

Comune di
MAGLIANO DI TENNA

AMPLIAMENTO CIMITERO CIVICO

PROGETTO ESECUTIVO

TAV. R2
PROGETTO
RELAZIONE GEOLOGICA E
MODELLAZIONE GEOTECNICA

PROGETTISTI **Provincia di Fermo:**

Geol. Francesca Acciaccaferri

Dott. Geol. Ivan Ciarma

Ing. Filippo Lanzi

Ing. Giuseppe Laureti

Arch. Silvia Vespasiani

RELAZIONE GEOLOGICA

Inquadramento topografico e caratteristiche generali dell'intervento

La presente relazione è relativa alla realizzazione, previa demolizione dei due corpi scala esistenti, di due blocchi di nuovi loculi di tumulazione all'interno del cimitero comunale del Comune di Magliano di Tenna. I nuovi ingombri verranno inseriti a ridosso dei corpi di fabbrica già esistenti.

Il civico cimitero, all'interno del quale è previsto l'intervento, è ubicato a sud del centro abitato ad una quota di circa 243 m s.l.m. lungo un crinale che si estende in direzione sud ovest.

Cartograficamente l'area è compresa nella sezione n°314080 "Grottazzolina" della Carta Tecnica Regionale redatta in scala 1:10000 e catastalmente è individuata al foglio n°7 particelle 54-55-137.

La zona, secondo quanto previsto dal piano regolatore del comune di Magliano di Tenna, ha destinazione urbanistica FC (attrezzature cimiteriali) ed è stata oggetto di variante urbanistica nel 2006 per un primo ampliamento del perimetro del cimitero. L'oggetto della presente relazione non comporta variante urbanistica poiché l'intervento ricade all'interno del perimetro cimiteriale previsto dal PRG in vigore.

Normativa di riferimento

- DM 11.03.1988;
- Legge 2 febbraio 1974 n.64 e s.m.i.
- “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008
- “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009 n.617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

Vincolistica

L'analisi dei vincoli esistenti nell'area indagata ha comportato un raffronto con il PAI ed il PPAR della regione Marche. Tale verifica ha escluso la presenza, nella zona in esame, di aree a rischio idrogeologico e di ambiti di tutela definitivi.

Caratterizzazione e modellazione geologica

La struttura geologica del territorio del comune di Magliano di Tenna ha iniziato a definirsi nel Messiniano superiore quando cominciavano ad emergere le dorsali e nel Pliocene inferiore, quando nel bacino marchigiano esterno, zona in esame, si è creato l'ambiente necessario alla formazione dei depositi marini argillosi grigio-azzurri (Formazione delle Argille Azzurre).

Alla fine del pliocene inferiore, il bacino marchigiano viene compresso con conseguente sollevamento dei depositi marini, la sedimentazione è caratterizzata dal depositarsi di materiale terrigeno, corpi clastici che costituiscono il riempimento di canali ad opera di correnti di torbida.

La sequenza sedimentaria chiude nel Pleistocene inferiore con sabbia di spiaggia e superiormente con depositi ghiaiosi riferibili ad ambienti fluvio-deltizi o di piene alluvionali.

Nel Pliocene inferiore e medio nelle Marche l'orogenesi raggiunge l'apice e si formano una serie di pieghe e sovrascorrimenti con vergenza orientale.

Man mano che la catena emerge i rilievi vengono spianati per erosione areale e si imposta l'idrografia con andamento circa SW-NE.

A sud-est del cimitero si rileva un'area terrazzata messa in posto durante le fasi interglaciali avvenute nel pleistocene medio e superiore.

L'assetto generale è monoclinale e la formazione delle argille azzurre, costituita da una successione terrigena a componente pelitica, è caratterizzata localmente dall'alternanza di litofacies

arenaceo-conglomeratica ed arenaceo-pelitica con immersione a nord-est ed inclinazione pari a $6/8^\circ$. I depositi pluvio-colluviali ampiamente diffusi tendono a mascherare l'assetto strutturale caratterizzando il paesaggio sia da un punto di vista litostratigrafico che morfologico.

L'acclività dei versanti e le litologie presenti generano diffuse forme e processi geomorfologici riconducibili a deformazioni plastiche, soliflussi e frane.

