



PROVINCIA DI BRINDISI

SERVIZIO PIANIFICAZIONE TERRITORIALE
VIABILITÀ, MOBILITÀ E TRASPORTI

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE CON CAVALCAFERROVIA
LUNGO LA STRADA PROVINCIALE CHE COLLEGA LA S.S. 379 CON POZZO
GUACITO E LA EX S.S. 16 IN TERRITORIO DI FASANO PER LA
SOPPRESSIONE DEL PASSAGGIO A LIVELLO AL KM 710+403

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE:

ING. ELIO SCHIAVONE



SETAC S.r.l.

Servizi & Engineering: Trasporti Ambiente Costruzioni
Via Don Guarella 15/B - 70124 Bari
Tel/Fax (2 linee) : +39 080 5027679

ING. CORRADO DE IUDICIBUS

RESPONSABILE UNICO
DEL PROCEDIMENTO:

ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice Elaborato

Rev.

P E G G R G 0 0 0 2

SCALA

DATA

-

SETTEMBRE 2011

Rev.

Nome file

Data

Redatto

Visto

Approvato

Amministrazione Provinciale di Brindisi

**COSTRUZIONE DI UNA VARIANTE CON CAVALCAFERROVIA
LUNGO LA S.P. CHE COLLEGA LA S.S.379 CON POZZO GUACITO
E LA S.S.16 IN TERRITORIO DI FASANO
PER LA SOPPRESSIONE DEL P.L. AL KM 710+403**

RELAZIONE GEOTECNICA

1.PREMESSA

L'area interessata dall'intervento si colloca in prossimità della stazione ferroviaria di Cisternino della linea delle Ferrovie dello Stato. Il cavalcaferrovia ha lo scopo di eliminare il passaggio a livello sulla strada provinciale collegante la S.P.379 e la S.S.16. Detta zona ricade nel Foglio 191 “Ostuni” della Carta geologica d'Italia in scala 1:100.000.

Nella presente relazione, dopo il richiamo dei lineamenti geologici dell'area di intervento, vengono forniti i caratteri geotecnici dei litotipi condizionanti l'opera e viene ricostruito il modello geotecnico del sottosuolo.

2. LINEAMENTI GEOLOGICI DELL'AREA DI INTERVENTO

2.1 Sguardo geologico d'insieme

L'area in esame ricade nel Foglio 191 “Ostuni” della Carta geologica d'Italia in scala 1:100.000. Si tratta di una zona per buona parte collinare dove affiorano prevalentemente calcari cretacei e depositi calcarenitici sabbiosi pleistocenici. I litotipi cretacei, ben esposti nel settore sud-occidentale del Foglio, sono disposti secondo una serie di ripiani e gradini, con quote via via decrescenti procedendo da SSW verso NNE, che danno luogo al tipico aspetto del paesaggio delle Murge pugliesi. Nella zona più prossima al litorale adriatico affiorano i terreni calcarenitico-sabbiosi pleistocenici che determinano una vasta pianura con debole inclinazione verso il mare, attraversata da poco profonde incisioni vallive, tra loro parallele, orientate da SSW a NNE.

I calcari di età cretacea costituiscono il complesso più importante per spessore ed estensione nell'area considerata. Sul margine adriatico del Foglio questi terreni sono coperti trasgressivamente da depositi calcarenitici di età calabriana, ai quali si succedono verso l'alto sabbie gialle con intercalazioni arenacee di età calabriana.

Riassumendo, la successione affiorante nel Foglio “Ostuni” è costituita dal basso verso l'alto dalle seguenti unità litostratigrafiche:

- 1) C¹⁰⁻⁶ - Calcarei grigio-chiari a Rudiste (Cenomaniano-Senoniano),
- 2) Q^c - Calcareniti detritico-organogene (Calabriano)
- 3) Q^s - Sabbie gialle (Calabriano)

Per la descrizione di queste formazioni si rimanda alla Relazione geologica.

