



GEOALPI CONSULTING

Geologia - Idrogeologia - Geotecnica - Geologia strutturale

GEOLOGI ASSOCIATI

Marco BARBERO - Raffaella CANONICO - Francesco PERES

P.iva 09303590013

REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DI TORINO
COMUNE DI CANTALUPA

III AMPLIAMENTO CIMITERO

STUDIO GEOTECNICO-SISMICO
ai sensi del D.M. 14/01/08

RELAZIONE

IL TECNICO INCARICATO
Dott. Geol. Raffaella Canonico

Il Sindaco

gennaio 2015

 Via Saluzzo, 52 - 10064 Pinerolo (TO)

 Telefono / Fax +39 0121 375017

 info@geoalpiconsulting.it

 www.geoalpiconsulting.it

INDICE

1. PREMESSA.....	1
1.1 LIMITAZIONI	2
2. DATI DI BASE	2
2.1 UBICAZIONE GEOGRAFICA.....	2
3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA, IDROGRAFIA DI SUPERFICIE E CIRCOLAZIONE IDRICA SOTTERRANEA	3
3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO GENERALE.....	3
3.2 ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE	4
3.3 INDAGINI IN SITO	5
4. ANALISI SISMICA DELL'AREA OGGETTO D'INTERVENTO	6
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE GEOTECNICHE PRELIMINARI..	8
5.1 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI ALLA PROFONDITÀ DI IMPOSTA DEL PIANO DI FONDAZIONE	10
5.2 VERIFICA INTERFERENZE FALDA FREATICA – STRUTTURE DI FONDAZIONE	10
5.3 VERIFICA PRELIMINARE DEL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI.....	11
5.4 RISULTATI DEI CALCOLI.....	12

1. PREMESSA

La presente indagine è stata condotta al fine di individuare le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecnico-sismiche dei terreni, e del territorio immediatamente circostante a quest'ultimi, localizzati all'interno del Cimitero Comunale - 3° ampliamento, nel Comune di Cantalupa (TO).

Attraverso l'indagine di cui alle pagine seguenti, si è pervenuti:

1. alla quantificazione delle problematiche geotecniche del sito, nei termini di una parametrizzazione geotecnica dei terreni interessati dalla messa in opera delle fondazioni, con conseguente identificazione preliminare della pressione ammissibile degli stessi;
2. alla caratterizzazione geosismica dei depositi su cui insisteranno le opere di fondazione di cui al punto precedente, necessaria alla definizione dell'azione sismica di progetto riconducibile all'assetto litostratigrafico locale.

A tal fine si è provveduto:

1. alla ricerca di dati bibliografici;
2. all'escavazione di n. 2 pozzetti geognostici (P1÷P2) spinti a profondità massima di circa 3,40 m da piano campagna⁽¹⁾;
3. alla raccolta di un campione in corrispondenza del pozzetto P1 (profondità 1,00 m da piano campagna) che è stato sottoposto ad opportune prove geotecniche di laboratorio⁽²⁾ (GD test srl) - analisi granulometrica e prova di taglio diretto;
4. all'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche dinamiche SCPT, per una profondità di indagine massima pari a 5,10 m da piano campagna⁽³⁾;
5. alla conduzione di una campagna di indagini geofisiche di tipo sismico, individuata dalla registrazione di n. 1 linea MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves⁽⁴⁾) ed n.1 misura di rumore sismico ambientale (HVSR).

Lo studio geologico-tecnico è stato redatto ai sensi del D.M. 14.01.2008. Con la D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 (Procedure attuative approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011) la Regione Piemonte ha provveduto all'aggiornamento ed all'adeguamento dell'elenco delle zone sismiche in virtù di quanto disposto con l'O.P.C.M. n. 3519/2006; a seguito di tale riclassificazione, il Comune di Cantalupa è stato inserito nella Zona Sismica 3S.

¹ 15 dicembre 2014.

² GD TEST Srl – cfr. Appendice 03.

³ SONDECO S.r.l. - Torino - 15 dicembre 2014 – cfr. Appendice 04.

⁴ Techgea S.r.l. - Pont Saint Martin (AO) - 15 dicembre 2014 – cfr. Appendice 05.