Litostratigrafia e caratterizzazione geotecnica dei terreni

Per la realizzazione del primo ampliamento del cimitero, avvenuto nell'anno 2006, sono stati eseguiti due sondaggi che hanno permesso di indagare i caratteri litologici dei terreni affioranti e di quelli appartenenti al volume interessato dalle possibili variazioni tensionali indotte dall'opera da realizzare. I sondaggi sono arrivati alla profondità massima di 5,60m dal p.c..

Sondaggio 1

da 0,00 m a -0,30m dal p.c

Suolo agrario

da -0,30m a -2,00m dal p.c

Riporto antropico recente con laterizi e resti di conglomerato cementizio

da -2,00m a -3,10m dal p.c

Limo sabbioso nocciola con noduli e concrezioni calcaree

da -3,10m a -3,90m dal p.c

Ghiaie limoso-argillose con ossidazioni rugginose

da -3,90m a fine sondaggio

Sabbie avana a diverso grado di cementazione con intercalati livelli argilloso-limosi nocciola.

Sondaggio 2

da 0,00m a -0,30m dal p.c

Suolo agrario

da -0,30m a -1,60m dal p.c

Riporto antropico recente con laterizi e resti di conglomerato cementizio

da -1,60m a -3,10m dal p.c

Limo sabbioso nocciola con noduli e concrezioni calcaree

da -3,10m a fine sondaggio

Sabbie avana a diverso grado di cementazione con intercalati livelli argilloso-limosi nocciola.
(Arenaceo-Pelitica)

Caratteristiche meccaniche

Terreno di riporto

$\gamma = 1,95 \text{ t/m}^3$ peso di volume

$\phi > 25^\circ$ angolo di attrito interno

$q_u = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$ resistenza alla compressione semplice

$C_u = 0,6 \text{ Kg/cm}^2$ coesione non drenata
 $D_r = 45\%$ densità relativa
(classificato ma inutilizzabile come terreno di fondazione)

Limo sabbioso-argilloso

$\gamma = 1,90 \text{ t/m}^3$ peso di volume
 $\varphi > 18^\circ$ angolo di attrito interno
 $q_u = 1,8 \text{ Kg/cm}^2$ resistenza alla compressione semplice
 $C_u = 0,9 \text{ Kg/cm}^2$ coesione non drenata
 $K = 1-3 \text{ Kg/cm}^3$ modulo di sottofondo di Winkler
 $D_r = 65\%$ densità relativa

Ghiaie limoso-argillose

$\gamma = 1,80 \text{ t/m}^3$ peso di volume
 $\varphi > 45^\circ$ angolo di attrito interno
 $K = 8-10 \text{ Kg/cm}^3$ modulo di sottofondo di Winkler
 $D_r = 75\%$ densità relativa

Arenaceo-pelitica

$\gamma = 2,10 \text{ t/m}^3$ peso di volume
 $q_u > 6 \text{ Kg/cm}^2$ resistenza alla compressione semplice
 $C_u > 2,4 \text{ Kg/cm}^2$ coesione non drenata
 $K = 10 \text{ Kg/cm}^3$ modulo di sottofondo di Winkler

Caratteri Idrogeologici

Le indagini geognostiche non hanno rilevato la presenza di una falda acquifera. La componente argillosa dei terreni presenti nell'area ostacola l'infiltrazione dell'acqua di origine meteorica e ne favorisce la corrivazione.

Modellazione sismica

Il territorio comunale di Magliano di Tenna è stato classificato “zona sismica 2” dall’OPCM del 20 marzo 2003 n.3274, aggiornata e, nel caso del comune in parola, confermata, dall’OPCM 5319 del 28 aprile 2006 e divenuta mappa di riferimento prevista dal D.M. 14 Gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni. La categoria sismica 2 prevede una accelerazione massima al suolo compresa tra 0,15 a g/g e 0,25 a g/g.

