

CITTA' DI TORINO  
**Cimitero Sassi**

**III AMPLIAZIONE  
Campo L**

**Progetto esecutivo  
realizzazione nuovi loculi**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**S\_R4**

rev. n.	data	oggetto revisione	redatto	verificato	approvato	file
00	17.09.2011	prima emissione	CMC			

<p>COMMITTENZA <b>AFC Torino S.p.a.</b> c.so Peschiera 193 - 10141 Torino</p>	<p>PROGETTISTI</p> <p><b>CMC STUDIO</b> INGEGNERI ASSOCIATO</p> <p>Ing. Stefano MELUZZI Dot. Daniele CAPPATO</p> <p>TORINO Via della Rocca n.15- 10123 T.+390118125905 F.+390118394808</p> <p>ROMA Via Reno n.35 -00198 T.+39068555103 F.+39068555103 info@cmcstudio.it</p> <p><b>POLITHEMA</b> SOCIETA' DI INGEGNERIA S.R.L.</p> <p>ingegneria del territorio • spazio • ambiente</p> <p>Ing. Dina Piccinino Via Brulno n. 9/1 - 10045 - Piossasco (To) Tel. 3398241276 dina.piccinino@ilbero.it</p>	<p>IMPRESA ESECUTRICE:</p>
---	---	----------------------------

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI TORINO

COMUNE DI TORINO


AFC Torino S.p.a.

CIMITERO SASSI  
III AMPLIAZIONE  
CAMPO L

Elaborato	Scala	CONSULENZA	Codice	Rev	Data
SR4			2270C02_0	0	Sett. 2011
				1	
				2	
				3	

Titolo elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

 <p>Direttore Tecnico: Dott. Ing. Claudio Angelino</p>	
---	--

Il Committente	Il Responsabile del procedimento
----------------	----------------------------------



tel. 011 19506078-011 19507322 • Fax 011 19508302 • polithema@polithema.net • www.polithema.net  
C.F. - P.IVA 09812130012 • Capitale Sociale: € 10.000,00 • R.E.A.: TO-1082647

POLITHEMA SOCIETA' DI INGEGNERIA s.r.l.  
via Cardinal Fossati, 7 - 10141 Torino



REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI TORINO

COMUNE DI TORINO

# AFC Torino S.p.a.

## CIMITERO SASSI III AMPLIAZIONE CAMPO L

CONSULENZA

### RELAZIONE GEOTECNICA

Indice:

1	PREMESSA.....	3
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	3
3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	3
3.1.1	VALUTAZIONE DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA.....	4
3.1.2	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO .....	5
3.1.3	SPETTRI DI RISPOSTA.....	6
3.2	VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE .....	9
3.3	CEDIMENTI.....	10
4	MODULO DI WINKLER .....	11
5	CONCLUSIONI.....	11

## 1 PREMESSA

Il cimitero zonale di Sassi è ubicato nel territorio comunale di Torino, nei pressi di Borgata Rosa, in sponda idrografica destra del Fiume Po, nel tratto compreso tra la confluenza con la Dora Riparia e quella con lo Stura di Lanzo.

Nel presente documento vengono trattati gli aspetti geotecnici in relazione al progetto della sistemazione di una porzione dell'area cimiteriale che verrà utilizzata per la costruzione di nuovi loculi.

## 2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Al fine di accertare le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dai lavori sono stati eseguiti n°2 pozzetti esplorativi spinti sino alla profondità massima di circa 3.5 m dal p.c. attuale.

I pozzetti esplorativi hanno evidenziato la presenza di un terreno omogeneo, limoso leggermente sabbioso, di colore ocreo, su tutta la profondità di scavo, ad eccezione di un primo livello superficiale di materiale di riporto sabbioso-ghiaioso, con ciottoli, potente da 50 centimetri ad 1 metro.

Sulla base di quanto sopra esplicitato e sulla base di conoscenze acquisite in passato su terreni simili a quello in esame, è possibile stimare i seguenti parametri geotecnici:

- Angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate: 30 gradi
- Peso di volume: 19 kN/m<sup>3</sup>
- Coesione nulla.

Non è stata rilevata presenza di acqua.

