

Comune di Barletta (BT)

Arcidiocesi di Trani - Barletta - Bisceglie

Progetto di restauro e consolidamento del
 Convento di Sant'Antonio in Barletta (BT)
 per destinazione a Museo Diocesano - Sede di Barletta

 <p>Il Progettista strutturale Ing. Michele Vitti</p>	 <p>GERARDO MILILLO Architetto</p> <p>Progetto architettonico e dir. lav. Arch. Gerardo Milillo</p> <p>Collaborazione Graziana Colacicco</p>	 <p>TRANI-BARLETTA-BISCEGLIE CURIA ARCVESCOVILE</p> <p>IL TECNICO A SUPPORTO DEL R.U.P. Arch. Fiore Giovanni Architetto</p> <p>RUP Arch. Giovanni Fiore</p>
--	---	---

<p>Progetto Strutturale - Relazione Geologica e Caratterizzazione Geotecnica</p>	<p>Tavola N. RS 08</p>
--	--

Dicembre 2014

Il Geologo
 Dott. Geol. Pietro Salvatore CAPOZZA



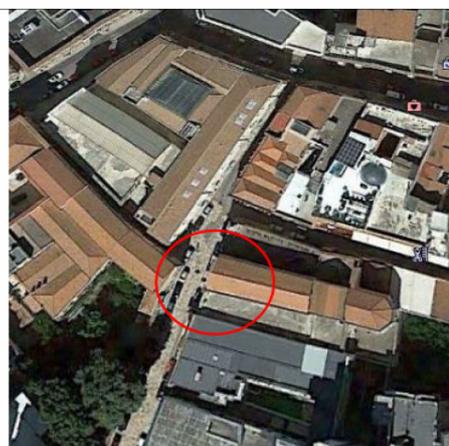

COMUNE DI BARLETTA
 Provincia di Barletta - Andria - Trani

OGGETTO

PROGETTO DI RESTAURO E CONSOLIDAMENTO DEL CONVENTO DI SANT'ANTONIO
 DI BARLETTA (BT)

STUDIO TECNICO INGEO
 "ASSOCIAZIONE TRA
 PROFESSIONI
 C.FISC: 06756730724
 P.IVA: 06756730724

Via: Vico San Pietro 9
 76121 Barletta (BT)
 Email: studio-tecnico-ingeo@libero.it



Data: Gennaio 2014

Il committente

DIOCESI

BARLETTA – ANDRIA - TRANI

Il Progettista e DD.LL. Architettonico

Arch. Gerardo MILILLO

Il Progettista e D.LL. delle Strutture

Ing. Michele VITTI

RUP

Arch. Giovanni FIORE

Il Geologo

Dott. Geol. Pietro Salvatore CAPOZZA

**RELAZIONE GEOLOGICA E CARATTERIZZAZIONE
 GEOTECNICA**

Premessa

Lo scrivente, a seguito di incarico ricevuto dalla **Diocesi Barletta – Andria - Trani**, per la redazione di uno studio geomorfologico e geotecnico, relativo alla al restauro e consolidamento del Convento di Sant'Antonio in Barletta (BT), meglio specificata in oggetto, alla **Via San Antonio**, in **Barletta**, ha eseguito una campagna di indagini e prove in situ, al fine di acclarare l'assetto morfologico e geolitologico dell'area prescelta, nonchè per acquisire i parametri per la caratterizzazione geotecnica dei terreni dell'immediato sottosuolo.

In ottemperanza alla normativa vigente (**Legge N. 64 del 2 Febbraio 1974** (e successivi aggiornamenti, **artt. 1 e 13**; **D.M. del 11 Marzo 1988 n° 47** - regolamento ed istruzioni emanate dal **Ministero dei LL.PP.**, con circolare del **3 Giugno 1981, N. 21597**), sono stati effettuati rilievi diretti e riferimenti a situazioni similari.

Lo scrivente, per il progetto di che trattasi, nel far riferimento ai dati della cartografia geologica ufficiale ed alle note scientifiche pubblicate in letteratura specifica, relativamente alle formazioni affioranti nel territorio di **Barletta**, ha ritenuto opportuno avvalersi, anche, delle relazioni geologico - tecniche già eseguite per studi di piani territoriali o per per la costruzione di edifici pubblici o privati, che hanno interessato la zona di studio, quali utili strumenti di orientamento e correlazione nella risoluzione delle problematiche specifiche connesse alla realizzazione della costruzione di cui all'oggetto.

I risultati delle indagini, degli studi e dei calcoli geotecnici completano lo studio geologico e ne costituiscono parte integrante e comprende i seguenti elaborati tecnici:

- relazione geologico-tecnica;
- stralcio planimetrico geomorfologico;
- successione litostratigrafica;
- istogrammi delle prove penetrometriche in situ;
- prospezione geosismica (Vs30 in base al D.M. 14.01.2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni)).

Con l'indagine in oggetto si sono potuti fornire ai progettisti i dati conoscitivi di base a carattere geologico e geotecnico al fine di una corretta progettazione

delle strutture di fondazione relative allo edificio a realizzarsi e per definire la fattibilità geomorfologica e geotecnica dell'area.

Lo studio geomorfologico e la caratterizzazione geotecnica é stato perciò articolato seguendo lo schema consigliato dalle normative vigenti, con riferimento alle norme ed alle istruzioni del:

D.M. 21.3.1988 n° 47;

D.M. 20.3.03 n° 3274;

D.M. 14.01.2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni).

La conoscenza geologica e la caratterizzazione geotecnica del suolo e del sottosuolo, della zona interessata al progetto, sono state ottenute mediante rilievi, indagini geognostiche (scavi e saggi) e prove, basando la scelta dei coefficienti di sicurezza su fattori connessi sia alle proprietà dei terreni che alla ricorrenza probabilistica di eventi naturali.

