

COMUNE DI BARLETTA

Provincia di BT

Progettista
Architetto Silvano Rizzi

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO
Risanamento e ristrutturazione funzionale degli
spazi ricreativi della struttura sportiva "Lello
Simeone" al servizio delle associazioni sportive
giovanili e delle scuole

Data
SETTEMBRE
2021

Tavola

Elaborati
Relazione Geologica

Scala

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata

BARLETTA

Provincia di Barletta - Andria - Trani

Oggetto

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Risanamento e ristrutturazione funzionale degli spazi ricreativi
della struttura sportiva "Lello Simeone" al servizio delle associazioni
sportive giovanili e delle scuole

DOTT. GEOL. PIETRO
SALVATORE CAPOZZA
VICO SAN PIETRO, N. 9 – 76121
BARLETTA (BT)
Cod. Fisc CPZPRS78M25A883U
P.iva n. 07843850723

Data: SETTEMBRE 2020

Il committente
Amministrazione del
Comune di BARLETTA

Il Progettista
Arch. Silvano RIZZI

Il Progettista delle strutture in C.a
Arch. Silvano RIZZI

IL Geologo
Dott. Geol Pietro Salvatore CAPOZZA

RELAZIONE GEOLOGICA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

INDICE

PREMESSA.....	pag.3
LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI DEL TERRITORIO.....	pag.8
GEOLOGIA DEL TERRITORIO	pag.9
IDROGEOLOGIA.....	pag.13
LITOSTRATIGRAFIA DELL'AREA IN ESAME.....	pag.17
COMPATIBILITA' DELLE PREVISIONI PROGETTUALI CON IL P.A.I.....	pag.18
GIUDIZIO SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	pag.20
SISMICITA'.....	pag.22
RELAZIONE DI CALCOLO PER LA PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (S.P.T.)	pag.24
INDAGINI GEOSIMICHE.....	pag.34
Sismica attraverso metodologia MASW (Software Easy MASW).....	pag.34
CRITERI DI PROGETTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE IN BASE AL D.M. 17 GENNAIO 2018	pag. 41
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE ED ORIENTAMENTI PROGETTUALI PER LE FONDAZIONI	pag. 44

PREMESSA

Lo scrivente, a seguito di incarico ricevuto dall' **Architetto Silvano RIZZI**, per la redazione di uno studio geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico, meglio specificato in oggetto, sito in **Barletta** in **Via Chieffi**, presso lo **Stadio "Lello Simeone"**, ha eseguito una campagna di indagini e prove in situ, al fine di acclarare l'assetto morfologico e geolitologico dell'area prescelta, nonché 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 simili.

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 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 con metodologia MASW (Vs30 equivalente in base al D.M. 17.01.2018 (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 (Norme Tecniche per le Costruzioni),

D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

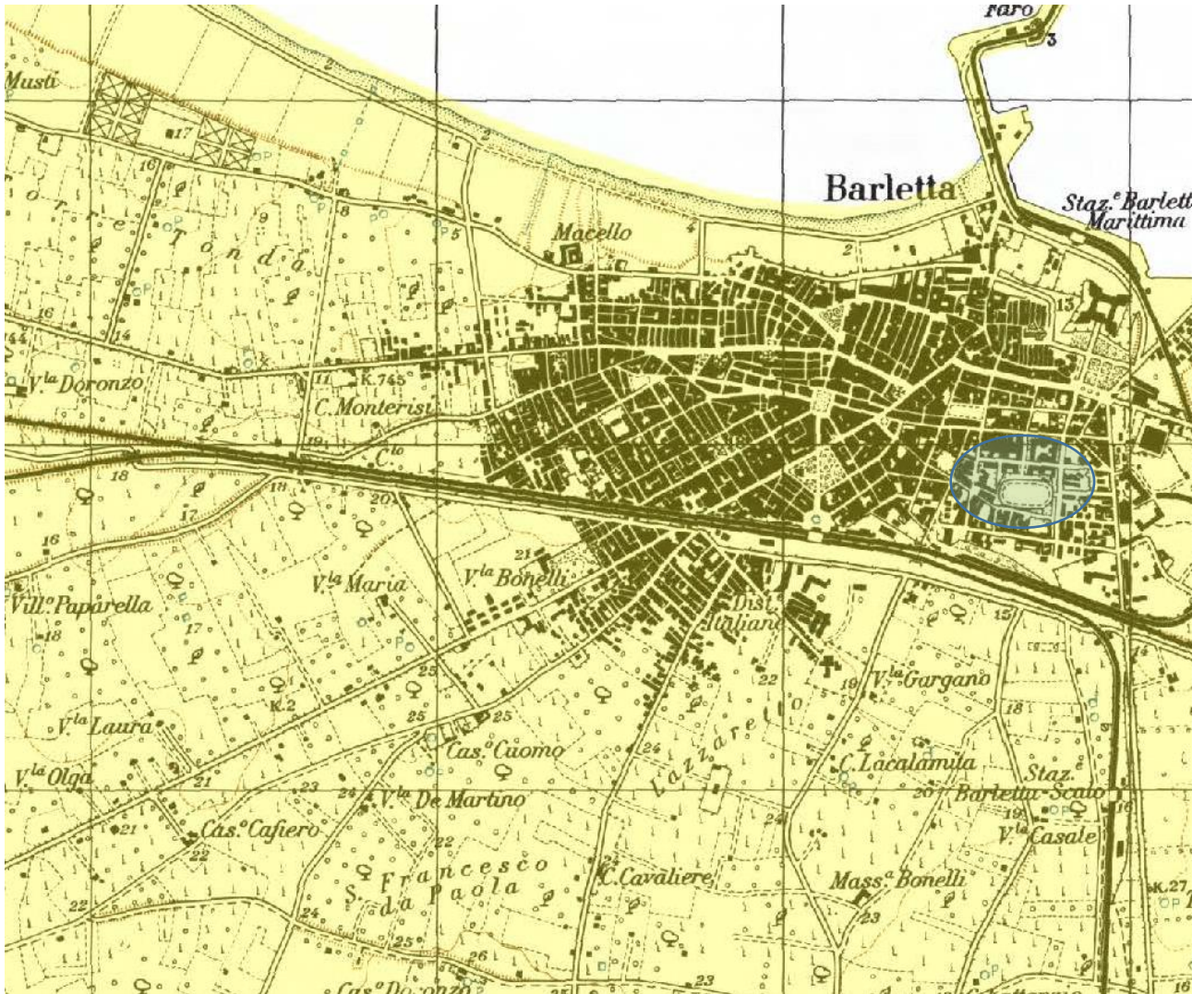
La conoscenza geologica e la caratterizzazione geotecnica del suolo e del sottosuolo, della zona interessata al progetto, sono state ottenute mediante rilievi, indagini geognostiche (scavi e saggi) e prove, basando la scelta dei coefficienti di sicurezza su fattori connessi sia alle proprietà dei terreni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