## 3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La normativa vigente riprende i principi sulla classificazione sismica dei suoli dell' OPCM 3274 e successive modifiche, ed individua come parametro di riferimento per la classificazione la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna ( $V_{s30}$ ). Il parametro di riferimento viene calcolato con la seguente formula:

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

Nella quale:

$h_i$  = spessore dello strato i-esimo;

$V_i$  = velocità di propagazione delle onde di taglio nello strato i-esimo.

Suolo	Descrizione geotecnica	Vs <sub>30</sub> (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	>800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).	360-800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).	180-360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).	<180
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).	-
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di Vs,30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < cu,30 < 20 kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	<100
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.	-

Per la determinazione del parametro VS30, è stata eseguita una prova di tipo MASW e sulla base dei risultati ottenuti il terreno su cui verranno realizzate le fondazioni dei nuovi loculi è classificabile come **suolo B**.

Sulla base della classificazione sismica e sulla base delle coordinate geografiche del sito in esame nonché delle caratteristiche topografiche, ed altri parametri relativi alla nuova costruzione in esame, è possibile definire gli spettri di risposta in accelerazione per ogni stato limite (di esercizio e ultimo) considerato. Sulla base dello spettro di risposta sarà quindi possibile determinare l'azione sismica, ai sensi del D.M. 14/01/2008.

### 3.1.1 Valutazione degli spettri di risposta

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. (§ 3.2 NTC-08).

Individuata la categoria del sottosuolo, altro parametro richiesto è quello riguardante le condizioni topografiche al fine di valutare l'amplificazione sismica locale (tabella seguente).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Il sito in esame appartiene alla categoria T1.

E' necessario inoltre, al fine di valutare gli spettri di risposta per i diversi stati limite, fare alcune considerazioni di carattere generale sulla struttura di futura costruzione.

In primo luogo deve essere definita la vita nominale della struttura  $V_N$  "La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto." (§ 2.4.1 NTC-2008).

Si riporta di seguito la tabella utilizzata per la definizione di  $V_N$ .

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Le strutture in esame rientrano nella seconda categoria, pertanto si considera una vita nominale pari a 50 anni.

Per valutare il periodo di riferimento per l'azione sismica è necessario definire il coefficiente d'uso funzione della classe di uso della struttura in progetto (§ 2.4.3 NTC-08)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Poiché i manufatti coinvolti nell'intervento sono di tipologia differente in prima approssimazione e a favore di sicurezza si considera  $C_U=1$ .

### 3.1.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nel presente paragrafo si vuole riportare a titolo esemplificativo la descrizione degli stati limite nei confronti delle azioni sismiche, individuati dal D.M. 14/01/2008.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e 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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

### 3.1.3 Spettri di risposta

In relazione alle considerazioni fino ad ora esplicitate, è possibile calcolare gli spettri di risposta partendo dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

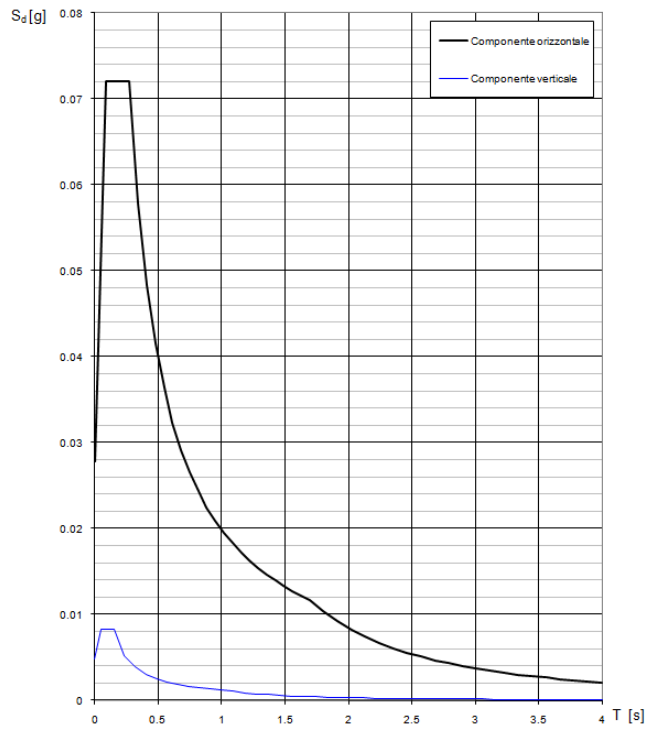
Tali parametri sono forniti per una serie di punti sul territorio, e possono essere opportunamente interpolati. A tal proposito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici fornisce un utile supporto informatico denominato "Spettri-NTC" che permette un calcolo agevole dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c$  e degli stessi spettri di risposta.