- La caratterizzazione geotecnica é stata ottenuta con le indagini in situ (prove penetrometriche, indagini geosismiche, saggi), e risulta coerente con la ricostruzione geologica e litostratigrafica. I dati rilevati sono riportati nella apposita documentazione allegata.

- L'ampiezza delle indagini é stata proporzionata alle dimensioni ed alle caratteristiche strutturali delle opere da realizzare, tenendo conto anche della personale conoscenza della zona.

Lineamenti geomorfologici del territorio

I lineamenti geomorfologici di seguito riportati riguardano l'intero territorio del **Comune di Barletta**, compreso interamente nel **Foglio n. 176 "Barletta"** della Carta Geologica d'Italia, in scala **1 : 100.000**.

L'aspetto topografico dominante è quello caratteristico dei terrazzi marini, dolcemente degradanti verso la linea di costa.

Il territorio, verso mare, è caratterizzato da numerose zone pianeggianti, talvolta di notevoli estensioni, che costituiscono gli ultimi lembi residui dell'azione marina in fase di colmamento (regressione).

Tali pianori possono essere talvolta fittamente incisi da solchi erosivi non sempre perpendicolari alla linea di costa.

Verso monte l'agro del **Comune di Barletta** è caratterizzato da rilievi collinari, con altezza media di **40 - 50 m s. l. m.**, con morfologia mammellonata, solcati da incisioni paleotorrentizie (lame) orientate verso nord-ovest, con tendenza verso il fiume **Ofanto**, o in direzione nord-est, cioè verso la linea di costa.

I rilievi degradano verso il mare, raccordandosi alle spiagge attuali a mezzo di piani, dati da vecchi terrazzi marini che assumono un orientamento **SE-NW**, ossia parallelo alla linea di costa, mentre il raccordo fra le strutture morfologiche dei pianori e delle spiagge attuali, avviene con un cambio repentino di pendenza e con salti di pochi metri.

Il dato più importante, che si rileva dall'analisi del territorio posto a sud-est dell'area di studio è l'esistenza di estesi pianori che risultano contornati da orli di terrazzo, per caduta di pendio, ed abbracciano una zona, morfologicamente depressa, che si orienta verso il vallone "**Camaggi**", ossia verso la ferrovia **Bari-Nord** e la **S.S. 170** per **Andria**.

I lineamenti topografici del territorio sono condizionati in maniera determinante dalla natura delle rocce clastiche e l'acclività, più o meno accentuata, risulta strettamente legata allo stato di aggregazione ed all'assetto dei litotipi affioranti. I materiali presenti sono, in generale, facile preda degli agenti erosivi e pertanto le forme del territorio sono in continua evoluzione.

Tale caratteristica accentua l'intensità di alcune zone in pendio, specie di quelle in cui compaiono litotipi scarsamente cementati a grana fine.

In particolare l'area in esame si colloca su isoipse **10** metri sul livello mare.

GEOLOGIA DEL TERRITORIO

Indagini geognostiche.

A) Mezzi d'indagine.

- Rilevamento geologico della zona.
- Scavi con mezzi meccanici.
- Sondaggi geognostici.
- Prove penetrometriche
- Prospezione geosismica (Vs30 in base al D.M. 14.01.2008 (Nuove Tecniche per le Costruzioni)).

B) Descrizione.

Per la realizzazione della carta della geologia del territorio, su cui ricade l'area oggetto di studio, è stato necessario esaminare non solo la natura litologica dei terreni affioranti, ma anche le loro caratteristiche fisiche macroscopiche, quali la granulometria e lo stato di addensamento (compattezza).

Il territorio, dal punto di vista geologico, è costituito prevalentemente da una successione di depositi marini, riferibili al Plio-Pleistocene, ed alluvionali, riferibili all'Olocene.

I depositi marini del Plio-Pleistocene si presentano con giacitura sub-orizzontale, con lieve inclinazione, generalmente inferiore a 10°, data dal normale degrado verso la linea di costa, posta a nord.

Nella carta geologica ufficiale l'insieme di tali depositi di età pleistocenica e olocenica vengono individuati con la simboleggiatura Qm e a1.

Per quest'ultimi (a1) precedenti studi a carattere litostratigrafico e morfologico condotti sui depositi quaternari, affioranti nella Tavoletta F.176 1° N-O Barletta e quindi anche nella zona in studio, consentono di ritenere i terreni in esame come sedimenti marini di paleolaguna o comunque di bacini chiusi in parte sovrapposti, giustapposti o sottostanti a depositi di facies prevalentemente terrigena eluviale ed alluvionale.

Questa semplice schematizzazione non soddisfa, comunque, da un punto di vista tecnico applicativo, in quanto non discrimina, all'interno dell'unica formazione, le differenti litofacies.

Le eterogeneità delle singole unità del deposito, infatti, comportano una diversa risposta geomeccanica del sedimento e quindi un differente approccio conoscitivo.

Morfologicamente la zona studiata, compresa tra il IV° ed il V° ordine di terrazzo, si configura con una tipica depressione strutturale del substrato, in gran parte ricolmata dai depositi post-pliocenici ed olocenici.

Non sono evidenziabili riprese dei fenomeni dislocativi in epoca recente ma è tuttavia da presumere una lenta azione di sollevamento, accompagnata da una maggiore attività erosiva e dal graduale spostamento del paleo-alveo verso sud.

Questa formazione di depositi continentali sono cartografati nella parte sud-orientale della carta geolitologica allegata alla presente, da cui si evince che non interessano l'area d'intervento.