Con l’entrata in vigore del D.M. 14 Gennaio 2008 [Norme tecniche per le costruzioni], la pericolosità sismica di base, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido affiorante non viene più definita con un approccio “zona dipendente” ma mediante un approccio “sito dipendente” che include la valutazione della pericolosità di base e la quantificazione degli effetti di sito. Definite le coordinate del sito interessato dal progetto, questo sarà sempre compreso tra quattro dei 10751 punti della griglia di accelerazioni indicate nelle Mappe di Pericolosità Sismica Nazionale di cui all’Allegato B del D.M. 14 Gennaio 2008, e, ad esso competeranno valori specifici di accelerazione di base a_g e dei parametri (F_0 , T_c^* etc.) che permettono di definire gli spettri di risposta, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale.

L’accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende sia dall’accelerazione orizzontale massima al sito a_g che dalla risposta sismica locale.

Per calcolare i parametri necessari è stato utilizzato il software Geostru che tiene conto del fatto che l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende sia dall’accelerazione orizzontale massima al sito a_g sia dalla risposta sismica locale definita da coefficienti di amplificazione topografica (S_t) e stratigrafica (S_s).

La stima della pericolosità sismica locale viene determinata tenendo conto di livelli prestazionali definiti per una data struttura e della severità del terremoto di progetto.

Il programma utilizzato ha richiesto di definire il periodo di riferimento, la vita nominale, la categoria di sottosuolo e la categoria topografica, restituendo i parametri sismici per la definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione.

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: fondazioni

Sito in esame.

latitudine:	43,133873214854
longitudine:	13,5854066087219
Classe:	2
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 22978	Lat: 43,1349Lon: 13,5586	Distanza: 2180,067
Sito 2 ID: 22979	Lat: 43,1349Lon: 13,6271	Distanza: 3381,844
Sito 3 ID: 23201	Lat: 43,0849Lon: 13,6270	Distanza: 6406,207
Sito 4 ID: 23200	Lat: 43,0850Lon: 13,5585	Distanza: 5862,432

Le coordinate espresse sono in ED50

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T2
Periodo di riferimento:	50anni
Coefficiente c_u :	1

Operatività (SLO): Probabilità di superamento: 81 % Tr: 30[anni] ag: 0,053 g Fo: 2,453 Tc*: 0,272[s]	Danno (SLD): Probabilità di superamento: 63 % Tr: 50[anni] ag: 0,068 g Fo: 2,437 Tc*: 0,293 [s]
Salvaguardia della vita (SLV): Probabilità di superamento: 10 % Tr: 475[anni] ag: 0,177 g Fo: 2,433 Tc*: 0,334 [s]	Prevenzione dal collasso (SLC): Probabilità di superamento: 5% Tr: 975 [anni] ag: 0,231 g Fo: 2,458 Tc*: 0,343 [s]

Coefficienti Sismici

SLO: Ss: 1,500 Cc: 1,610 St: 1,200 Kh: 0,019 Kv: 0,010 Amax: 0,941 Beta: 0,200	SLD: Ss: 1,500 Cc: 1,580 St: 1,200 Kh: 0,024 Kv: 0,012 Amax: 1,192 Beta: 0,200
SLV: Ss: 1,440 Cc: 1,510 St: 1,200 Kh: 0,073 Kv: 0,037 Amax: 2,999 Beta: 0,240	SLC: Ss: 1,360 Cc: 1,490 St: 1,200 Kh: 0,106 Kv: 0,053 Amax: 3,701 Beta: 0,280

Risposta sismica locale

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale tramite specifiche analisi geofisiche o attraverso un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Dopo aver definito il modello geologico di riferimento si è deciso di utilizzare l'approccio semplificato basato sull'individuazione della categoria di sottosuolo avendo osservato "un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche dei terreni con l'aumentare della profondità".

Il terreno indagato rispetto ai valori espressi dalla normativa risulta ricadere nella categoria C.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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> 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).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Modellazione geotecnica

L'intervento di ampliamento cimiteriale, oggetto della presente relazione, rientra tra gli interventi di miglioramento e di adeguamento di strutture esistenti, non comportano variazione di destinazione d'uso e incremento di carico urbanistico può essere definito lavoro di modesta rilevanza e ricade in una zona geotecnica nota.