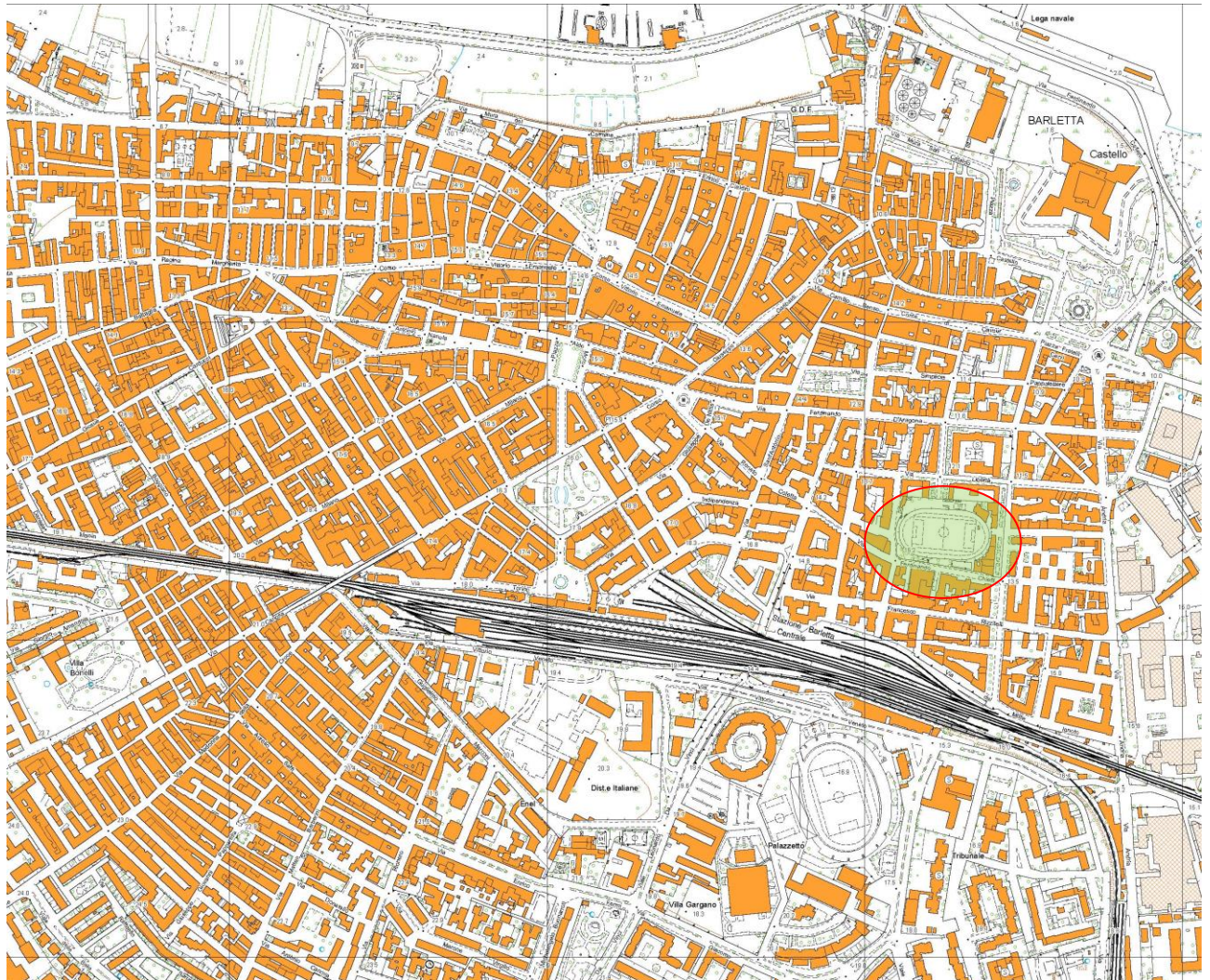
Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata



Ubicazione dell'area su Tavoleta I.G.M. scala 1: 25000

**STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE
REGIONE PUGLIA
BARLETTA - N.423083**



UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE



MASW=PROSPEZIONE GEOSISMICA ATTRAVERSO METODOLOGIA MASW

P1=PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (SPT)

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 pianori, 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 **13-14** metri sul livello mare.