Gli spettri di risposta per i diversi stati limite sono calcolati ovviamente sulla base delle indicazioni fornite dalla normativa (§ 3.2.3 NTC-08).

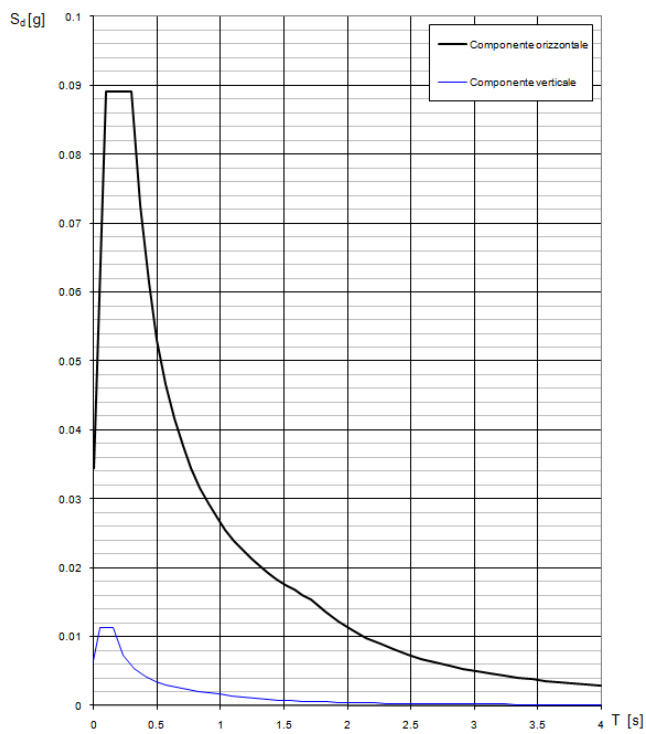
Con l'ausilio di "Spettri-NTC" si forniscono i seguenti spettri di risposta:



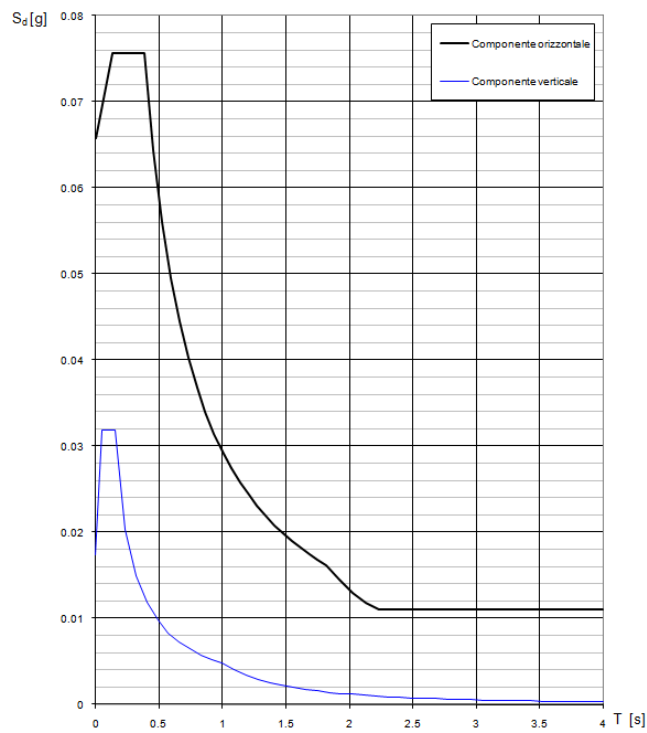
**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLO**