Questi depositi alluvionali (Olocene, a1) sono di costituzione recente e sono dati da detriti sciolti di ciottolame calcareo inglobati in matrice sabbiosa e/o argillosa, derivanti dalle sedimentazioni fluvio-lacustri e dallo smantellamento del "pacchetto" plio-pleistocenico.

Hanno una potenza variabile, a seconda della giacitura ed inclinazione del substrato, ma in generale crescente da ovest verso est.

I ciottoli risultano poco arrotondati e poco appiattiti, con dimensioni via via decrescenti dall'alto verso il basso; si hanno intervallati frequenti lenti sabbiose e rare lenti argillose; la stratificazione è irregolare e poco inclinata; la composizione si presenta eterogenea ed il colore è spesso ocraceo o rossastro.

Mentre la morfologia del "pacchetto" pleistocenico, è quella tipica dei terrazzi marini costieri, ossia bassi ripiani con andamento parallelo alla linea di costa, che si raccordano alle spiagge attuali a mezzo di gradini o scarpate, di altezza non superiore ai 3-4 mt.

La caratterizzazione geologica più importante del territorio è data da questa successione stratigrafica di terreni del ciclo sedimentario regressivo plio-pleistocenico, che si evidenziano, dall'affioramento di strati di sabbie limose, intercalate da livelli di argille ossidate grigio-verdi, a volte tendenti al marrone, e livelli di calcarenite grossolana poco cementata.

Tale formazione, prevalentemente siltosa, ha spesso come copertura una crosta calcarea molto fratturata, di spessore variabile tra i 30 ed i 50 centimetri. Il livello superficiale, prettamente sabbioso, di questa formazione presenta uno spessore complessivo tra i 3.00 ed i 4.00 metri.

Questo strato é costituito da sabbie quarzose e calcaree, spesso cementate, di colore giallastro e di spessore variabile; si trovano in posizione sottostante la crosta calcarea di cui sopra, mentre giacciono a mo' di copertura sui limi sabbiosi, sulle argille sabbiose ed argille sottostanti.

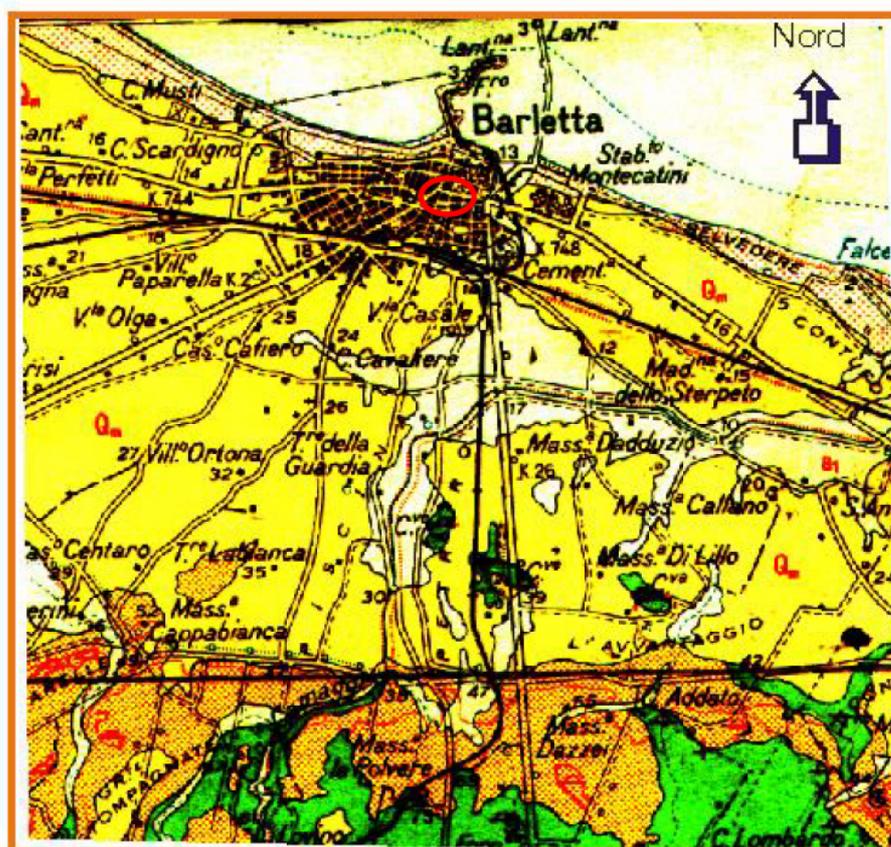
Difficile risulta stabilire il passaggio esatto tra le sabbie e le argille, verso il basso, e tra le sabbie e la crosta calcarea, verso l'alto. A tal uopo si sono prodotte indagini in sito (rilevamento geologico, sondaggi geognostici e indagini geofisiche), oltre ad avvalersi della conoscenza della stratigrafia di pozzi, per l'utilizzo dell'acqua di falda.

Le sabbie di questo orizzonte contengono livelli arenacei molto diagenizzati, concrezioni calcaree nodulari, e limo calcareo polverulento; verso il basso le sabbie assumono una componente limo-argillosa e presentano concrezioni gessose, grigio-biancastre.

Particolare attenzione si è rivolta alla caratterizzazione geotecnica di questi terreni sabbiosi poiché, a differenza della crosta calcarea di superficie, sono il substrato del piano di sedime delle fondazioni su cui insisteranno le fondazioni. I contatti o limiti geologici del passaggio fra le formazioni plio-pleistoceniche (sabbie) e i depositi alluvionali olocenici sono di difficile individuazione, con il semplice rilevamento di campagna, per la presenza di fitta vegetazione, che riveste la superficie di questi terreni, e di urbanizzazioni lungo gli orli di terrazzo, come già accennato.