Indagini geognostiche

Nel 2006, nell'ambito dei lavori di ampliamento del civico cimitero, l'area è stata indagata dal Dott. Geol. Giacomo Liberati e sono stati eseguiti due sondaggi geognostici. Le perforazioni, aventi un diametro di 300 mm, sono state spinte alla profondità massima di 5,60m. E' stata, inoltre, effettuata una prova penetrometrica statica CTP in situ e prove scissometriche sui terreni estratti dai sondaggi a carotaggio continuo.

Scelta tipologica delle opere di fondazione

Alla luce del modello geologico definito e delle caratteristiche meccaniche del terreno e delle esigenze progettuali è risultato opportuno progettare una fondazione di tipo profondo su pali intestati nelle sabbie ad una profondità di almeno a 6m. Questa soluzione è in grado di trasferire il carico a terreni più consistenti che hanno capacità portante maggiore.

Calcolo del carico limite delle fondazioni profonde

La formula del carico limite esprime l'equilibrio tra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite della fondazioni profonda progettata è dato dalla seguente espressione:

$$Q_T = Q_B + Q_L = A_b q_b + A_l q_l$$
$$Q_B = A_b q_b = r^2 \pi C_u N_{cp} = 610,4 \text{ KN}$$

A_b = area di base
 q_b = resistenza unitaria alla punta
 N_c = coefficiente adimensionale

$$Q_L = A_{l1} q_1 + A_{l2} q_2 + A_{l3} q_3 = (2r \pi L) (C_u \alpha)$$

$A_{l1/2/3}$ = area laterale
 $A_{l1} = 2,45 \text{ m}^2$
 $A_{l2} = 2,83 \text{ m}^2$
 $A_{l3} = 5,46 \text{ m}^2$
 C_u = coesione non drenata
 $\alpha = (1 + C_u^2) / (1 + 7 \times C_u^2)$ coefficiente di adesione laterale (Kg/cm^2)
 $\alpha_1 = 0,38$
 $\alpha_2 = 0,27$
 $\alpha_3 = 0,16$
 $q_{l1/2/3}$ = resistenza unitaria laterale
 $Q_L = 2,45 \times 60 \times 0,38 + 2,83 \times 90 \times 0,27 + 5,46 \times 240 \times 0,16 = 55,8 + 68,7 + 209,6 = 334,2 \text{ KN}$
 $Q_T = Q_B + Q_L = 610,4 + 334,2 = 944,6 \text{ KN}$

Verifica agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, introdotte dal D.M. 14/01/2008, 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;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'Approccio 2 che ha una combinazione unica:

Approccio 2 unica combinazione (A1+M1+R3)

$$Q_B = 610,4 / 1,35 = 452,15 \text{ KN}$$

$$Q_L = 334,2 / 1,15 = 290,60 \text{ KN}$$

$$Q_{LIM} = (452,15 + 290,60) / 1,48 = 742,75 / 1,48 = 501,86 \text{ KN}$$

Il valore di carico in esercizio sul singolo palo è pari a 132 KN.

Dunque risulta verificata la relazione :

$$E_d \leq R_d$$

*Il valore caratteristico della resistenza è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_c i fattori di correlazione ottenuti dalla tabella 6.4.IV del paragrafo 6.4.3.1.1 del D.M.14/10/2008 in relazione al numero delle verticali indagate. Nel caso in esame le verticali indagate sono 3 ed il coefficiente correttivo è pari a 1,48.

*nel calcolo non è stato calcolato il peso del palo che controbilancia quasi il peso del terreno sostituito e il contributo alla resistenza dei primi 30 cm di suolo agrario.

Fattibilità dell'intervento e conclusioni

Dalla verifica dei dati geologici e geotecnici e dalle considerazioni svolte nella presente relazione l'intervento previsto risulta fattibile. L'utilizzo di fondazioni profonde permette di trasferire i carichi su terreni più consistenti che hanno una maggiore capacità portante. I pali, opportunamente dimensionati, dovranno essere armati ed avere una profondità stratigrafica di almeno 6 metri dal piano di imposta dell'intervento.

Allegati

- 1) Carta geologica scala 1:5000
- 2) Stratigrafie sondaggi effettuati nel 2006
- 3) Report dei parametri sismici del software GeoStru

Fermo, 08/04/2014

Dott.Geol.
Francesca Acciaccaferri