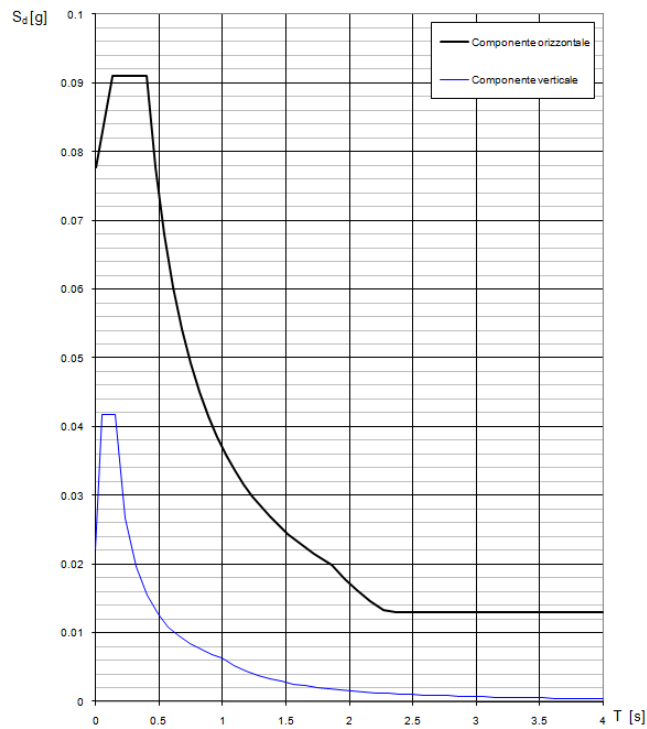
**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLD**



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV**



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLC**



Gli spettri di risposta permettono il calcolo dell'azione sismica corrispondente che verrà combinata con le restanti azioni agenti su ogni singolo elemento strutturale.

La pericolosità sismica, con riferimento al D.M. 14/01/2008, è definita in base ai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento orizzontale:

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

Nella tabella seguente sono riassunti i parametri per la definizione dell'azione sismica per i diversi stati limite.

Stato limite	$P_{vr}$ [%]	$T_r$ [anni]	$a_g$	$F_o$	$T_c$
SLO	81	30	0.023	2.587	0.177
SLD	63	50	0.029	2.592	0.195
SLV	10	475	0.055	2.760	0.272
SLC	5	973	0.065	2.811	0.287

In ambito geotecnico, i parametri sopra esplicitati si utilizzano per il calcolo del coefficiente sismico ( $k_h$ ) il quale a sua volta rientra nella definizione dei coefficienti correttivi per calcolo della capacità portante.

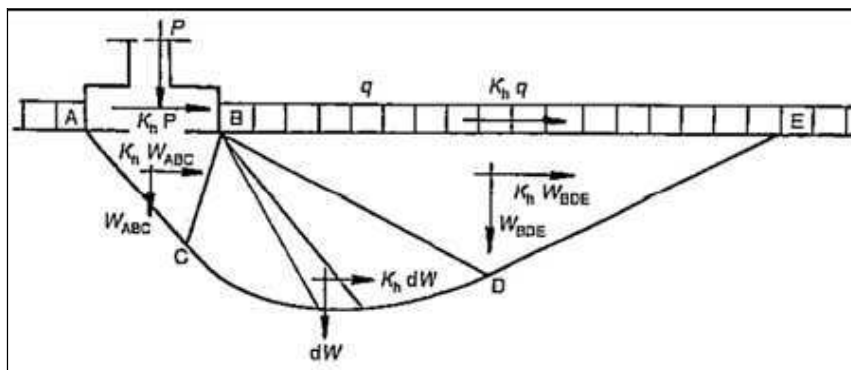
### 3.2 VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE

Il terreno in esame presenta discrete caratteristiche meccaniche: si ritiene pertanto che sia ipotizzabile una scelta tipologica di fondazioni dirette a platea con carichi unitari in accordo alle seguenti calcolazioni.

La valutazione della capacità portante è condotta sulla base della usuale formula di Brinch – Hansen che viene qui di seguito richiamata.