1.1 Limitazioni

I risultati, le prescrizioni e le conclusioni contenuti in questa relazione rappresentano il giudizio professionale basato sulle conoscenze scientifiche di uso corrente nella caratterizzazione geotecnica. La sottoscritta non si assume alcuna responsabilità in merito ad operazioni eseguite al di fuori dell'ambito di propria competenza, né in merito alla validità dei documenti progettuali ricevuti. La sottoscritta ha redatto il presente rapporto tecnico sulla base delle informazioni raccolte attraverso proprie indagini e da indagini effettuate da terzi. L'attendibilità di queste fonti è stata valutata dove possibile; la sottoscritta non si ritiene responsabile per ciò che riguarda eventuali omissioni, informazioni sbagliate e dati incompleti ricevuti.

2. DATI DI BASE

2.1 Ubicazione geografica

Il sito d'intervento è ubicato nel territorio comunale di Cantalupa (TO) e si colloca ad una quota di circa 435 m circa s.l.m.⁽⁵⁾. È cartografato, alla scala 1:10.000, nella Tavola 173 N.O. "Cumiana" sezione 050 della Carta Tecnica Regionale (CTR Raster 10 WGS84_32-UTM - cfr. Figura 01).

⁵ Piano quotato C.T.R.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA, IDROGRAFIA DI SUPERFICIE E CIRCOLAZIONE IDRICA SOTTERRANEA

3.1 Inquadramento geologico-geomorfologico generale

L'area oggetto d'indagine è localizzata in corrispondenza del settore collinare pedemontano del territorio comunale di Cantalupa, ai margini di quella che viene definita la "pianura cuneese-torinese meridionale".

Dal punto di vista geologico regionale questo importante settore della pianura piemontese è separato dalla "pianura torinese s.s." per mezzo della strozzatura che caratterizza la traversa Piossasco-Moncalieri, in corrispondenza della quale la distanza fra la Collina di Torino (appartenente al sistema appenninico) ed il bordo interno della catena alpina è minima.

In corrispondenza dell'area in esame, la Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (Foglio n. 67 - Pinerolo) riporta la presenza di depositi quaternari antichi attribuiti al "Diluviale antico" e più precisamente al "Diluvium antico ferrettizzato", terminologia ormai considerata poco precisa e desueta. I depositi in esame, sulla base di un recente studio (Collo G., "L'evoluzione tettonica del Pinerolese nell'ambito dei rapporti tra le Alpi e la Collina di Torino", 1995), possono essere riferiti alla parte bassa del Pleistocene medio.

Questi depositi alluvionali antichi sono parte integrante del "pediment" (o "glacis") che rappresenta l'elemento di raccordo morfologico fra la pianura pinerolese pedemontana ed i primi contrafforti della catena alpina, il cui basamento roccioso affiora in corrispondenza dei rilievi che delimitano la parte alta del bacino idrografico del Torrente Noce. In particolare il basamento è costituito da ortogneiss a tessitura occhiadina appartenenti al "Massiccio cristallino pretriassico del Dora-Maira", il più meridionale fra i massicci cristallini interni di pertinenza penninica. A questo proposito si precisa che i depositi del "pediment" sono stati interessati da intensi fenomeni di rimodellamento a seguito della sovrapposizione del reticolo idrografico superficiale (rappresentato dal torrente Noce e dai suoi tributari) che ne ha determinato un intenso terrazzamento.

Dal punto di vista sedimentologico i terreni presenti nell'area in esame di norma sono dei depositi torrentizi grossolani, costituiti da ciottoli e ghiaie con blocchi in matrice sabbioso-limosa. Questi depositi rappresentano il prodotto della disgregazione degli gneiss occhiadini del substrato e presentano generalmente un avanzato grado di alterazione sottolineato dall'intensa argillificazione della matrice e dalla tipica colorazione giallo-rossastra (il "Ferretto" degli Autori). Si segnala che in alcuni casi i processi di alterazione hanno interessato anche la frazione grossolana.

Dal punto di vista morfologico l'area oggetto d'indagine, che è parte integrante del "pediment" poc'anzi illustrato, si presenta debolmente inclinata verso Sud-SudEst.

