbancamenti e i rilevati, che produrranno terrazzamenti i quali dovranno essere regolarmente progettati secondo la normativa.

In considerazione di quanto sopra esposto, la presenza dell'opera di cui in oggetto non rappresenta fonte d'instabilità o rischio dal punto di vista geologico, anche in considerazione di eventuali lievi incrementi di carico trasmessi al terreno di fondazione.

Da quanto fin qui illustrato, emerge che le opere in progetto risultano compatibili con le condizioni geologico-ambientali locali, pertanto non si riscontrano problematiche ostative, di carattere geologico-tecnico per la realizzazione delle stesse.

Entrando nel dettaglio i manufatti in oggetto sono completamente fuori terra e per essi si prevede **di rimuovere lo strato di terreno di riporto, con la rimozione di 0,5 m di terreno, il successivo costipamento per garantire un idoneo strato di posa della fondazione a platea nervata**; si evidenzia altresì che il bulbo delle tensioni andrà anche a riguardare l'anzidetto strato di *ghiaia e ciottoli di varia natura* che risulta idoneo a supportare i carichi trasmessi dalla parte in elevazione.



CARICHI IN FONDAZIONE E SETTI INTERRATI

Oltre alle sollecitazioni indotte sotto l'azione sismica dalle strutture in elevazione e per le platee, sono state considerate le seguenti azioni:

Platea	=200 daN/m ²
Carico loculi frontali su quattro file	=2600 daN/m ²

5. DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE

L'assetto dei luoghi è stato indagato mediante rilievo geologico-geomorfologico di dettaglio ed attraverso una campagna di indagini svolta di concerto con il progettista per pervenire ad una ricostruzione geologica di dettaglio, utile per la caratterizzazione e la modellazione geologico-tecnica del sottosuolo.

La campagna di indagini è consistita nell'esecuzione di:

- N. 4 prove geofisiche di sismica attiva di superficie di tipo MASW (M1, M2, M3, M4) per la misura della velocità media delle onde trasversali (S) lungo il profilo verticale dei suoli indagati, e per la determinazione del parametro VS30;
- N. 3 prove sismiche attive di rifrazione delle onde P (**R1, R2, R3**) per la valutazione della coltre superficiale alterata e per la determinazione dello stato di addensamento dei primi metri di sottosuolo (circa 12 metri);
- N. 3 misure di microtremore ambientale a stazione singola (**H/V1, H/V2, H/V3**) per individuare la frequenza di risonanza del sito;
- N. 2 indagini ERT (**E1 e E2**) per definire della resistività elettrica nel sottosuolo, al fine di meglio caratterizzare i terreni interessati dall'intervento progettuale.



6. CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEI TERRENI E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La ricostruzione dell'assetto geometrico e la ricostruzione della successione litostratigrafica dei terreni presenti è stata realizzata mediante una campagna di rilevamento geologico, tramite l'analisi di sezioni naturali e fronti di scavo situati nelle vicinanze, nonché mediante l'analisi dei dati ottenuti tramite le indagini geofisiche effettuate in situ e precedentemente illustrate. Si è fatto fede, inoltre, ad esperienze e conoscenze pregresse disponibili.

Nell'area di interesse progettuale sono stati rinvenuti depositi alluvionali terrazzati, costituiti da sabbie limose di colore arancio giallastro con inclusioni di piccole dimensioni di spessore fortemente variabile da un minimo di 2 m in corrispondenza di M4 ad un massimo di 9 m in corrispondenza di M2 e M3, compatto mediamente addensato essendo caratterizzato da una velocità di propagazione delle onde sismiche primarie (VP) di 450-590 m/s e da una velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali (VS) di 310-360 m/s, al disotto di una coltre di alterazione (terreno vegetale e/o terreno di riporto) anch'essa di spessore variabile (0.5-2.8 m) poco compatto di medio-basso stato di addensamento ($VS < 250$ m/s). In corrispondenza del sondaggio sismico M1 (aiuola alberata), si registra lo spessore massimo della coltre di alterazione pari a circa 2.8 metri, mentre diminuisce in corrispondenza dei sondaggi M3 ed M4 posti in pendio. In prossimità del sondaggio sismico M5 ed M2 invece, tale porzione risulta essere assente.