Solo grazie alle indagini geofisiche, alle ispezioni effettuate in zone "pulite" lungo i paleoalvei di qualche solco erosivo, ed all'individuazione degli spessori del "pacchetto" plio-pleistocenico, affiorante in sbancamenti prodotti da mezzi meccanici, si è avuta la possibilità di effettuare correlazioni topografiche, individuando e trasferendo cartograficamente i presumibili limiti geologici.

CARTA GEOLITOLOGICA (scala 1 : 50.000) da Carta Geologica d'Italia F. 176



q 
Sabbie delle
spiagge attuali

a 
Alluvioni

Qm 
Depositi sabbiosi-argillosi


Calcareniti
(Tufi)


Calcari


Area dell'intervento

Litostratigrafia dell'area in esame

I depositi in precedenza descritti rappresentano i sedimenti sui quali è sorta e poggia l'abitato di Barletta, in particolare l'area nella quale dovranno sorgere i manufatti. Essi sono ubicati alla quota media di **+ 10,00** metri sul livello del mare ad assetto orizzontale.

La situazione stratigrafica e sedimentologica, deriva dall'aver analizzato ed interpretati sondaggi geognostici e scavi d'assaggio eseguiti dagli scriventi in zone prossime al perimetro delle erigende strutture e in ogni caso poste a distanza geologicamente significativa dai luoghi in oggetto, la cui ubicazione è riportata in allegato.

In particolare essi hanno evidenziato la seguente successione stratigrafica media:

da 0.00 m* a - 3,00 m Terreno di riporto;

da -3.00 m a -9.00 m Sabbia;

da -9,00 m a -14.00 m Sabbia limosa;

da - 14.00 m a -30.00 m Argilla.

Il livello della falda acquifera è di circa - 9.5/10 metri rispetto al piano stradale.

ORTOFOTO SATELLITARE CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE



Sr1 MASW P1 Prova Penetrometrica

PERICOLOSITA' E FATTIBILITA'

Per la definizione della Pericolosità e della Fattibilità si è fatto riferimento rispettivamente al Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) e al Regolamento Urbanistico.

Sotto il profilo della pericolosità geologica l'area di interesse è di pericolosità geologica nulla.

Per quanto concerne la pericolosità idraulica l'area è perimetrata in pericolosità idraulica nulla (vedi Tav. perimetrazione delle aree del Sistema informativo territoriale dell'AdB Puglia).



Giudizio sul potenziale di liquefazione

Nell'ambito delle verifiche effettuate, poichè i terreni di fondazione risultano prevalentemente costituiti da sabbie negli strati superficiali e da argille in profondità, assume significato la valutazione del potenziale di liquefazione.

Il potenziale di liquefazione viene definito attraverso i seguenti criteri o e/o metodi (vedi allegati grafici):

- Unità geomorfologiche e il tipo di deposito e sua età;
- Condizioni idriche e profondità della falda;
- Posizione deposito sedimentario
- Spessore dello strato sottostante le fondazioni e condizioni di drenaggio

Basando l'analisi su tali dati, è possibile definire un margine di sicurezza accettabile circa le opere da realizzare.

a) CRITERIO DELL'UNITA' GEOMORFOLOGICA E TIPO DI DEPOSITO ED ETA'

L'unità geomorfologica è pianeggiante con pendenza bassa e il tipo di deposito dell'area in esame è di età pleistocenica quindi di conseguenza la suscettibilità di liquefazione è bassa.

b) CRITERIO DELLE CONDIZIONI IDRICHE E PROFONDITA' DELLA FALDA

Secondo questo criterio la possibilità del terreno a liquefarsi in caso di eventi dinamici sismici aumenta se il terreno di sedime si trova al disotto del pelo libero di falda acquifera.

Da quanto si evince dallo studio geologico e idrogeomorfologico nella zona sono presenti falde a quote superiori a 9 metri, per cui si esclude la possibilità che le fondazioni si possano trovare immerse nell'acqua di falda.

A tali condizioni: *la suscettibilità alla liquefazione*

debole – molto debole

SISMICITÀ

Il territorio comunale di Barletta (Bt) è classificato dall' Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 23.03.2003 in zona sismica 2.

Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, infatti, **la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente”** e non più tramite un criterio “zona dipendente”.

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *stati limite* presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica (VEDERE LA RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA).

ANALISI DEL TERRENO

Dalla indagine geosismica effettuata, è stato definito una V_{s30} pari a **309.45 m/s**, congruente con la descrizione stratigrafica secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008, il sito in esame ricade, quindi, nella categoria di **sottosuolo C**

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>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 $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>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 $V_{s,30}$ 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).</i>
D	<i>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 $V_{s,30}$ 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).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Tabella 3.2.V – *Espressioni di S_s e di C_c*

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Relazione di calcolo per la prova penetrometrica dinamica (S.P.T.)