3.2 Assetto litostratigrafico locale

Allo scopo di ricostruire l'assetto litostratigrafico generale del settore di "pediment" descritto nel precedente capitolo si è fatto riferimento ai risultati delle indagini geognostiche eseguite nel 2003 per conto del Comune di Cantalupa nell'area interessata dalla costruzione della Scuola Regionale dello Sport e del nuovo Centro di allenamento federale per il Tiro con l'Arco (FITARCO), di un sondaggio geognostico a carotaggio continuo eseguito circa 500 m a sud-est dell'area in esame nel 1988, di cinque pozzetti geognostici (di cui due eseguiti all'interno dell'area cimiteriale – P12a,b) e di tre prove penetrometriche dinamiche eseguiti nell'interno significativo dell'area oggetto del presente studio. L'ubicazione dei punti di indagine è indicata nella Figura 02 – ubicazione indagini di riferimento (cfr. Appendice 01). Per la numerazione si rimanda alla Tavola 2 "Carta litotecnica e dei dati geognostici", redatta dalla scrivente a supporto della Variante strutturale n.5 di adeguamento al P.A.I. del Piano Regolatore Comunale Generale (cfr. § 2.2).

L'assetto litostratigrafico che emerge dalle indagini suddette, che sono state spinte fino ad una profondità massima di 20 metri dal piano campagna (S3), è coerente con il quadro delineato nel precedente capitolo.

In particolare, a partire dal piano campagna è stata riscontrata la presenza di un primo livello di terreno agrario di colore bruno avente potenza media nell'ordine i 0,50 metri, inferiormente al quale sono presenti, nei sondaggi esaminati (S1-S2-S3), dei materiali limoso-sabbiosi che presentano un grado di alterazione da medio ad elevato, il cui spessore massimo rilevato è di circa 2,50 metri (S3).

Seguono quindi, fino a fondo foro nei sondaggi suddetti e nei pozzetti esaminati, dei depositi grossolani costituiti da ghiaie eterometriche a matrice sabbioso-limosa con ciottoli caratterizzate da un buon grado di addensamento. I fenomeni di alterazione hanno interessato soprattutto la matrice fine, che talora si presenta argillificata, e, in misura minore, la frazione grossolana; al riguardo si segnala che in alcuni livelli è stata osservata la presenza di ciottoli parzialmente disgregati.

Nei pozzetti P12a e P12b (eseguiti all'interno dell'area cimiteriale), al di sotto del terreno agrario, il livello di limi argillosi con sabbia, descritto in precedenza, presenta una potenza massima di 1,50 m.

Infine, per quanto concerne gli aspetti pedologici, facendo riferimento alla "Carta della capacità d'uso dei suoli - Foglio 173 - scala 1:50.000" della Regione Piemonte Assessorato all'ambiente, qualità e agricoltura (I.P.L.A., giugno 2005), nell'area oggetto d'indagine si possono riconoscere dei suoli appartenenti all'Unità Cartografica U0615 fase tipica TERRE GIALLE franco-fine - alfisuoili dei terrazzi antichi non idromorfi. Suoli caratterizzati dalla presenza di un substrato ghiaioso alterato a profondità spesso superiori a 150-200 cm, da una falda molto profonda, da una lavorabilità limitata per la presenza di tessiture fini e dalla presenza di orizzonti compatti che ne diminuiscono la permeabilità e la disponibilità di ossigeno - drenaggio: mediocre.

Capacità d'uso del suolo: classe III - Terza - Suoli con alcune limitazioni che riducono la scelta e la produzione delle colture agrarie - sottoclasse e2: limitazione stazionale: rischio di erosione.

Capacità protettiva del suolo: alta ed alto potenziale di adsorbimento - Suoli con scheletro assente o comunque presente in percentuale poco rilevante, a tessitura da franco argillosa ad argillosa o limosa, senza crepacciature reversibili o irreversibili, senza orizzonti permanentemente ridotti entro 150 cm di profondità.