GEOLOGIA DEL TERRITORIO

Indagini geognostiche.

A) Mezzi d'indagine.

- Rilevamento geologico della zona.
- Scavi con mezzi meccanici.
- Sondaggi geognostici.
- Prospezione geosismica con metodologia MASW (Vs30 equivalente in base al D.M. 14.01.2018 (Norme 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 ocreo 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.

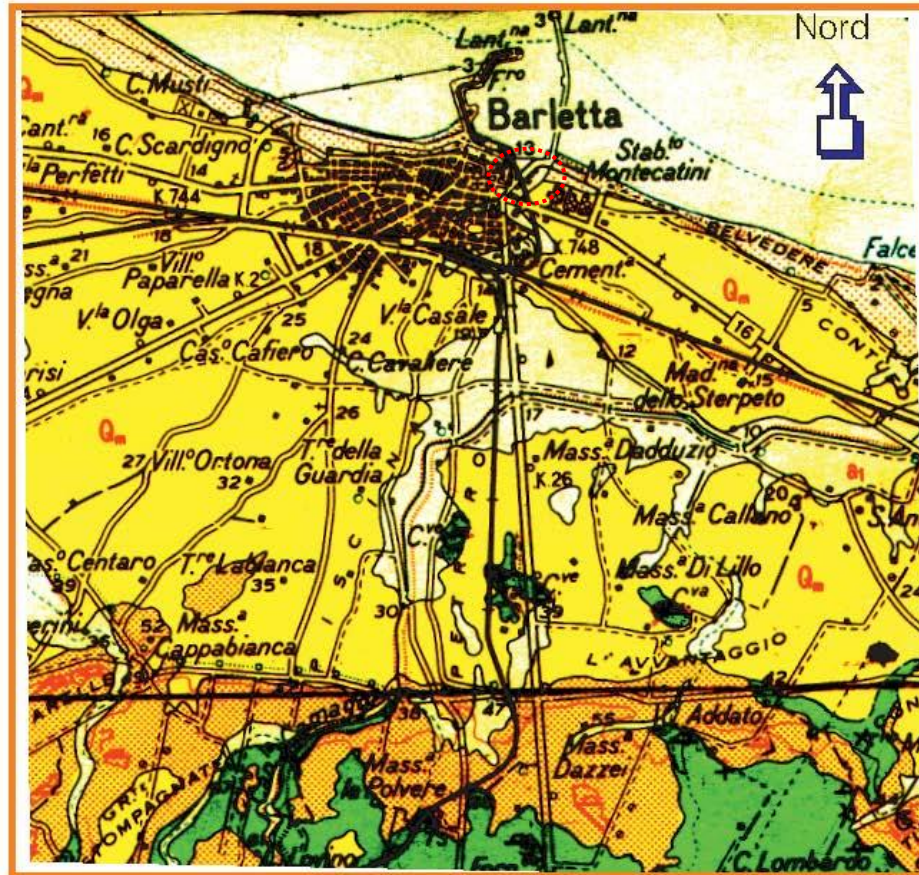
I contatti o limiti geologici del passaggio fra le formazioni plio-pleistoceniche (sabbie) e i depositi alluvionali olocenici sono di difficile individuazione, con il semplice rilevamento di campagna, per la presenza di fitta vegetazione, che riveste la superficie di questi terreni, e di urbanizzazioni 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.

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata

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)


Calcarei


Area dell'intervento

IDROGEOLOGIA

Nel comprensorio comunale (Cotecchia 1995) di Barletta si riconoscono due falde idriche sotterranee, nettamente separate tra loro e distinte per tipologia, ubicazione e geometria degli acquiferi che le contengono.

La prima è parte integrante della ben nota *falda idrica profonda pugliese*: la seconda, dalle portate invero esigue (se raffrontata alla precedente) e qui definita *falda idrica superficiale*.

La *falda idrica profonda pugliese*, nota pure con il termine di falda carsica, ha l'acquifero che coincide con i tipi calcareo-dolomitici del basamento appulo p.p. e le sue principali caratteristiche idrodinamiche dipendono dal grado di fessurazione e carsismo di quest'ultimo ma, soprattutto, dalle strutture plicative e disgiuntive (faglie), pre-plioceniche e neotettoniche, affioranti o sepolte di piattaforma.

In posizione superiore alla *falda idrica profonda pugliese*, e da quest'ultima separata tramite l'interposizione della successione tipo di avanfossa, la *falda idrica superficiale* è ubicata nelle litofacies marine terrazzate ed in quelle fluvio-lacustri ed alluvionali. La peculiarità saliente di detta falda deriva dal suo acquifero che in dipendenza delle eteropie di facies individuate [1: 2] tra tipi clastici caratterizzati da classi notevolmente differenti di permeabilità primaria, può dirsi semi-confinato.

Trattasi quindi di un sistema idrogeologico la cui ricarica è essenzialmente stagionale ed in cui la superficie piezometrica può rinvenirsi ora a pelo libero ora in pressione, in funzione naturalmente delle quantità di acque di infiltrazione efficace.