Le formazioni affioranti nel Foglio “Ostuni” mostrano uno stile tettonico essenzialmente tabulare, caratterizzato da pieghe piuttosto blande e da faglie allineate secondo due direzioni principali. Le pieghe sono a raggio molto ampio ed a fianchi pochissimo inclinati tanto che spesso è molto difficile stabilire la loro direzione assiale. Per quanto riguarda le faglie, i dati raccolti hanno permesso di riconoscere la presenza di due sistemi principali: uno a direzione WNW-ESE ed un altro a direzione SW-NE. Da un punto di vista generale si può osservare che i principali lineamenti morfologici dell'area compresa nel Foglio “Ostuni” sono in stretta relazione con la litologia e con l'assetto strutturale dei terreni affioranti. Ad una piana costiera molto bassa fa seguito verso l'interno una serie di litotipi cretacei, delimitati sul lato nord-orientale da scarpate di faglia, il che sembra testimoniare una particolare corrispondenza tra le strutture e la morfologia.

Dal punto di vista della permeabilità i litotipi affioranti nel Foglio “Ostuni” possono essere divisi in due gruppi: *permeabili per fessurazione* (calcarei cretacei) e *permeabili per porosità* (calcareniti, sabbie, dune ed alluvioni).

2.2 Geologia di dettaglio della zona di interesse

Al fine di verificare l'assetto lito-stratigrafico della zona in esame sono state effettuate alcune indagini geognostiche in sito, sia di tipo diretto che indiretto. Dette indagini sono consistite in due sondaggi geognostici e in una prospezione sismica.

Più in particolare sono stati terebrati due sondaggi, a rotazione a carotaggio continuo, ubicati in corrispondenza delle due spalle del ponte, di lunghezza pari a 15 m (Sondaggio S2)

e 30 m (Sondaggio S1) (cfr. Relazione geologica). All'interno del sondaggio da trenta metri è poi stata eseguita una indagine sismica in foro (indagine down-hole). I risultati delle indagini sono riportate nel rapporto della ditta Trivelterre S.r.l. di Matera, allegato alla Relazione geologica.

Rimandando alla Relazione geologica per maggiori dettagli, dall'esame delle stratigrafie dei sondaggi (Figg. 1 e 2) si evince la seguente situazione lito-stratigrafica:

- materiale di copertura dello spessore di 100-150 cm,
- deposito calcarenitico-sabbioso dello spessore di 15-16 m,
- calcare di base, a partire dalla profondità di 17 m dall'attuale piano campagna.

Per quanto attiene alle caratteristiche di detti litotipi, si osserva che il deposito calcarenitico-sabbioso è formato da una successione di strati, di spessore variabile da alcuni decimetri al metro o più, di calcarenite a consistenza lapidea, con intercalazioni di strati e livelli di calcarenite poco diagenizzata a consistenza di sabbia mediamente addensata.

All'interno del sondaggio S1 alla profondità di 6 m circa dal piano campagna è stato rinvenuto un vuoto di circa 1,40 m, al di sotto del quale è presente uno strato di sabbia limoso-argillosa di colore rosso-ruggine con elementi lapidei di natura calcarea. Tenuto conto del litotipo attraversato è verosimile che si tratti di un vuoto para-carsico circoscritto.

Venendo al Calcare, esso risulta costituito da strati di spessore decimetrico poco alterati e poco carsificati, con giunti di strato di spessore millimetrico o centimetrico a luoghi ripieni di terra rossa.

In nessuno dei due sondaggi è stata rinvenuta la falda acquifera.