3.3 Indagini in sito

L'assetto litostratigrafico dell'area oggetto di intervento è stato definito procedendo all'escavazione di n. 2 pozzetti esplorativi (cfr. Figura 03 per l'ubicazione) spinti alla profondità massima di circa 3,40 m dal piano campagna. I punti di indagine, così come il posizionamento delle prove penetrometriche dinamiche SCPT (cfr. § 5.1), sono stati distribuiti a coprire il più uniformemente possibile l'area in esame.

L'assetto litostratigrafico locale emerso dalla campagna di indagini geognostiche in sito è il seguente: il materasso alluvionale profondo è costituito da ciottoli e blocchi in matrice ghiaioso-sabbiosa, moderatamente alterata, presente a partire da circa 2,10 m di profondità nel pozzetto P1 e a circa 3,20 m di profondità nel pozzetto P2. La copertura del materasso alluvionale è costituita da materiali di riporto superficiali, 100-110 cm circa, cui seguono nel Pozzetto P1 circa 100 cm di materiale di riporto misto. Nel pozzetto P2 al di sotto dei materiali superficiali di riporto è presente un livello di limi argilloso-sabbiosi di colore bruno-rossastro, che rappresentano il *top* deposizionale del materasso alluvionale.

Per quanto riguarda la circolazione idrica sotterranea, nel corso della conduzione delle indagini in sito è stata riscontrata la presenza della falda freatica in corrispondenza del pozzetto P1 spinto fino alla profondità di 3,40 m da piano campagna.

Pertanto, la prova penetrometrica effettuata nelle immediate vicinanze è stata completata con la posa in opera di un tubo piezometrico $\varnothing \frac{1}{2}$ ", tutto fenestrato. Il livello piezometrico statico rilevato alla data di esecuzione delle prove e nei giorni immediatamente successivi si attesta a 3,20 m da piano campagna. A questo proposito si precisa che il materasso alluvionale costituito dai depositi sopra descritti ospita una falda di tipo libero in equilibrio idraulico con il reticolo idrografico superficiale.

4. ANALISI SISMICA DELL'AREA OGGETTO D'INTERVENTO

Il Decreto 14/1/2008 del Ministero delle Infrastrutture, riprendendo l'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/3/2003 e s.m.i., prevede che si proceda alla classificazione dei suoli di fondazione secondo i criteri definiti al punto 3.2.2 delle "Norme tecniche per le costruzioni" ad esso allegate.

La caratterizzazione geosismica della sequenza deposizionale rilevata in sito e descritta al § 3. si è resa necessaria al fine di definire l'azione sismica di progetto in termini di accelerazione di picco al suolo, a sua volta controllata dal locale assetto litostratigrafico e, più in particolare, riconducibile al profilo di velocità delle onde di taglio V_s nel sottosuolo.

Per quanto concerne l'area oggetto del presente studio, la classificazione dei suoli è stata effettuata sulla base della campagna di indagini geofisiche condotta in sito ed individuata da n. 1 prova di caratterizzazione basate sulla propagazione di onde sismiche superficiali mediante metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e da n.1 misura di rumore sismico ambientale (HVSAR). Per quanto riguarda i dettagli tecnici e la presentazione dei risultati dell'indagine geofisica, si rimanda alla relazione allegata in Appendice 05.

L'area di intervento ricade in Zona sismica 3S ai sensi della D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Il valore di $V_{s,30}$ calcolato al piano campagna per la prova MASW è di 361 m/s. Conseguentemente, ai sensi della Tabella 3.2.11 del D.M. 14/01/2008, si è adottata una categoria di sottosuolo B: *depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

Infine, per quanto concerne le problematiche relative alla pericolosità sismica locale, sulla base del quadro litostratigrafico delineato nel presente studio, si possono certamente escludere fenomeni di liquefazione dinamica di sabbie sotto falda. Sempre a questo riguardo, occorre inoltre precisare che nel settore oggetto d'indagine non è stata rilevata la presenza di evidenze riconducibili a processi di dissesto che possano essere riattivati o accentuati in concomitanza di eventi sismici.