La situazione testé descritta si evince chiaramente dalla figura 15, dove sono illustrati i dati relativi ai pozzi idrologici (PI e P3) ed a un sondaggio terebrato nell'abitato; si noti che i livelli idrici colà rinvenuti nella copertura quaternaria sono diversi da loro a foro, sia per le differenti profondità di rinvenimento che per le risalite piezometriche misurate.

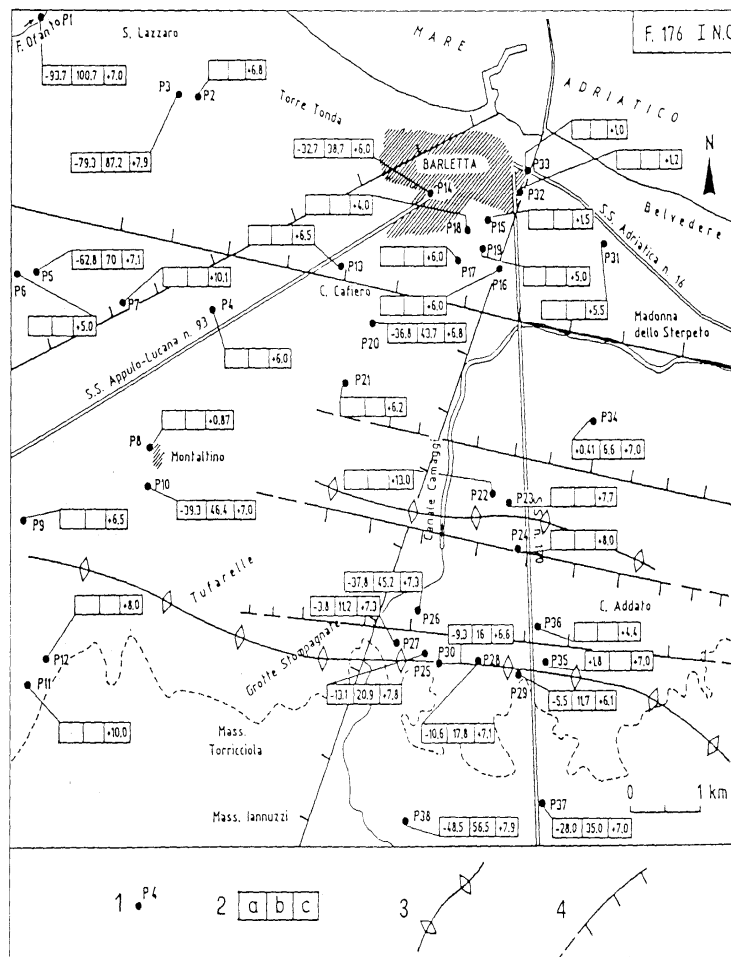


Fig. 14 (Cotecchia 1995) - Pozzi idrologici e strutture tettoniche nella tavoletta Barletta. 1) pozzi; 2a) quota del rinvenimento della falda idrica profonda pugliese(m s.l.m.; 2b) risalita del rinvenimento idrico (m); 2c) livello statico (m s.l.m.); 3) assi di anticlinali; 4) faglie e loro probabili prolungamenti.

Il limite inferiore della *falda idrica superficiale* coincide con gli strati più profondi e praticamente impermeabili delle argille grigio-verdastre (*argille a quadretti*) che, essendo parte integrante dei terreni ascritti alle coperture pleistocenico-oloceniche nonne possono superare lo spessore massimo ricostruito ($H=25$ m). Ciò implica che il rinvenimento della falda, debba variare entro il succitato valore: nell'abitato esso avviene mediamente intorno ai 5-6 m dal piano campagna, ovvero nell'ambito dello stesso ordine di grandezza delle profondità alle quali oggi vengono attestate le strutture di fondazione.

La determinazione sperimentale della Conducibilità Idraulica dei suoli è stata

sempre estremamente complessa, il valore di **K** (Coefficiente di Permeabilità), è risultato affetto da errori di alcuni ordini di grandezza, imputabili alla disomogeneità stratigrafica e granulometrica dei litotipi.

Sulla base del modello geologico-stratigrafico risultano caratterizzate in forma esclusiva da depositi di rocce di origine sabbia argillosa, possono ragionevolmente assumersi valori del coefficiente di permeabilità mediamente prossimi da **10^{-4} cent/s a 10^{-5} cent/s.**

Nell'area di interesse, attualmente, la superficie piezometrica della falda acquifera, in stato di quiete, risulta attestata tra **m 7,00 e m 8,00** dal p.c.