Il campionatore utilizzato per eseguire il sondaggio ha caratteristiche rappresentate dal modello in Figura 1.1

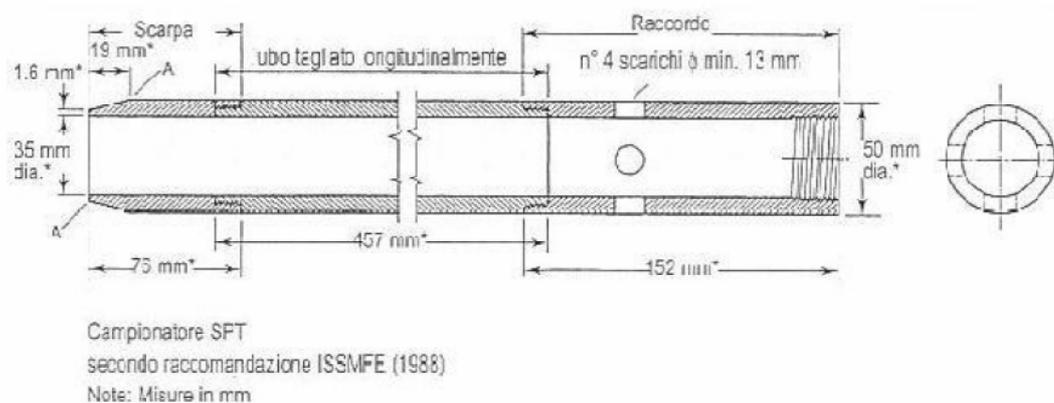


Figura 1.1: Campionatore per la prova Standard Penetration Test (S.P.T.).

Stratigrafia

La stratigrafia del sito è caratterizzata da 4 strati aventi le litologie raffigurate nelle immagini sottostanti (Figura 1.2 e Tabella 1.1).

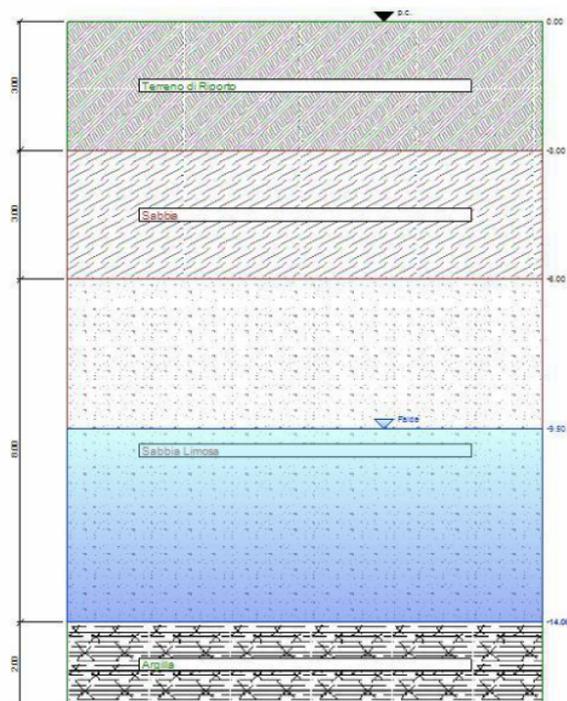


Figura 1.2: Stratigrafia del sito.

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
0.00	Terreno di Riporto	0.0018	1.00
-3.00	Sabbia	0.0020	1.00
-6.00	Sabbia Limosa	0.0020	1.00
-14.00	Argilla	8.0000	1.00

Tabella 1.1: Stratigrafia del sito.

La tabella seguente riporta l'andamento della tensione totale, della tensione efficace e della pressione idrostatica.

Quote [m]	Tensione totale [daN/cm ²]	Tensione efficace [daN/cm ²]	Pressione neutra [daN/cm ²]
0.00	0.00	0.00	0.00
-1.00	0.18	0.18	0.00
-2.00	0.36	0.36	0.00
-3.00	0.54	0.54	0.00
-4.00	0.74	0.74	0.00
-5.00	0.94	0.94	0.00
-6.00	1.14	1.14	0.00
-7.00	1.34	1.34	0.00
-8.00	1.54	1.54	0.00
-9.00	1.74	1.74	0.00
-10.00	1.94	1.89	0.05
-11.00	2.14	1.99	0.15
-12.00	2.34	2.09	0.25
-13.00	2.54	2.20	0.34
-14.00	2.74	2.30	0.44
-15.00	802.74	802.74	0.00

Tabella 1.2: Andamento pressioni.

E' presente una falda tra la quota -9.50 m e la quota -14.00 m.

Dati prova

L'operatore ha fatto penetrare il campionatore per tre tratti successivi di 15 cm registrando il numero di colpi del maglio, le cui caratteristiche sono quelle normalizzate secondo le raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana:

Diametro cono: 5.1 cm

Peso maglio: 63.5 kg

Altezza di caduta: 76 cm

Rapporto di energia delle aste: 60%

Il campionatore utilizzato ha lunghezza delle aste pari a 5 m ed è di tipo standard.

Sono stati eseguiti 16 sondaggi nel terreno, i cui risultati, relativi al numero di colpi N_{spt} per avanzare di 30 cm, sono riportati nella tabella sottostante.

Quota [m]	N _{spt}	d ₅₀	F _c
0.00	16	0.400	4.0
-1.00	1	0.400	4.0
-2.00	1	0.400	4.0
-3.00	1	0.400	4.0
-4.00	12	0.400	4.0
-5.00	12	0.400	4.0
-6.00	12	0.400	4.0
-7.00	12	0.400	4.0
-8.00	12	0.400	4.0
-9.00	12	0.400	4.0
-10.00	13	0.400	4.0
-11.00	13	0.400	4.0
-12.00	14	0.400	4.0
-13.00	14	0.400	4.0
-14.00	14	0.400	4.0
-15.00	16	0.400	4.0

Tabella 1.3: dati del sondaggio.

Al valore di N_{spt}, dato dalla somma di N₂ e N₃, è stata apportata la correzione di Terzaghi e Peck (1948) per le sabbie limose nei casi in cui N_{spt} risulti maggiore di 15. Questo per tenere conto delle sovrappressioni interstiziali.

Il diametro di perforazione influenza la resistenza alla penetrazione. Skempton ha indicato di utilizzare un fattore di correzione paria a: 1.05

Un'ulteriore correzione è dovuta alla lunghezza delle aste, in questo caso il coefficiente è pari a: 0,85.