A partire dalla caratterizzazione geosismica dei terreni presenti nell'area in esame, è stato possibile definire l'azione sismica di progetto in termini di accelerazione di picco al suolo (a_{max}); quest'ultima è necessaria a definire il coefficiente sismico pseudostatico k_h da utilizzare nelle verifiche per tener conto della risposta sismica locale in termini di amplificazione degli effetti inerziali dovuti al sisma.

Si è assunta una vita nominale della costruzione V_r pari a **50 anni**, per una classe d'uso **II** ed un coefficiente d'uso c_u pari a **1**.

Adottando lo stato limite di **salvaguardia della vita SLV**, i parametri dello spettro di risposta orizzontale adottato per la conduzione dei calcoli in presenza degli effetti inerziali indotti dal sisma di progetto sono:

- accelerazione orizzontale massima del terreno $a_g=0,129g$;
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale $F_0=2,457$;
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $T'_c=0,262s$ per un $T_r=475$ anni.

Per la categoria di suolo di riferimento, il parametro S_s (coefficiente di amplificazione litostratigrafica) risulta essere pari a 1,2, per un'accelerazione di picco al suolo:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0,155 g$$

Nel caso in esame si è assunta, una categoria topografica T1 (cfr. Tabella 3.2.VI della normativa di riferimento, D.M. 14 gennaio 2008): a tal proposito si ricorda che è necessaria l'adozione del coefficiente di amplificazione topografica in riferimento a strutture ubicate presso pendii con inclinazione superiore a 15° sessagesimali e dislivello superiore a 30 m.

Nel corso del presente studio la definizione dell'azione sismica di progetto in termini di accelerazione di picco al suolo (a_{max}) si è resa necessaria al fine di definire il coefficiente sismico pseudostatico k_h da utilizzare nelle verifiche geotecniche per tener conto della risposta sismica locale in termini di amplificazione degli effetti inerziali dovuti al sisma (cfr. § 5.3).

Si allegano di seguito i parametri dello spettro di risposta orizzontale definiti utilizzando il codice di calcolo GEOSTRU PS ver. 1.4 di cui si allega relativo test di validazione.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE GEOTECNICHE PRELIMINARI

La caratterizzazione geotecnica dei depositi descritti al § 3. ha consentito di pervenire alla definizione dei parametri di resistenza al taglio che caratterizzano il piano di imposta delle fondazioni, che sarà individuato a profondità stimabili in circa 1 m dal piano campagna.

A tal fine, sono state condotte n. 3 prove penetrometriche dinamiche (cfr. Figura 03-Appendice 04) uniformemente distribuite sull'area di intervento in modo tale da permettere la correlazione con le stratigrafie dei pozzetti geognostici.

È stato utilizzato un penetrometro dinamico superpesante (DPSH - "Meardi-AGI") tipo Pagani modello TG 73/100 dalle seguenti caratteristiche tecniche standard:

- ✓ peso del maglio: kg 73
- ✓ altezza di caduta: cm 75
- ✓ punta conica: Ø base mm 51
angolo apertura cono 60°

Le prove sono state spinte a profondità di 5,10 m dal piano campagna. Come è possibile osservare dai dati riportati al termine del paragrafo, l'andamento del numero di colpi relativo ad un avanzamento di 30 cm ($N_{30 (AGI)}$) in funzione della profondità investigata, riflette le caratteristiche litostratigrafiche discusse al § 3. In particolare, la copertura del materasso alluvionale posto in profondità costituita da terreno di riporto e limi argilloso-sabbiosi è messa in evidenza da valori di $N_{30 (AGI)}$ inferiori a 5, per spessori compresi tra 2,10 m e 3,20 m. I sedimenti alluvionali sono invece caratterizzati da un grado di addensamento mediocre a cui si associa a un numero di colpi in genere compresi tra 10 e 30. Come messo in evidenza dall'escavazione dei pozzetti esplorativi, lo spessore e la distribuzione areale della parte più superficiale costituita da terreno di riporto appare variabili lungo l'area in esame: sulla base dei dati relativi alle prove penetrometriche SCPT condotte, infatti, la potenza della suddetta porzione superficiale passa da 2,10 m ca. (prova SCPT 2), a 2,40 m (prova SCPT 1), fino a 2,70 m (prova SCPT 3).