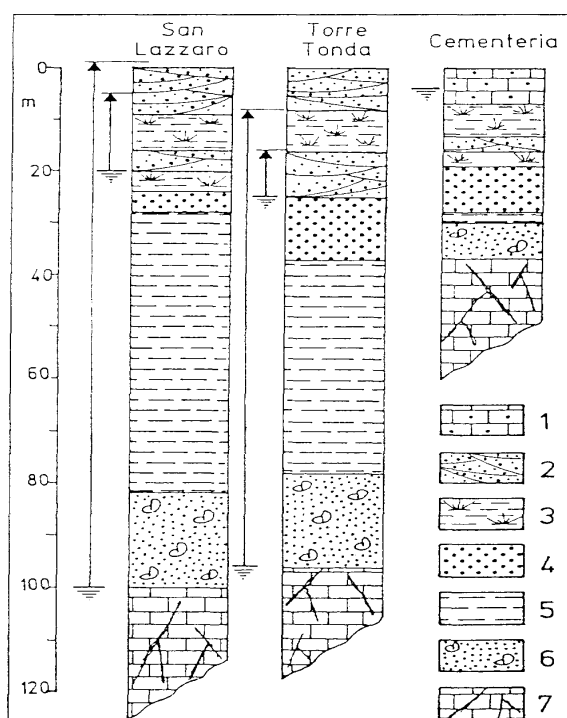
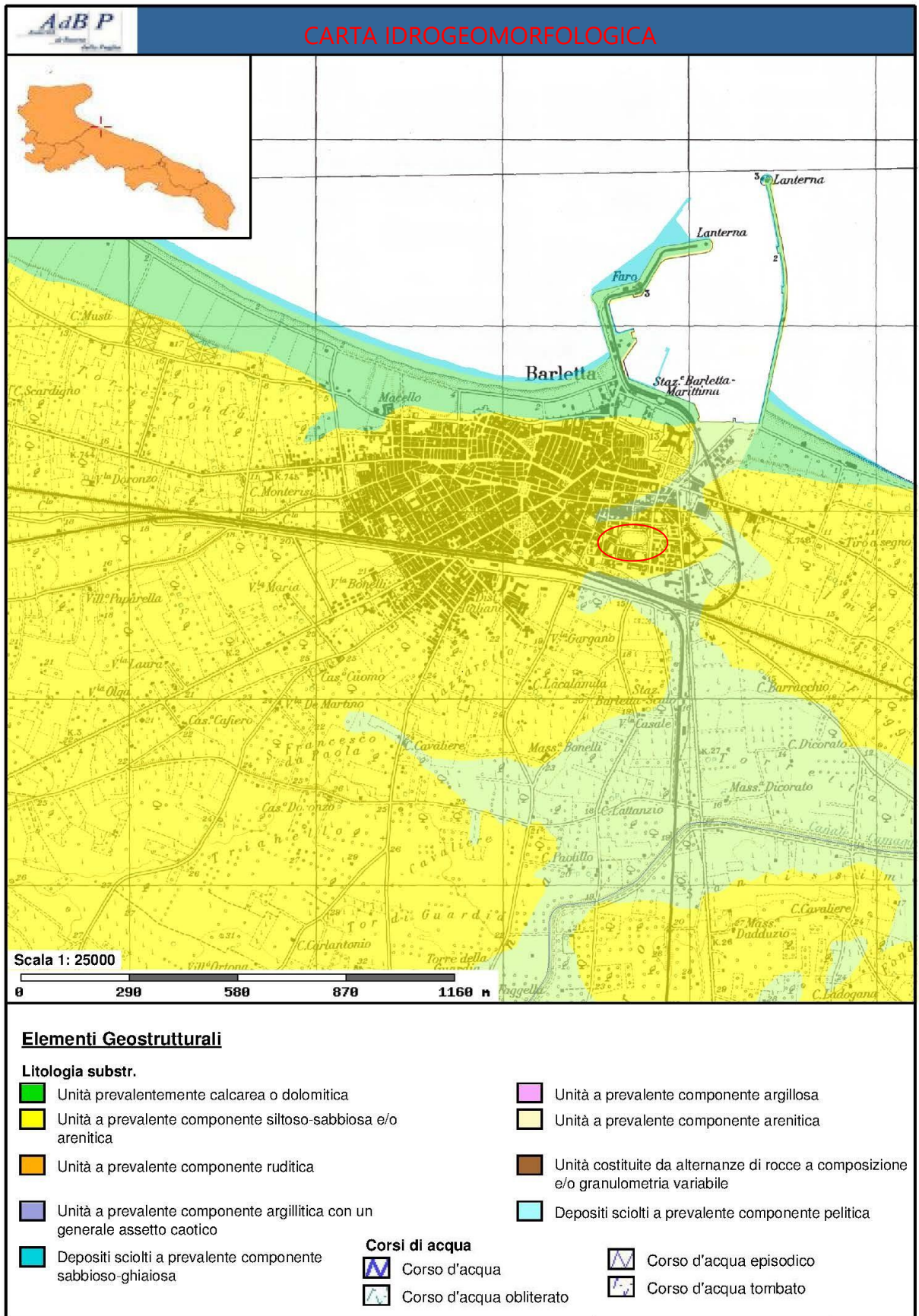


Fig. 15 (Cotecchia 1995) - Correlazione tra le litologie della successione tipo della tavoletta Barletta, la falda idrica profonda pugliese e quella superficiale. 1) calcareniti; 2) sabbie a lamine incrociate e parallele; 3) argille a quadretti; 4) Sabbie di Monte Marano; 5) Argille Subappennine; 6) Calcarenite di Gravina; 7) Calcarea di Bari.

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
 Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata



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 **+ 13,00** 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 - 1,50 m Terreno di riporto

da - 1.50 m a -3,00 m Sabbia Argillosa;

da - 2.00 m a 7.00 m Argilla Sabbiosa;

da - 7,00 m a -32.00 m Argilla – Argilla Limosa.