All'aumentare della profondità le condizioni di addensamento e conseguentemente le proprietà elasto-meccaniche dei depositi alluvionali terrazzati, migliorano notevolmente, si passa, infatti, da depositi prevalentemente sabbiosi mediamente addensati a depositi costituiti da ghiaia e ciottoli sub-arrotondati di varia natura (prevalentemente calcarea), con dimensioni medie comprese tra 1 e 30 cm, in matrice sabbio-limosa di colore giallastro, con tessitura grano sostenuta, che risultano molto compatti e fortemente addensati, essendo caratterizzati da valori di VS compresi tra 420 e 580 m/s e VP compresi tra 1073-1339 m/s. Tali depositi alluvionali, come confermato dalle



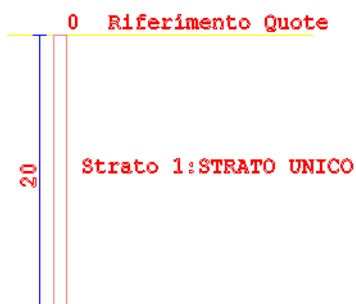
risultanze geofisiche sismiche e geoelettriche, presentano, oltre ad una variabilità granulometrica e di compattazione verticale, una certa variabilità laterale.

Ai depositi alluvionali seguono in profondità, a quote variabili dal p.c. (vedi “sezioni geologico-tecniche” a pag. 69), litotipi caratterizzati da elevate velocità di propagazione delle onde sismiche: $V_p > 1700$ m/s e $V_s > 750$ m/s, velocità caratteristiche di litotipi compatti di consistenza litoide, quali le calcilutiti marnose appartenenti alla formazione Polizzi, che in corrispondenza di M4 ed M5 risultano parzialmente alterate in superficie (630 m/s $< V_s < 750$ m/s).

Il modello geologico, appena descritto, viene esposto nelle “Sezioni geologico-tecniche” sotto riportate, le cui tracce di sezione sono riportate nella “carta geologica” (pag. 11) e nella “planimetria generale di progetto” (pag. 6).

Il substrato geologico, sede delle future opere di fondazione, gode di buone proprietà meccaniche esposte nella tabella seguente:

Terreno di fondazione (Depositi alluvionali terrazzati costituito da alternanza di ghiaie e sabbie più o meno addensate con frequenti interdigitazioni di limi sabbiosi, conglomerati più o meno sabbiosi e cementati). Valori medi.		
Parametro	Unità di misura	Valore
Coesione "c"	[KN/m ²]	10
Angolo di attrito "φ"	[°]	25
Peso dell'unità di volume "γ"	[KN/m ³]	19



Numerazione	
Strato N.:	1

Spessore (m)	20
Peso Sp.(kg/cm ³)	1900
Ang.Attrito (e)	25
Ang.Attrito(φ)	25
Coes.dr(kg/cm ²)	0
Coes.nd(kg/cm ²)	0
Mod.El.(kg/cm ²)	100
Coeff. Poisson	0,3
Descrizione	STRATO UNICO
Coeff. di Lambe	0,3
Mod.edom kg/cm ²	100
Grado sovracons	1



7. VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa sono:

EQU - perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

ULP – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD - erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

In particolare per le fondazioni si ha:

Verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, come riportato nelle pagine seguenti.

8. APPROCCI PROGETTUALI E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura viene condotta con l'**Approccio 2** con la Combinazione (**A1 + M1 + R3**), nella quale i coefficienti A1 sono gli stessi delle verifiche strutturali, i coefficienti M1 sono tutti unitari ed il coefficiente R3 per la verifica della capacità portante $\gamma_R=2,3$.