Risultati

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono state determinate attraverso le correlazioni proposte da diversi autori (Schmertmann, Peck, Meyerhof,...) a partire dalle caratteristiche stratigrafiche dei terreni.

Di seguito sono riportati i parametri del terreno ricavati dai calcoli eseguiti.

DENSITA' RELATIVA D_r

La densità relativa è stata calcolata con:

Skempton (1986)

Gibbs e Holts (1957)

Meyerhof (1957)

Bazaraa (1967)

Cubrinowski e Ischiara (1988)

Schultze & Mezembach (1961))

DENSITA' RELATIVA [%]							
Quota [m]	Skempton	Gibs & Holts	Meyerhof	Bazaraa	Cubrinowski & Ischiara	Schultze & Mezembach	Media
0.00	0	0	0	0	0	0	0
-1.00	0	18	21	16	25	0	20
-2.00	0	15	19	13	21	0	17
-3.00	16	13	18	12	19	19	16
-4.00	48	62	57	37	60	58	54
-5.00	43	59	54	36	57	54	50
-6.00	39	56	51	35	54	51	48
-7.00	36	53	48	34	52	49	45
-8.00	34	51	46	33	50	48	44
-9.00	31	49	44	33	49	46	42
-10.00	31	49	44	34	50	47	42
-11.00	30	47	44	33	49	46	42
-12.00	31	47	44	34	50	47	42
-13.00	30	45	44	34	50	47	42
-14.00	0	44	43	34	49	0	42
-15.00	0	0	3	3	12	0	6

Tabella 1.4: risultati del calcolo per la Densità relativa.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO F

L'angolo di resistenza al taglio è stato calcolato con:

Shioi e Fukuni R.B.S. (1982) - [RBS]

Shioi e Fukuni J.N.R. (1982) - [JNR]

Peck, Hansen e Thorburn (1974) - [PHT]

Owasaki e Iwasaki - [O&I]

Sowers (1961) - [SOW]

Meyerhof (1965) (<5)

Meyerhof (1965) (>5% limo) - [M>5]

De Mello (1971) - [DEM]

Mitchell (1978) - [MIT]

Hatanaka e Uchida (1996) - [H&U]

Schmertmann (1975) - [S75]

Schmertmann (1978) - [S78]

Malcev (1964) - [MAL]

ANGOLO DI RESITENZA AL TAGLIO [°] - Tabella 1 -							
Quota [m]	RBS	JNR	PHT	O&I	SOW	M<5	M>5
0.00	30	31	31	0	0	0	0
-1.00	19	27	27	0	0	0	0
-2.00	19	27	27	0	0	0	0
-3.00	19	27	27	19	28	30	24
-4.00	28	30	30	30	31	34	29
-5.00	28	30	30	30	31	34	29
-6.00	28	30	30	0	31	34	29
-7.00	28	30	30	0	31	34	29
-8.00	28	30	30	0	31	34	29
-9.00	28	30	30	0	31	34	29
-10.00	28	31	30	0	31	34	30
-11.00	28	31	30	0	31	34	30
-12.00	29	31	31	0	32	35	30
-13.00	29	31	31	0	32	35	30
-14.00	29	31	31	0	0	0	0
-15.00	30	31	31	0	0	0	0

ANGOLO DI RESITENZA AL TAGLIO [°] - Tabella 2 -							
Quota [m]	DEM	MIT	H&U	S75	S78	MAL	Media
0.00	0	0	0	0	0	0	31
-1.00	25	0	26	21	0	0	24
-2.00	25	0	25	19	0	0	24
-3.00	25	0	25	18	36	21	25
-4.00	40	0	36	36	39	24	32
-5.00	35	35	35	35	39	24	32
-6.00	35	35	34	34	33	24	31
-7.00	35	35	34	33	33	23	31
-8.00	35	35	33	32	33	23	31
-9.00	0	30	33	31	32	23	30
-10.00	0	30	33	31	32	23	30
-11.00	0	30	33	31	32	22	30
-12.00	35	30	33	31	32	22	31
-13.00	35	30	33	31	32	22	31
-14.00	35	30	33	31	0	0	31
-15.00	0	0	23	5	0	0	24

Tabella 1.5: risultati del calcolo per l'Angolo di Resistenza al taglio.

MODULO ELASTICO E

Il modulo elastico è stato calcolato con:

Stroud (1989)

Burland e Burbidge (1985)

Jamiolkowski (1988)

Tornaghi ()

Schmertmann (1978)

D'Apollonia (1970)

Schultze & Mezembach ()

Webb ()

MODULO ELASTICO [daN/cm²] - Tabella 1 -					
Quota [m]	Stroud	Burland & Burbridge	Jamiolkowski	Tornaghi	Schmertmann
0.00	0 - 0	367 - 563	0	0	0
-1.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-2.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-3.00	18 - 18	0 - 0	9	67	18
-4.00	217 - 217	246 - 379	94	231	213
-5.00	217 - 217	246 - 379	96	231	213
-6.00	217 - 217	246 - 379	97	231	85
-7.00	217 - 217	246 - 379	98	231	85
-8.00	217 - 217	246 - 379	99	231	85
-9.00	217 - 217	246 - 379	100	231	85
-10.00	235 - 235	274 - 422	109	240	92
-11.00	235 - 235	274 - 422	109	240	92
-12.00	253 - 253	304 - 468	117	249	99
-13.00	253 - 253	304 - 468	117	249	99
-14.00	114 - 114	304 - 468	0	0	0

-15.00	130 - 130	367 - 563	0	0	0
--------	--------------	-----------	---	---	---

MODULO ELASTICO [daN/cm²] - Tabella 2 -				
Quota [m]	D'Apollonia	Schultze & Mezembach	Webb	Media
0.00	0	0	0	465
-1.00	0	0	0	0
-2.00	0	0	0	0
-3.00	0	0	0	28
-4.00	0	0	0	214
-5.00	0	0	0	214
-6.00	0	0	50	166
-7.00	0	0	50	166
-8.00	0	0	50	166
-9.00	0	0	50	166
-10.00	0	135	53	173
-11.00	0	135	53	173
-12.00	0	140	56	186
-13.00	0	140	56	186
-14.00	0	0	0	250
-15.00	0	0	0	298

Tabella 1.6: risultati del calcolo per il Modulo Elastico.