2.3 Assetto strutturale del sottosuolo

L'assetto strutturale del sottosuolo è stato ricostruito mediante l'indagine sismica a rifrazione in foro. Rimandando al rapporto della ditta Trivelterre S.r.l. per maggiori dettagli, in base ai risultati dell'indagine il sottosuolo dell'area interessata dalle opere può essere schematizzato come un mezzo a tre strati:

- a) strato superficiale, dello spessore di circa tre metri, con velocità delle onde longitudinali dell'ordine di 500 m/s;
- b) strato calcarenitico, dello spessore di 14 m circa, con velocità delle onde longitudinali dell'ordine di 600-900 m/s;

c) strato calcareo, dello spessore di 13 m, circa con velocità delle onde longitudinali dell'ordine di 1000-1400 m/s.

In base all'O.P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 ed alla Deliberazione di Giunta n.153 del 02/03/2004, il territorio in cui ricade l'opera è classificato come zona 4.

Per quanto riguarda, infine, il valore della V_{s30} , essa risulta pari a 740 m/s.

2.3.1 Moduli elastici dinamici

I moduli elastici dinamici relativi agli orizzonti sismici definiti nel modello del sottosuolo sono stati calcolati partendo dai valori medi delle velocità delle onde longitudinali (V_p) e delle onde trasversali (V_s); sono stati adottati opportuni valori dei coefficienti di Poisson, tipici delle formazioni in esame; i valori dei pesi di volume (γ) sono indicativi, ma attendibili.

Tabella dei moduli elastici dinamici medi.

	L1	L2	L3	L4
Coefficiente di Poisson μ	0,32	0,42	0,36	0,36
Velocità onde longitudinali V_p (m/s)	545	1176	1636	2031
Velocità onde trasversali V_s (m/s)	283	444	756	963
Peso di volume γ (kN/m ³)	19,50	18,00	23,50	23,50
Modulo di Young E_{din} (Mpa)	411	1007	3667	5906
Modulo di Rigidità G (Mpa)	156	356	1344	2179

Litotipi:

L1 - Coltre di terreno limoso

L2 – Calcarenite, porosa

L3 - Calcarenite

L4 - Calcari fratturati

2.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione locale

Per la valutazione dello spettro di risposta elastico (componente orizzontale e componente verticale) dell'area investigata, si è fatto riferimento al D.M. del 14 gennaio 2008 (N.T.C.) ed in particolare alla “*pericolosità sismica di base*” del sito in esame, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La *pericolosità sismica* è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, considerando un sito di riferimento rigido (Categoria B, quale

definita al paragrafo 3.2.2. del D.M.) con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel paragrafo 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel paragrafo 2.4. Per l'opera in questione, risulta:

Vita nominale ≥ 50 anni; Classe II; $V_R = V_N C_U = 50 \times 1 = 50$.

L'influenza delle condizioni stratigrafiche locali viene fatta rientrare in 5 Categorie di sottosuolo standard (Categorie A, B, C, D, E). Nell'ambito di tale classificazione, estrapolando i risultati ottenuti dall'indagine geofisica eseguita, poiché il valore della velocità media V_{s30} risulta pari a 740 m/s, il profilo stratigrafico del sottosuolo di fondazione dell'area investigata può essere assimilato alla **Categoria 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 $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)).

2.3.3 Spettro di risposta sismica locale

Per la valutazione dello spettro di risposta elastico (componente orizzontale) dell'area investigata, si è fatto riferimento alla Legge 225/92, all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.2003 e loro s.m.i. e alla Deliberazione di Giunta Regionale n.153 del 02/03/2004. Secondo tale Ordinanza l'area in esame ricade in Zona Sismica 4, per la quale, salvo migliore definizione, è previsto un valore di accelerazione orizzontale massima, definito come al punto 3.1 della predetta Ordinanza, $a_g = 0,05$ g, dove “g” è l'accelerazione di gravità.