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

Nella formula sopra riportata compaiono le correzioni proposte da Paolucci, Pecker (1997) per tener conto dell'inerzia del terreno in condizioni sismiche:



$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32k_h$$

In cui  $k_h$  è il coefficiente di intensità sismica orizzontale, ricavabile direttamente dai parametri sismici, tramite la relazione:

$$k_h = \frac{S \cdot a_{eg}}{g}$$

Alle resistenze calcolate vengono applicate le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008 (Norme tecniche per le Costruzioni). Vengono utilizzati i coefficienti di sicurezza parziali di seguito elencati, secondo l'approccio: NTC 08, SLU Appr. 1, Comb. 1, Sismico e Comb. 2 Sismico.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Qi,fav}$	$\gamma_{Qi,sfa}$	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\varphi$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{su}$	$\gamma_{R;v}$	$\gamma_{R;h}$	$\gamma_{R;e}$	$\gamma_{R;equ}$	$\gamma_{R;upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.40	1.80	1.10	1.00	-	-

Le verifiche sono state condotte ipotizzando una fondazione superficiale a platea con spessore pari a 30 cm (i calcoli sono stati eseguiti con l'ausilio del software di calcolo IS IPERFOND, della CDM DOLMEN e OMNIA IS srl). Le dimensioni sono quelle indicate nel progetto esecutivo architettonico.

TIPOLOGIA	Capacità Portante App.1,comb.1 [KPa]	Capacità Portante App.1,comb.2 [KPa]
Platea	510	166

Si tratta di valori medio-bassi imputabili alle medie caratteristiche geotecniche.

Si noti che i risultati ottenuti sono validi per:

- approfondimento medio della fondazione pari a 0.50 m dal piano campagna;
- assenza di sforzi taglianti o flettenti significativi al piede, che richiedono verifiche mirate noti i carichi di progetto.

Infine tali valori debbono essere coniugati con le considerazioni legate alla deformabilità dei terreni ed al contenimento dei cedimenti, assoluti e differenziali.

### 3.3 CEDIMENTI

Non sono disponibili risultati di prove sperimentali che consentano di correlare le caratteristiche geotecniche dei terreni con i valori di capacità portante precedentemente stimati per arrivare ad una stima numerica dei cedimenti associati ai carichi unitari precedentemente individuati.

E' ragionevole comunque supporre che i cedimenti riscontrabili sia a breve che a lungo termine siano di modesta entità e comunque compatibili con la sovrastruttura in progetto.

Pertanto **il dimensionamento progettuale finale delle fondazioni dirette** andrà in ogni caso cautelativamente realizzato sulla scorta dei seguenti valori di capacità portante opportunamente ribassati al fine di tener conto di possibili modesti fenomeni deformativi.

TIPOLOGIA	Capacità Portante App.1,comb.1 [KPa]	Capacità Portante App.1,comb.2 [KPa]
Platea	500	160

#### 4 MODULO DI WINKLER

Un'analisi rigorosa delle strutture di fondazione richiede lo studio dell'iterazione tra la fondazione, la struttura in elevazione e il terreno.

Il modello suggerito da Winkler (1867), per tener conto dell'iterazione terreno-struttura è quello di suolo elastico, caratterizzato dal coefficiente di reazione o modulo di Winkler (K)

Il modulo di Winkler lega il cedimento di un punto alla reazione del terreno agente unicamente su quel punto.

Nella presente, in mancanza di indagini più approfondite atte a determinare la rigidità del terreno, e in mancanza di più precise indicazioni sui carichi agenti, si suggerisce per terreni con caratteristiche di quelli in esame di adottare un coefficiente K pari a 3.0– 3.5 kg/cm<sup>3</sup>.

#### 5 CONCLUSIONI

In relazione a quanto evidenziato dai pozzetti esplorativi non state riscontrate particolari problematiche rispetto alla realizzazione dei nuovi loculi.

In definitiva i terreni che verranno interessati dall'intervento sono dotati di requisiti geotecnici soddisfacenti e non sono interessati da una falda acquifera di tipo stabile: risultano pertanto in grado di sostenere i carichi prevedibili per tale tipo di costruzione senza dar luogo a cedimenti apprezzabili.

Il direttore dei lavori avrà comunque cura di esaminare con attenzione la situazione reale che verrà riscontrata a scavi aperti per verificare direttamente la congruenza con le stime e le ipotesi di quanto riportato in questo documento.