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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

9. MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

q = carico sul piano di fondazione

B = lato minore della fondazione

L = lato maggiore della fondazione

D = profondità della fondazione

α = inclinazione base della fondazione

G = peso specifico del terreno

B' = larghezza di fondazione ridotta = $B - 2 eB$

L' = lunghezza di fondazione ridotta = $L - 2 eL$

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = risultante delle forze orizzontali

N = risultante delle forze verticali

eB = eccentricità del carico verticale lungo B



eL = eccentricità del carico verticale lungo L
FhB = forza orizzontale lungo B
FhL = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

β = inclinazione terreno a valle
c = cu = coesione non drenata (condizioni U)
c = c' = coesione drenata (condizioni D)
 Γ = peso specifico apparente (condizioni U)
 $\Gamma = \Gamma'$ = peso specifico sommerso (condizioni D)
 $\phi = 0$ = angolo di attrito interno (condizioni U)
 $\phi = \phi'$ = angolo di attrito interno (condizioni D)

Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi + \tan\phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchot-Meyerhof})$$
$$Ng = 2(Nq + 1) \tan\phi \quad (\text{Vesic})$$
$$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan\phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

$Nc = 5,14$ in condizioni U

Indici di rigidezza (condizioni D):

$$Ir = \frac{G}{c' + q' \tan\phi} = \text{indice di rigidezza}$$

q' = pressione litostatica efficace alla profondità $D + \frac{B}{2}$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

E = modulo elastico normale

μ = coefficiente di Poisson

$$Icr = \frac{1}{2} \exp\left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})}\right] = \text{indice di rigidezza critico}$$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Yq = Yg = \exp\left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4\right) \tan\phi' + \frac{3,07 \sin\phi' \log(2Ir)}{1 + \sin\phi'}\right] \text{ in condizioni drenate, per } Ir \leq Icr$$
$$Yc = Yq - \frac{1 - Yq}{Nq \times \tan\phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$ig = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot\text{ang}\phi'}\right)^{m+1}$$
$$iq = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot\phi'}\right)^m$$
$$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc \times \tan\phi'} \quad \text{in condizioni D}$$



$$ic = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$
$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \operatorname{arctg} \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$
$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$
$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$
$$dc = 1 + 0,4 \operatorname{arctg} \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$
$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$$
$$bc = bq = \exp(-2\alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$
$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$
$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U)}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$
$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$
$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$
$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$
$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati Khi e Igk, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Khi e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente



sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore I_{gk} modifica invece il solo coefficiente N_g ; il fattore N_g viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo viene eseguito sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

E = modulo elastico o edometrico

$\sigma(z)$ = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di *Steinbrenner*, considerando la pressione agente uniformemente su una superficie rettangolare di dimensioni B e L :

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)}{V(V+V1)} + \left| \arctan \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V}}{V-V1} \right| \right]$$

con:

$$M = B / z$$

$$N = L / z$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V1 = (M \times N)^2$$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018 7.11.5.3.1)

La verifica consiste nel controllare che la componente permanente degli spostamenti indotti dal sisma sia compatibile con la prestazione SLD della sovrastruttura.

Per determinare gli spostamenti permanenti post-sisma nel terreno si effettua una analisi non lineare del sistema fondazione-terreno modellando il terreno con un sistema di molle con legame costitutivo P-Y di tipo iperbolico, mediante le seguenti formule:

$$p(u) = \frac{u}{\frac{1}{E_s} + \frac{u}{p_u}}$$

essendo:

- $p(u)$: pressione di contatto
- u : cedimento non lineare
- E_s : rigidità tangente all'origine del terreno valutato come u_e/p ovvero come rapporto del cedimento elastico istantaneo e la pressione di contatto che lo provoca
- p_u : pressione ultima del terreno valutato per i valori caratteristici del terreno

Lo spostamento permanente sarà quindi lo spostamento complessivo depurato della parte reversibile elastica:



$$u_r = u(p) - \frac{P}{E_s}$$

Tali spostamenti permanenti si determinano quindi come segue:

- si implementa il sistema fondazione + terreno non lineare secondo il modello sopra descritto;
- si esegue il calcolo non lineare del sistema fondazione-terreno imponendo i carichi dello SLD;
- si portano a zero i carichi esterni e si valutano gli spostamenti residui (che sono appunto i cedimenti permanenti SLD cercati).