Lo spettro di risposta elastica assume le seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_b : S_e(T) = a_g S (1 + T/T_b (\eta F_o - 1))$$

$$T_b \leq T \leq T_c : S_e(T) = a_g S \eta F_o$$

$$T_c \leq T \leq T_d : S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_c/T)$$

$$T_d \leq T : S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_c T_d/T^2)$$

dove:

$S_e(T)$ ordinata dello spettro di risposta;

T periodo di vibrazione in campo libero;

- a_g accelerazione di riferimento per la zona sismica in esame ($=0,05 g$);
- T_b, T_c limiti del tratto costante dello spettro di accelerazione;
- $T_c = C_c T_c^*$
- S tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_s * S_T$;
- η fattore che altera lo spettro elastico
- F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima ($\geq 2,2$).

I valori di S_s, S_T, C_c, T_c^* sono quelli definiti dalle NTC 2008.

Per i terreni ricadenti nella Categoria B, si ha:

per la componente orizzontale

S_s	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)
1,25	0,15	0,50	2,00

per la componente verticale

S_T	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)
1,00	0,05	0,15	1,00

4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELLE ROCCE E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Dal momento che il sottosuolo dell'opera da realizzare è costituito in prevalenza da roccia calcarenitica, su alcuni campioni di carota estratti dal sondaggio meccanico sono state condotte, presso il laboratorio geotecnico della ditta GEO S.p.A. di Bari, alcune prove geotecniche per la caratterizzazione fisico-meccanica della roccia in questione. Per caratterizzare, invece, gli strati calcarenitici poco o niente diagenizzati (sabbia calcarenitica) sono state eseguite alcune determinazioni di laboratorio su un campione di sabbia estratto dal sondaggio S1. In particolare, nel caso di materiale lapideo sono stati determinati peso di volume totale, peso specifico, porosità e resistenza a compressione monoassiale; nel caso di materiale terroso, invece, sono stati determinati granulometria, peso di volume totale e secco, peso specifico e resistenza meccanica mediante prova di taglio diretto CD su campione saturo.

Nei due casi sono stati ottenuti i seguenti valori dei principali parametri geotecnici:

Campione	S1 C2	S1 C1	S1C3
profondità prelievo	2,6-2,8	4,0-4,5	7,0-7,2
peso specifico reale γ_r (kN/m ³)	27,1	27,5	27,3
peso-volume totale γ_t (kN/m ³)	19,20	19,90	18,40
peso volume secco γ_d (kN/m ³)	17,20	18,30	13,60
contenuto nat. d'acqua w (%)	11,1	8,8	35,0
porosità n (%)	32,8	28,1	50,0
indice dei vuoti e			1,00
grado di saturazione s (%)			95,20
resistenza compress. (N/mm ²) [kg/cm ²]	6,38 [63,8]	6,65 [66,5]	-----
coesione efficace (daN/cm ² = kg/cm ²)	-----	-----	0,61
angolo attrito efficace	-----	-----	25°
limite liquido WL			79
limite plastico WP			26
indice plastico PI			53
indice di consistenza IC			0,83
attività A			0,81
Classificazione			CH / A7-6

4.1 Roccia lapidea (calcarenite diagenizzata)

Nel caso dei campioni lapidei, i valori ottenuti caratterizzano una roccia con buone caratteristiche fisico-meccaniche, tipiche delle rocce calcarenitiche quando esse si presentano in banchi massicci. Secondo la classifica di Deere e Miller la roccia integra è classificabile come materiale lapideo, compatto con resistenza meccanica medio-bassa. Prove geotecniche di laboratorio effettuate dallo scrivente su campioni di roccia integra, prelevati in altre aree di affioramento di detta Formazione, hanno fornito i seguenti valori dei principali parametri geotecnici, confrontabili con quelli ottenuti dalle prove svolte:

Calcarenite compatta

peso-volume totale 14-15 kN/m³
 Porosità 30-40 %

resistenza a compressione 2-9 Mpa

I valori ottenuti possono essere assunti quali valori caratteristici dell'ammasso calcarenitico laddove esso si presenta massivo. Qualora esso sia, invece, affetto da imperfezioni, singenetiche e non, ovvero da alterazioni che riducono le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso stesso (quali ad esempio i giunti di stratificazione, il grado di apertura e di alterazione delle pareti dei giunti stessi, il grado di fessurazione e/o di carsificazione, la presenza o meno di materiale coerente (terra rossa, argilla) o incoerente (sabbia, ecc.) all'interno dei giunti e delle fessure), le caratteristiche di resistenza dell'ammasso possono essere ricavati dalla nota espressione di Manev che correla la resistenza dell'ammasso alla resistenza della roccia intatta e al grado di fratturazione dell'ammasso stesso:

$$C_m = C_o (0,114 e^{-0,48(i-2)} + 0,02)$$

Nel caso in esame, ipotizzando un numero di giunti per metro pari a 2, la resistenza dell'ammasso è pari a:

$$C_m = 0,134 C_o = 0,134 \times 6,40 = 0,86 \text{ N/mm}^2 = 8,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

Per quanto riguarda le caratteristiche elastiche dell'ammasso è possibile dedurle dai risultati delle prospezioni sismiche, in relazione ai valori misurati della velocità delle onde sismiche (cfr. paragrafo 2.3.1).

Noto il modulo elastico dinamico, è possibile valutare il valore del modulo elastico statico che, generalmente, viene assunto pari a 1/10 del modulo dinamico:

$$E \approx 0,10 E'$$

Nel caso in esame, con riferimento al secondo sismostrato, per il quale risulta $E_{din} \cong 1000 \text{ MPa}$, si ricava:

$$E \approx 0,10 E' = 100 \text{ MPa} = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Per quanto riguarda, infine, il modulo di reazione del terreno, con Vesic si può utilizzare la relazione $k \approx E/B (1-\nu^2)$. Con i valori dei moduli su riportati, ipotizzando una struttura di fondazione di larghezza pari a 1,5 m circa, risulterebbe $k \cong 10 \text{ kg/cm}^3$.

A riguardo dei valori su esposti, è importante osservare che, trattandosi di valori calcolati e non misurati, essi risentono delle approssimazioni insite nelle formule teoriche, comprese nel caso in esame fra il 10% e il 20%.

4.2 Argilla sabbiosa

A luoghi, all'interno del deposito calcarenitico si rinvencono strati di materiale terroso derivante dalla degradazione dei litotipi calcarei e calcarenitici. Su un campione di detto materiale, estratto dal sondaggio S1, sono state effettuate prove geotecniche di laboratorio di caratterizzazione fisico-meccanica, i cui risultati sono esposti nella tabella su riportata. I risultati ottenuti mostrano che trattasi di materiale argilloso-sabbioso con alta plasticità della frazione argillosa (CH nella classifica geotecnica) e consistenza media. I valori delle caratteristiche fisiche risultano buoni ($\gamma_t = 18,4 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 13,6 \text{ kN/m}^3$), quelli di resistenza meccanica ($c' = 0,61 \text{ daN/cm}^2 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ e $\Phi' = 25^\circ$) risultano discreti.

5. PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE

Come messo in evidenza dai risultati dell'indagine svolta, la formazione calcarenitica presenta buone caratteristiche fisico-meccaniche e rappresenta un buon terreno di fondazione per le strutture del ponte in progetto. E' possibile inoltre affermare che i litotipi carbonatici sono idonei ad ospitare una fondazione di tipo diretto.

6. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI, STATI LIMITE

Si richiamano di seguito i principali passaggi delle Norme Tecniche vigenti in relazione alle verifiche geotecniche a farsi.

6.1 (par.2.2.1) Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito (n.d.r.: si riportano solo quelli relativi alla interazione terreno-struttura):

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti e fondazioni;
- e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni.

6.2 (par.2.2.2) Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito (n.d.r.: si riportano solo quelli relativi alla interazione terreno-struttura):

- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari.