MODULO DI TAGLIO G

Il modulo di taglio è stato calcolato con:

Otha e Goto (1978)

Ohsaki & Iwasaki

Crespellani & Vannucchi

MODULO DI TAGLIO [daN/cm²]				
Quota [m]	Otha & Goto	Ohsaki & Iwasaki	Crespellani & Vannucchi	Media
0.00	0	0	0	0
-1.00	0	0	0	0
-2.00	0	0	0	0
-3.00	237	60	76	124
-4.00	623	623	348	531
-5.00	681	623	348	551
-6.00	645	0	348	496
-7.00	686	0	348	517
-8.00	723	0	348	536

-9.00	758	0	348	553
-10.00	812	0	365	588
-11.00	843	0	365	604
-12.00	896	0	382	639
-13.00	925	0	382	654
-14.00	0	0	0	0
-15.00	0	0	0	0

Tabella 1.7: risultati del calcolo per il Modulo di Taglio.

COESIONE NON DRENATA Cu

La coesione non drenata è stata calcolata con:

Design Manual For Soil Mechanics

Sanglerat

Shioi & Fukui (1982)

Terzaghi & Peck (1948)

COESIONE NON DRENATA [daN/cm²]					
Quota [m]	Terzaghi & Peck	DM - 7	Sanglerat	Shioi & Fukuni	Media
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-2.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-3.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-4.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-5.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-6.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-7.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-14.00	0.000	1.552	0.000	0.621	1.086
-15.00	0.000	1.774	0.000	0.710	1.242

Tabella 1.8: risultati del calcolo per la Coesione non Drenata.

MODULO DI DEFORMAZIONE EDOMETRICO M

Il modulo di deformazione edometrico è stato calcolato con:

- Farrent (1963)
- Menzebach & Malcev

MODULO DI DEFORMAZIONE EDOMETRICO [daN/cm²]			
Quota [m]	Farrent	Menzebach e Malcev	Media
0.00	0	0	0
-1.00	0	0	0
-2.00	0	0	0
-3.00	6	47	26
-4.00	76	156	116
-5.00	76	156	116
-6.00	76	75	76
-7.00	76	75	76
-8.00	76	75	76
-9.00	76	75	76
-10.00	82	78	80
-11.00	82	78	80
-12.00	88	81	84
-13.00	88	81	84
-14.00	0	0	0
-15.00	0	0	0

Tabella 1.9: risultati del calcolo per il Modulo di deformazione Edometrico.

MODULO ELASTICO NON DRENATO E_u

Il modulo elastico non drenato è stato calcolato con:

- Stroud (1989)

MODULO ELASTICO NON DRENATO [daN/cm²]	
Quota [m]	Stroud
0.00	912 - 1 505
-1.00	57 - 94
-2.00	57 - 94
-3.00	57 - 94
-4.00	684 - 1 129
-5.00	684 - 1 129
-6.00	684 - 1 129
-7.00	684 - 1 129
-8.00	684 - 1 129
-9.00	684 - 1 129

-10.00	741 - 1 223
-11.00	741 - 1 223
-12.00	798 - 1 317
-13.00	798 - 1 317
-14.00	798 - 1 317
-15.00	912 - 1 505

Tabella 1.10: risultati del calcolo per il Modulo Elastico non Drenato.

POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il potenziale di liquefazione è stato calcolato con:

- Seed & Idriss (1982)
- Iwasaki & Al. (1984)
- Seed & Al. (1985)
- Tokimatsu & Yoshimi (1983)

POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE [-]					
Quota [m]	Seed & Idriss	Iwasaki & Al.	Seed & Al	Tokimatsu & Yoshimi	Media
0.00	0	0	0	0	0
-1.00	0	0	0	0	0
-2.00	0	0	0	0	0
-3.00	0	0	0	0	0
-4.00	0	0	0	0	0
-5.00	0	0	0	0	0
-6.00	0	0	0	0	0
-7.00	0	0	0	0	0
-8.00	0	0	0	0	0
-9.00	0	0	0	0	0
-10.00	3	53	4	4	16
-11.00	2	51	4	3	15
-12.00	2	54	4	3	16
-13.00	2	52	4	3	15
-14.00	0	0	0	0	0
-15.00	0	0	0	0	0

Tabella 1.11: risultati del calcolo per il Potenziale di Liquefazione.

VALUTAZIONE GRADO DI ADDENSAMENTO

Il grado di addensamento è valutato secondo le raccomandazione A.G.I. del 1977.

VALUTAZIONE GRADO DI ADDENSAMENTO	
Quota [m]	Raccomandazioni A.G.I.
0.00	Non valutata
-1.00	Non valutata
-2.00	Non valutata
-3.00	Sciolto
-4.00	Moder. addensato
-5.00	Moder. addensato
-6.00	Moder. addensato
-7.00	Moder. addensato
-8.00	Moder. addensato
-9.00	Moder. addensato
-10.00	Moder. addensato
-11.00	Moder. addensato
-12.00	Moder. addensato
-13.00	Moder. addensato
-14.00	Consistente
-15.00	Consistente

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI PER STRATO PER STRATO

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm³]	OCR
0.00	Terreno di Riporto	0.0018	1.00
-3.00	Sabbia	0.0020	1.00
-6.00	Sabbia Limosa	0.0020	1.00
-14.00	Argilla	0.0018	1.00

Risultati medi strato per strato per la prova S.P.T.