In base a tutto quanto sopra esposto, è stato possibile definire la seguente stratigrafia geotecnica, per condizioni di picco:

Strato	Profondità media da p.c.	Potenza media	$N_{30 (AGI)}$	N_{SPT}	φ'_{picco}
1-Copertura	0.00÷2,40 m	2,40 m	2	3,5	25°
2-Dep. Alluv.	2.40 m⇒3,40 m	1,00 m	17	29	37°

Note:

1: sedimenti alluvionali costituiti da ciottolosi in matrice ghiaioso-sabbiosa debolmente limosa poco addensati.

La copertura del materasso alluvionale, costituita dal terreno agrario e da limi argillosi oggetto di studio non è stata caratterizzata dal punto di vista geotecnico, dal momento che non sarà interessata dalla trasmissione dei carichi di progetto.

Il valore medio di $N_{30(AGI)}$ è stato convertito in N_{SPT} utilizzando la formula:

$$N_{SPT} = \frac{N_{30(AGI)}}{0,57}$$

La trasformazione del numero di colpi al piede N_{SPT} così ottenuto nel corrispondente valore dell'angolo di attrito interno di picco (φ'_{picco}), è stata fatta utilizzando il valore medio ricavato attraverso l'applicazione dei seguenti criteri:

- ✓ ROAD BRIDGE SPECIFICATION (U.S.A.);
- ✓ JAPANESE NATIONAL RAILWAY (JPN);
- ✓ Metodo di DUNHAM;
- ✓ Metodo di OSAKI.

5.1 Definizione dei parametri geotecnici alla profondità di imposta del piano di fondazione

La definizione dei parametri geotecnici alla profondità di imposta prevista per le fondazioni in progetto, stimabile in 1 m circa dal piano campagna, è stata condotta al fine di verificarne preliminarmente il dimensionamento. Vista la disomogenea distribuzione areale della porzione superficiale di terreno di riporto, così come la variabilità del relativo spessore, che, peraltro, può raggiungere anche i 2 m ca. al di sotto del piano campagna attuale, ai fini delle verifiche geotecniche preliminari di cui al § successivo vengono utilizzati i parametri geotecnici definiti per lo strato 1 (cfr. § 5.).

L'angolo di attrito di picco (pari a 25°) vista la superficialità del piano di posa delle fondazioni⁶) è quella da utilizzare nei calcoli per la determinazione della pressione limite, trascurando il contributo alla resistenza al taglio fornito dalle forze di coesione.

Tali valori sono confermati dalle analisi di laboratorio effettuate nel campione prelevato nel pozzetto P1 e sottoposto a prova di taglio diretto su campione ricostituito.

Si ribadisce la necessità, in fase di esecuzione degli scavi per la realizzazione delle opere di fondazione, di verificare la corrispondenza tra il modello delineato e l'assetto litostratigrafico effettivamente riscontrato durante gli stessi al fine di dimensionare correttamente le fondazioni: in particolare dovrà essere valutata con attenzione la litostratigrafia del sito evidenziando l'eventuale presenza di livelli di spessore significativo di materiali aventi caratteristiche geotecniche scadenti.

5.2 Verifica interferenze falda freatica – strutture di fondazione

Per quanto riguarda la circolazione idrica sotterranea, il livello piezometrico statico rilevato alla data di esecuzione delle indagini si attesta a 3 m circa da piano campagna.

A tal proposito si sottolinea che la profondità di posa delle fondazioni previste a progetto è di circa 1 m da piano campagna. Dal punto di vista idrogeologico è importante considerare che, in seguito alle oscillazioni stagionali, la soggiacenza del livello piezometrico rispetto alla quota del piano campagna possa variare notevolmente e che pertanto la falda possa interferire negativamente con le strutture di fondazione riducendo la capacità portante dei terreni. A scopo cautelativo, nelle verifiche geotecniche, è stato considerato un livello freatico posto ad una profondità di 2 metri dal piano campagna attuale.

Per quanto concerne l'assetto idrogeologico del settore in esame, al fine di prevenire fenomeni d'infiltrazione in corrispondenza delle fondazioni in progetto, legati alla presenza di eventuali falde temporanee sospese, si raccomanda in ogni caso che quest'ultime vengano opportunamente impermeabilizzate.