La verifica di compatibilità degli spostamenti viene quindi effettuata dal progettista in funzione delle caratteristiche della struttura e delle prestazioni assegnate ovvero utilizzando un riferimento tecnico riconosciuto dalla NTC 2018 quali UNI EN 2007, FEMA 27X, Circolari applicative, linee guida, etc...

SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

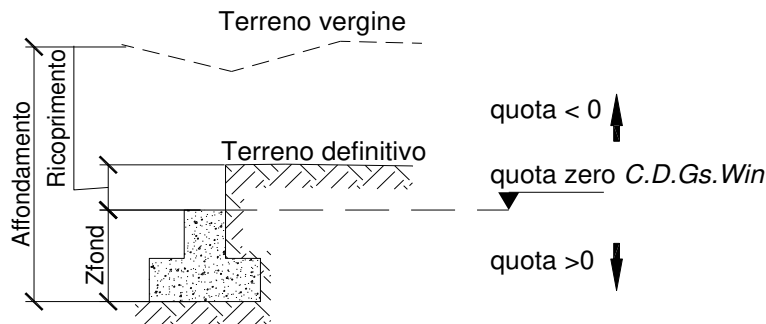
Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa dei dati geometrici delle travi *Winkler*.

Trave	: <i>numero sequenziale della trave</i>
Asta3d	: <i>numero asta tipo in C.D.S. Win (spaziale)</i>
Filo Iniz	: <i>primo filo fisso</i>
Filo Fin.	: <i>secondo filo fisso</i>
Nodo3d In.	: <i>numero Nodo3d primo filo fisso</i>
Nodo3d Fin	: <i>numero Nodo3d secondo filo fisso</i>
X3d In.	: <i>ascissa Nodo3d Iniziale</i>
Y3d In.	: <i>ordinata Nodo3d Iniziale</i>
Z3d In.	: <i>quota Nodo3d Iniziale</i>
X3d Fin	: <i>ascissa Nodo3d finale</i>
Y3d Fin	: <i>ordinata Nodo3d finale</i>
Z3d Fin	: <i>quota Nodo3d finale</i>
Xfond	: <i>ascissa baricentro fondazione</i>
Yfond	: <i>ordinata baricentro fondazione</i>
Zfond	: <i>quota baricentro base di fondazione nel riferimento di C.D.Gs. Win</i>
Bfond	: <i>dimensione trasversale trave Winkler</i>
Lfond	: <i>dimensione longitudinale trave Winkler</i>



SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa della stratigrafia del terreno sottostante le travi *Winkler*.



NOTA: La quota zero di *C.D.Gs. Win* coincide con la quota numero zero dell'alberello quote di *C.D.S. Win* ma cambia la convenzione nel segno: infatti in *C. D. Gs.* le quote sono positive crescenti procedendo verso il basso, mentre in *C. D. S.* le quote sono positive crescenti verso l'alto.

Trave	: numero di trave
Q.t.v.	: quota terreno vergine
Q.t.d.	: quota definitiva terreno
Q.falda	: quota falda
InclTer	: inclinazione terreno
Numero strato	: Numero dello strato a cui si riferiscono i dati che seguono
Sp.str.	: Spessore strato. L'ultimo strato ha spessore indefinito, pertanto il relativo dato non viene stampato
Peso Sp	: peso specifico
Fi	: angolo di attrito interno in gradi
C'	: coesione drenata
Cu	: coesione non drenata
Mod.El.	: modulo elastico
Poisson	: coefficiente di Poisson
Gr.Sovr	: grado di sovraconsolidazione
Mod.Ed	: modulo edometrico



SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa delle risultanti delle sollecitazioni agenti sull'area d'impronta delle travi *Winkler*, nel sistema di riferimento locale (y=asse trave).

Trave	: numero di trave sequenziale
Comb.	: Numero della combinazione a cui si riferiscono i dati che seguono
Rv	: Risultante delle pressioni verticali
Vx	: Risultante delle sollecitazioni agenti parallelamente all'asse x locale dell' asta
Vy	: Risultante delle sollecitazioni agenti parallelamente all'asse y locale dell' asta
Mrx	: Momento risultante di asse vettore x nel sistema di riferimento locale dell' asta (momento flettente)
Mry	: Momento risultante di asse vettore y nel sistema di riferimento locale dell' asta (momento torcente)

SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa della portanza delle fondazioni superficiali (travi *Winkler*, plinti e piastre) in condizioni drenate e non drenate.