Numero strato	N _{spt}	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN/cm ²]	Modulo di taglio [daN/cm ²]	Coesione non drenata [daN/cm ²]	Modulo edometrico [daN/cm ²]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN/cm ²]	Veloc. onde taglio [m/s]
Strato 1	6	0	23	0	0	0	0	0	453	0
Strato 2	8	36	25	151	514	0	53	0	630	0
Strato 3	13	33	28	231	786	0	81	0	963	0
Strato 4	15	0	0	122	0	1.663	0	0	1 133	0

Risultati per la prova S.P.T.

Quote	Numero strato	Nspt	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN/cmq]	Modulo di taglio [daN/cmq]	Coesione non drenata [daN/cmq]	Modulo edometrico [daN/cmq]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN/cmq]	Veloc. onde taglio [m/s]
0.00	Strato 1	16.0	0	30		0	Non calcolat	0	Non calcolat	912-1505	Non calcolat
-1.00		1.0	0	19		0	Non calcolat	0	Non calcolat	57-94	Non calcolat
-2.00		1.0	0	19		0	Non calcolat	0	Non calcolat	57-94	Non calcolat
-3.00	Strato 2	1.0	16	19		237	Non calcolat	6	Non calcolat	57-94	Non calcolat
-4.00		12.0	48	28		623	Non calcolat	76	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-5.00		12.0	43	28		681	Non calcolat	76	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-6.00	Strato 3	12.0	39	28		645	Non calcolat	76	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-7.00		12.0	36	28		686	Non calcolat	76	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-8.00		12.0	34	28		723	Non calcolat	76	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-9.00		12.0	31	28		758	Non calcolat	76	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-10.00		13.0	31	28		812	Non calcolat	82	Non calcolat	741-1223	Non calcolat
-11.00		13.0	30	28		843	Non calcolat	82	Non calcolat	741-1223	Non calcolat
-12.00		14.0	31	29		896	Non calcolat	88	Non calcolat	798-1317	Non calcolat
-13.00		14.0	30	29		925	Non calcolat	88	Non calcolat	798-1317	Non calcolat
-14.00	Strato 4	14.0	0	Non calcolat		0	1.552	0	Non calcolat	798-1317	Non calcolat
-15.00		16.0	0	Non calcolat		0	1.774	0	Non calcolat	912-1505	Non calcolat

CRITERI GENERALI DI PROGETTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE IN BASE AL D.M. 14 GENNAIO 2008

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

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.

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 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 **Tab.(a) e Tab.(b)**, per le azioni e i parametri geotecnici e nella **Tab.(d)** per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle **Tab.(a), Tab.(b) e Tab.(c)**, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

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

Approccio 2:

- (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.

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale **qu** 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.

Tab.(a) Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

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

Tab.(b) Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab.(c) Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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

Tab.(d) Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE ED ORIENTAMENTI PROGETTUALI PER LE FONDAZIONI

Da quanto esposto nei paragrafi precedenti si può affermare che i terreni di fondazione del sito, meglio specificato in oggetto, rappresentati da sabbie e/o sabbie limose, a partire dalla quota di circa 3.0/3.5 mt dal p.c, **risultano idonei** ad ospitare le opere previste dal progetto.

Sono stati asportati i terreni superficiali di riporto, inoltre è consigliabile non incidere con carichi concentrati puntuali, bensì adottare una struttura fondazionale continua a **trave rovescia**.

In relazione a quanto esposto è possibile esprimere un parere circa le condizioni del sito, sotto l'aspetto geosismico e geomeccanico, in funzione della destinazione dei terreni stessi ai fini edificatori.

Si può affermare infatti che, nel complesso, la situazione del sito è caratterizzata da una disposizione orizzontale di livelli sabbiosi e/o sabbie limose.

Gli orizzonti dati dalle sabbie potranno ospitare le strutture fondali e pertanto sono state valutate tutte le condizioni al contorno quali la stabilità, la posizione morfologica, la risposta sismica morfotettonica, ecc.

Nonostante le verifiche di capacità portante e dei cedimenti tratte dalla relazione geotecnica risultano soddisfatte, ma i gravi dissesti rilevati in tutto il Convento e nelle strutture adiacenti, è consigliabile di intervenire con un sistema di fondazioni profonde, attraverso la realizzazione di una scarpa in c.a. da rendere solidale alla parete della facciata del Convento e dal quale partiranno, per una profondità di 10 m una serie di micropali, che consentano di superare lo stato sabbioso e mettere in collegamento il fabbricato con lo strato di argilla maggiormente coesivo e con migliori caratteristiche meccaniche.

L'area in esame, non ricade all'interno di alcuna fascia di rispetto (potenzialmente inondabile) così come individuate all'art.6 comma 8 e all'art.10 comma 3 delle NTA del Piano per l'Assetto idrogeologico della Regione Puglia Per la costante di sottofondo (Winkler) è consigliabile adottare un **K= 1.0/1.5 Kg/cmc**.

Dalla indagine geosismica effettuata (Metodo Indagine Masw), è stato definito una V_{s30} pari a 309.45 **m/s**, quindi si può attribuire al sottosuolo una Cat. **di tipo " C "(180 m/s<Vs30<360 m/s)** ((D.M. 3274 del 20/3/03 e D.M. 14.01.2008 (Nuove Tecniche per le Costruzioni)).