Il rilevamento della quota della falda è stato effettuato in corrispondenza della prova penetrometrica, tramite la infissione in foro di un tubo piezometrico (forato lateralmente per consentire il deflusso regolare della falda) e la immersione nello stesso di un cavo di rilevamento freatometrico, che ha raggiunto il pelo dell'acqua ad una profondità di 6,5 /7,0m di profondità dal p.c. attuale nel punto investigato.

COMPATIBILITA' DELLE PREVISIONI PROGETTUALI CON IL P.A.I. (Piano per L'assetto Idrogeologico - Regione Puglia)

In merito alle condizioni di regime idraulico e di stabilità dei versanti il Piano di Assetto Idrogeologico, approvato con Delibera Istituzionale n°39 del 30/11/2005 dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia, non individua aree a Pericolosità Idraulica e/o Geomorfologica in corrispondenza del sito oggetto d'intervento progettuale.

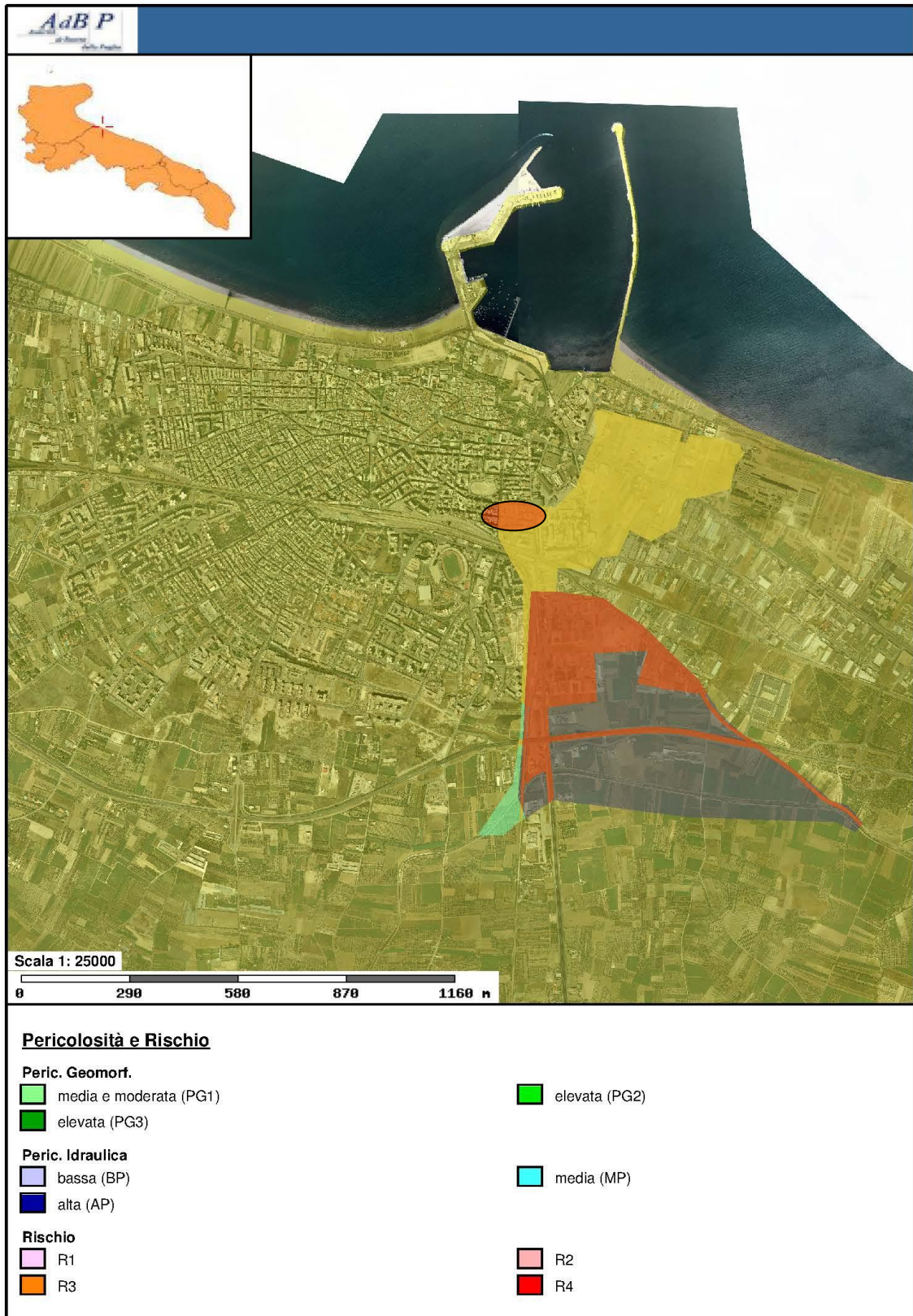
L'Autorità di Bacino della Regione Puglia ha prodotto, quale parte integrante del quadro conoscitivo del nuovo Piano Paesaggistico Territoriale Regionale (adeguato al Decreto Legislativo 42/2004), una Carta Idrogeomorfologica del territorio pugliese. Tale strumento, pur non avendo ancora valore formale in applicazione alle Norme Tecniche di Attuazione del PAI, risulta una valida guida per accertare la presenza e l'andamento del reticolo idrografico sul territorio. A tal proposito, pur essendo presenti sul territorio comunale di **Barletta** alcune porzioni del reticolo idrografico, si è potuto verificare che l'area in esame, oggetto di intervento progettuale, 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.

Pertanto 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).

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata



L'area in esame, oggetto di intervento progettuale, 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.