Tabella 1: PARAMETRI GEOTECNICI

Trave, Plinto o Piastra	: Numero elemento
Infiss	: Infissione base fondazione dal piano campagna
Tipo Tabella	: Tipo di tabella (M1/M2) per i coeff. parziali per i parametri del terreno
Gamma	: Peso specifico totale di calcolo
Fi	: Angolo di attrito interno di calcolo in gradi
Coes	: Coesione drenata di calcolo
Mod.El.	: Modulo elastico di calcolo
Poiss	: Coefficiente di Poisson
P base	: Pressione litostatica base di fondazione in condizioni drenate
Indice Rigid.	: Indice di rigidezza
IndRig Crit.	: Indice di rigidezza critico
Cu	: Coesione non drenata
Pbase	: Pressione litostatica base di fondazione in cond. non drenate

Tabella 2: COEFFICIENTI DI PORTANZA

Trave, Plinto o Piastra	: Numero elemento
Nc	: Coefficiente di portanza di Brinch-Hansen
Nq	: Coefficiente di portanza di Brinch-Hansen
Ng	: Coefficiente di portanza di Brinch-Hansen
Gc	: Coefficiente di inclinazione del terreno
Gq	: Coefficiente di inclinazione del terreno
bc	: Coefficiente di inclinazione del piano di posa
bq	: Coefficiente di inclinazione del piano di posa
Igk	: Coefficiente per effetti cinematici
Comb.Nro	: Numero della combinazione di carico
Icv	: Coefficiente di inclinazione del carico
Iqv	: Coefficiente di inclinazione del carico
Igv	: Coefficiente di inclinazione del carico
Dc	: Coefficiente di affondamento del piano di posa
Dq	: Coefficiente di affondamento del piano di posa



Dg	: Coefficiente di affondamento del piano di posa
Sc	: Coefficiente di forma
Sq	: Coefficiente di forma
Sg	: Coefficiente di forma
Psic	: Coefficiente di punzonamento
Psig	: Coefficiente di punzonamento

Tabella 3: PORTANZA (per Risultanti)

Trave, Plinto o Piastra	: Numero elemento in numerazione calcolo C.D.Gs. Win
Asta3d, Filo	: Identificativo di input
Comb.	: Numero della combinazione a cui si riferiscono i dati che seguono
Bx'	: Base di fondazione ridotta lungo x per eccentricità
By'	: Base di fondazione ridotta lungo y per eccentricità
GamEf	: Peso specifico efficace di calcolo
QlimV	: Carico limite in condiz. drenate o non drenate comprensivo dei Coeff. Parziali R1/R2/R3
N	: Carico verticale agente
Coeff.Sicur.	: Minimo tra i rapporti (QlimV/N) tra la condiz. drenata e quella non drenata per la combinazione in esame

Tra tutte le combinazioni vengono riportati i seguenti dati:

Minimo CoeSic	: Minimo coefficiente di sicurezza
N/Ar	: Tensione media agente sull'impronta ridotta
Qlim/Ar	: Tensione limite sull'impronta ridotta
Status Verifica	: Si possono avere i seguenti messaggi:

OK = Verifica soddisfatta

NONVERIF = Non verifica nei seguenti casi:

Coefficiente di sicurezza minore di 1

Se $Bx=0$ o $By=0$ per eccentricità eccessiva dei carichi

Se $QlimV=0$ per inclinazione dei carichi eccessiva a causa di forze orizzontali elevate

VERIFKO = Verifica impossibile perché non si sono potuti calcolare i coefficienti geotecnici (ad es. a causa di una eccessiva eccentricità dei carichi).

SCARICA = Verifica soddisfatta: Impronta non sollecitata o in trazione

DECOMPR = Verifica soddisfatta:

lo sforzo agente sull'elemento è di trazione, ma la risultante dei carichi agenti sul terreno è di debole compressione per effetto del peso proprio dell'elemento stesso.