⁶ Ai fini del calcolo della tensione efficace si è assunto un valore del peso di volume (γ) proprio della porzione di terreno di copertura interessata dalla trasmissione dei carichi pari a $1,80 \text{ t/m}^3$ sulla base di correlazioni con materiali simili riportati in letteratura specifica.

5.3 Verifica preliminare del dimensionamento delle fondazioni

In questa fase della progettazione non essendo disponibile il progetto strutturale delle opere che verranno realizzate, si procede a verifiche geotecniche preliminari volte a valutare la generale fattibilità del trasferimento dei carichi sul terreno mediante fondazioni dirette.

Si ipotizza uno schema strutturale costituito da delle platee aventi dimensioni pari a 2,60 m x 3,00 m. Nelle operazioni di calcolo si è tenuto conto di un rinterro minimo di 0,30 metri: secondo tale ipotesi il piano di imposta delle fondazioni dovrà essere in ogni caso alloggiato all'interno dei terreni di riporto superficiali costituiti da limo con sabbia precedentemente descritti (cfr. 3.3). La verifica del dimensionamento delle fondazioni è stata condotta in riferimento alle combinazioni di carico a S.L.U. per condizioni statiche (assenza di sisma) e dinamiche (effetti inerziali dovuti al sisma).

Per la determinazione della pressione limite del terreno è stata applicata la formula generale di Brinch-Hansen (1970), che costituisce un'estensione dell'equazione di Buisman (1935) e Terzaghi (1943), ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari, corretta per tenere conto degli effetti inerziali dovuti al sisma (il Comune di Bagnolo Piemonte è classificato in zona 3S secondo l'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 e s.m.i.):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot z_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q$$

nella quale:

N_{γ} , N_c , N_q = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ⁽⁷⁾;

s_{γ} , s_c , s_q = fattori di forma della fondazione;

i_{γ} , i_c , i_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

b_{γ} , b_c , b_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

g_{γ} , g_c , g_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

z_{γ} , z_c , z_q = fattori correttivi che tengono conto degli effetti inerziali dovuti al sisma, funzione, in particolare, del coefficiente sismico orizzontale k_h , secondo le seguenti espressioni:

$$z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32k_h$$

dove:

⁷ Per il calcolo di N_q ed N_c si è fatto riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924); la soluzione adottata per il calcolo di N_{γ} è quella proposta da Vesic (1970).

$k_h = \frac{S \cdot a_g}{g}$ è il coefficiente sismico orizzontale,

φ è l'angolo di attrito interno del terreno di fondazione,

$S = S_s \cdot S_T$, a_g e g sono le grandezze definite (cfr. § precedente) dalla normativa di riferimento (D.M. 14 gennaio 2008).

5.4 Risultati dei calcoli

I risultati sono proposti in dettaglio nelle tabelle riportate al termine del paragrafo. Come è possibile osservare, la stabilità a lungo termine dell'insieme terreno-infrastruttura è garantita per carichi non superiori a **1,28 kg/cm²** in condizioni statiche (assenza di sisma) e a **1,11 kg/cm²** in condizioni dinamiche (effetti inerziali dovuti al sisma).

Tipologia	Stato limite	q_{lim}	$q_{lim,d}$
PLATEA B=260 cm L=300 cm	SLU	2.95 kg/cm ²	1.28 kg/cm²
PLATEA B=260 cm L=300 cm	SLV	2.56 kg/cm ²	1.11 kg/cm²

Come è possibile osservare, i parametri geotecnici propri dei terreni di riporto presenti in superficie si riflettono in tensioni limite inferiori a 1,5 kg/cm². La scelta di adottare per le verifiche l'angolo di attrito della porzione più superficiale è cautelativa ed è essenzialmente legata al fatto che lo spessore, così come la distribuzione areale dei depositi suddetti, pur se piuttosto variabile, può localmente raggiungere anche valori di 2 m ca. al di sotto del piano campagna, quindi, contraddistinguere il piano di posa delle fondazioni.