GIUDIZIO SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Nell'ambito delle verifiche effettuate, poiché i terreni di fondazione risultano prevalentemente costituiti da sabbie negli strati superficiali sabbie argillose 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 media e il tipo di deposito dell'area in esame è di età pleistocenica quindi di conseguenza la suscettibilità di liquefazione è medio - 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 inferiori 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

c) POSIZIONE DEL DEPOSITO SEDIMENTARIO

(pendenza ed inclinazione degli strati e della superficie topografica)

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
 Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata

Per questo criterio si può subito affermare che la zona si trova su un piano altimetrico a pendenza media e gli strati sono in giacitura suborizzontale.

Pertanto: possibilità alla liquefazione

bassa

d) SPESSORE dello strato sottostante le fondazioni e CONDIZIONI DI DRENAGGIO.

Secondo questo criterio la possibilità alla liquefazione aumenta se lo spessore dello strato é superiore ai tre metri con un contorno di strati impermeabili, che evitano il deflusso o drenaggio orizzontale.

La situazione registrata é favorevole al drenaggio libero, sia arealmente che verticalmente in quanto le sabbie presenti son in continuità stratigrafica sia lateralmente che in profondità.

Pertanto: possibilità alla liquefazione

nulla - bassa

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE METODI TABELLARI

TIPOLOGIA DEL DEPOSITO	ETA' DEL DEPOSITO			
	< 500 anni	5 to 10000	Pleistocene	Pre-Pleistocene
	<i>Depositi Continentali</i>			
Canali fluviali	Molto Alta	Alta	Bassa	Molto Bassa
Pianure di deposizione	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Praterie e conoscioli alluvionali	Moderata	Bassa	Bassa	Molto Bassa
Sabbie e limi (alluviali)	---	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Fluviali	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Lagune	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Coluvioni	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Scorie	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Rupe	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Loess	Alta	Alta	Molto Bassa	Molto Bassa
Organici	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Tufi	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Tufi	Alta	Alta	Spesso-chiusa	Spesso-chiusa
Terrati residui	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Scorie	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
	<i>Zone Costiere</i>			
Fluviali	Molto Alta	Alta	Bassa	Molto Bassa
Altri laghi	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Di spiagge con elevata energia delle onde	Moderata	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Di spiagge con bassa energia delle onde	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Lagunali	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Litorali	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
	<i>Piemontani Apenninici</i>			
Non compatibili	Molto Alta	---	---	---
Compatibili	Bassa	---	---	---

UNITA' STRATIGRAFICA	PROFONDITA' DELLA FALDA		
	< 9 m	9-15 m	> 15 m
<i>Olocene recente</i>	Forte	Debole	Molto Debole
<i>Altro Olocene</i>	Moderata	Debole	Molto Debole
<i>Pleistocene recente</i>	Debole	Debole	Molto Debole
<i>Pleistocene antico e depositi anteriori</i>	Molto Debole	Molto Debole	Molto Debole

Valutazione della suscettibilità alla liquefazione in funzione della profondità della falda (Youd e Holtz, 1978)



UNITA' GEOMORFOLOGICHE	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
Arrecci naturali e passati Fiumi Arre difensivi Piani inondabili	LIQUEFAZIONE PROBABILE
Argini naturali Dune di sabbia Piani inondabili Spiagge Altre Piani	LIQUEFAZIONE POSSIBILE
Terracci Colline Montagne	LIQUEFAZIONE NON PROBABILE

Valutazione della suscettibilità alla liquefazione in funzione della morfologia (Youd e Holtz, 1978)

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. 17 gennaio 2018, 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 Vs30 equivalente pari a **299.74 m/s** congruente con la descrizione stratigrafica secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2018, 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.)

Figura 1.1

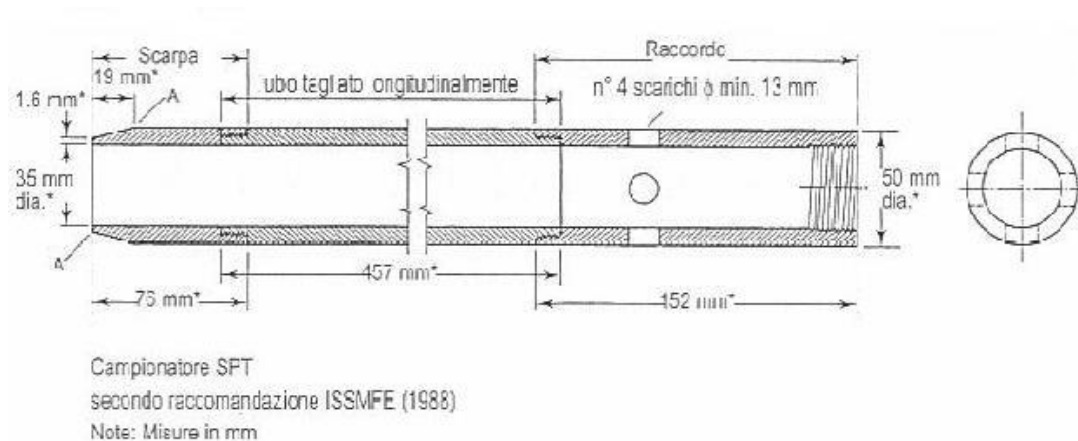


Figura 1.1: Campionatore per la prova Standard Penetration Test (S.P.T.).