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad (2.2.1)$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate,

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto,

$F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

6.3 (par 6.2.3.1.1) Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.

Tabella 6.2.I (e 2.6.I)– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	γ_F / γ_E	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutt. (1)	Favorevole	γ_{G2}	0	0	0
	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	Sfavorevole	γ_{Qi}	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.

6.4 (par 6.2.3.1.2) Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

PARAMETRO	Grandezza cui applicare il coeff. parziale	Coeff. Parz. γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \Phi'_k$	$\gamma_{\Phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25

Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma\gamma$	1,00	1,00

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

6.5 (par. 6.2.3.3) Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (6.2.7)$$

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

6.6 (par. 6.4.2) Fondazioni superficiali

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

6.6.1 (par. 6.4.2.1) Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

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

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

- Approccio 1: - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2: combinazione (A1+M1+R3).

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

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

VERIFICA	Coeff. Parz. R1	Coeff. Parz. R2	Coeff. Parz. R3
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

6.6.2 (par. 6.4.2.2) Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

7. APPROCCI PROGETTUALI E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla scorta dei risultati della indagine geofisica condotta, dei sondaggi geognostici e di quanto è stato possibile osservare direttamente sul posto è possibile definire il seguente modello geologico e geotecnico del sito in esame.

Il sottosuolo dell'opera da realizzare è costituito, per un congruo spessore, dalla formazione calcarenitica (Calcareniti detritico-organogene) formata da una successione di strati, di spessore variabile da alcuni decimetri al metro o più, di calcarenite a consistenza lapidea, con intercalazioni di strati e livelli di calcarenite poco diagenizzata a consistenza di sabbia mediamente addensata. I giunti di strato si presentano a luoghi serrati, a luoghi con apertura millimetrica. Le superfici di strato si presentano planari, con ridotta scabrezza ($JRC = 4-8$).

I valori di progetto delle caratteristiche meccaniche sono quelli riportati al paragrafo 4.

Pertanto, applicando ad un appropriato intervallo dei valori caratteristici della resistenza a compressione uniassiale della roccia e dell'ammasso un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$, si ricava il valore di progetto della resistenza R_d , pari a:

$$R_d = q_u / 1,6 = 6,4 / 1,6 \cong 4 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ kg/cm}^2 \text{ per la roccia,}$$

$$R_d = q_u / 1,6 = 0,86 / 1,6 \cong 0,54 \text{ N/mm}^2 = 5,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ per l'ammasso roccioso.}$$

In alternativa, tenuto conto della presenza di strati sciolti alternati a strati lapidei, a caratterizzare l'ammasso calcarenitico-sabbioso possono essere assunti i seguenti valori equivalenti:

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3 = 1,90 \text{ t/m}^3$$

$$\Phi' = 35^\circ \text{ con coesione nulla.}$$

I suddetti valori possono essere utilizzati sia per il calcolo delle fondazioni che delle strutture di sostegno (palancolate) dello scavo necessario per raggiungere il piano di posa delle fondazioni, posto a tre metri dall'attuale piano campagna.

8. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Sulla scorta dei risultati delle indagini geologiche e geotecniche svolte, il volume significativo interessato dall'opera in progetto (da 3 a 15 m dall'attuale piano campagna) può essere schematizzato come un unico mezzo (deposito calcarenitico-sabbioso) con le caratteristiche geomeccaniche indicate nei paragrafi precedenti. I valori indicati tengono implicitamente conto del grado di alterazione dell'ammasso.

9. RISULTATI DELLE ANALISI E COMMENTI

I risultati delle indagini svolte mostrano che il sottosuolo dell'opera in questione è costituito da un ammasso calcarenitico, a luoghi alterato e poco diagenizzato, dotato di buone caratteristiche geomeccaniche, idoneo per ospitare le fondazioni dell'opera. Queste ultime potranno essere di tipo diretto.

Bari, Settembre 2011