Tabella 3: PORTANZA (per Tensioni)

Trave, Plinto o Piastra	: Numero elemento in numerazione calcolo C.D.Gs. Win
Asta3d, Filo	: Identificativo di input
Comb.	: Numero della combinazione a cui si riferiscono i dati che seguono
Bx'	: Base di fondazione ridotta lungo x per eccentricità
By'	: Base di fondazione ridotta lungo y per eccentricità



GamEf	: <i>Peso specifico efficace di calcolo</i>
SgmLimV	: <i>Tensione limite in condiz. drenate o non drenate</i>
SgmTerr	: <i>Tensione elastica massima sul terreno</i>
Coeff.Sicur.	: <i>Minimo tra i rapporti (SgmLimV/SgmTerr) tra la condiz. drenata e quella non drenata per la combinazione in esame</i>

Tra tutte le combinazioni vengono riportati i seguenti dati:

Minimo CoeSic	: <i>Minimo coefficiente di sicurezza</i>
N/Ar	: <i>Tensione media agente sull'impronta ridotta</i>
Qlim/Ar	: <i>Tensione limite media sull'impronta ridotta (SgmLimV minima)</i>
Status Verifica	: <i>Si possono avere i seguenti messaggi:</i>

OK = *Verifica soddisfatta*

NOVERIF = *Non verifica nei seguenti casi:*

Coefficiente di sicurezza minore di 1

Se Bx=0 o By=0 per eccentricita' eccessiva dei carichi

Se SgmLimV=0 per inclinazione dei carichi eccessiva a causa di forze orizzontali elevate

SCARICA = *Impronta non sollecitata o in trazione*

DECOMPR = *Verifica soddisfatta:*

lo sforzo agente sull'elemento è di trazione, ma la risultante dei carichi agenti sul terreno è di debole compressione per effetto del peso proprio dell'elemento stesso.

SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

La verifica allo scorrimento delle fondazioni superficiali è stata condotta calcolando la resistenza limite secondo la seguente relazione, che tiene in conto sia il contributo ad attrito che quello coesivo:

$$V_{res} = \frac{N}{\gamma_r} \times \frac{tg\varphi}{\gamma_\varphi} + \frac{A}{\gamma_r} \times \frac{C}{\gamma_c}$$

in cui:

g_φ, g_c : *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II D.M. 2018)*

g_r : *Coefficienti parziali SLU fondazioni superficiali (Tabella 6.4.I D.M. 2018)*

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella precedente relazione e nella relativa tabella di stampa.

Comb. : *Numero combinazione a cui si riferisce la verifica*

Tipo Elem. : *Tipo di elemento strutturale: Trave/Plinto/Piastra*

Elem. N.ro : *Numero dell'elemento strutturale (numero Travata/Filo/Nodo3D) in base al tipo elemento*

N : *Scarico verticale*

tg φ/ g_φ : *Coefficiente attrito di progetto*

g_r

C/ g_c g_r : *Adesione di progetto*



Area	: Area ridotta
Vres	: Resistenza allo scorrimento dell' elemento strutturale
Fh	: Azione orizzontale trasmessa dall' elemento strutturale
Verifica Locale	: Flag di verifica allo scorrimento del singolo elemento. Se l'elemento è collegato al resto della fondazione, la condizione di slittamento del singolo elemento non pregiudica la verifica globale della intera fondazione
S(Vres)	: Somma dei contributi resistenti dei vari elementi strutturali
S(Fh)	: Somma dei contributi delle azioni orizzontali trasmesse dai vari elementi strutturali
Verifica Globale	: Flag di verifica globale allo scorrimento della intera fondazione

SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa dei cedimenti.

Filo	: numero del filo fisso in corrispondenza del quale viene calcolato lo stato deformativo
Comb.	: numero di combinazione di carico
Ced.El.	: cedimento elastico
Ced.Ed.	: cedimento edometrico

Capodrise, Maggio 2019

Gruppo di progettazione

Ing. Vincenzo Caputo

Ing. Domenico Porfidia

Ing. Mario Perri