Stratigrafia

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

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
0.00	TERRENO DI RIPORTO	0.0018	1.00
-1.50	SABBIA ARGILLOSA	0.0019	1.00
-3.00	ARGILLA SABBIOSA	0.0018	1.00
-7.00	ARGILLA - ARGILLA LIMOSA	0.0018	1.00

Tabella 1.1: Stratigrafia del sito.

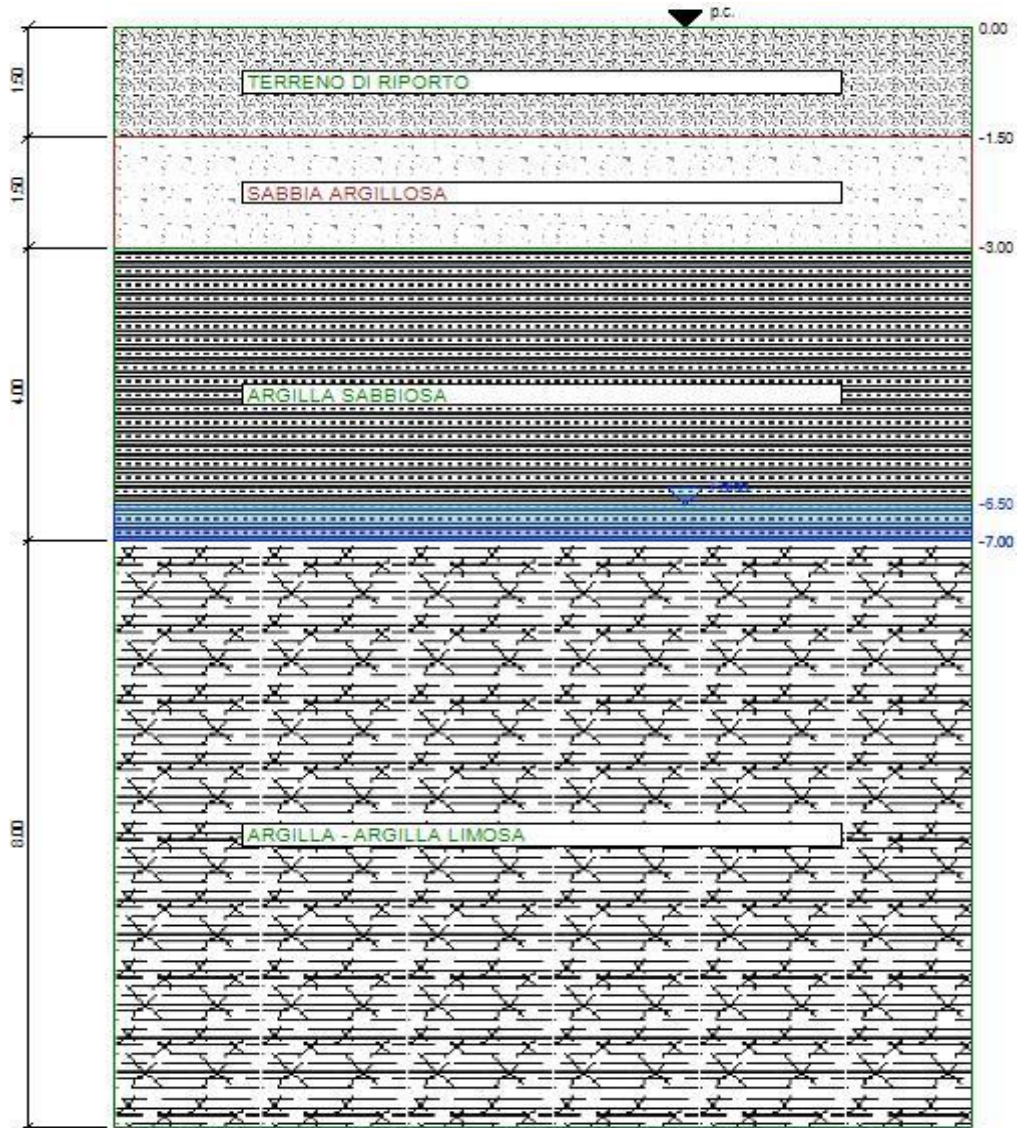


Figura 1.2: Stratigrafia del sito.

La tabella seguente riporta l'andamento della tensione totale.

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	0.55	0.55	0.00
-4.00	0.73	0.73	0.00
-5.00	0.91	0.91	0.00
-6.00	1.09	1.09	0.00
-7.00	1.27	1.22	0.05
-8.00	1.45	1.45	0.00
-9.00	1.63	1.63	0.00
-10.00	1.81	1.81	0.00
-11.00	1.99	1.99	0.00

-12.00	2.17	2.17	0.00
-13.00	2.35	2.35	0.00
-14.00	2.53	2.53	0.00

Tabella 1.2: Andamento pressioni.

E' presente una falda tra la quota -6.50 m e la quota -7.00 m

Dati prova

L'operatore Nome 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 4 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
-1.00	3	0.400	4.0
-2.00	14	0.400	4.0
-4.00	16	0.400	4.0
-8.00	19	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 Dr

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	40	37	28	43	0	37
-2.00	70	75	72	50	78	75	70
-3.00	62	73	69	45	73	69	65
-4.00	56	71	67	43	70	66	62
-5.00	52	69	64	43	68	64	60
-6.00	49	67	62	43	66	62	58
-7.00	0	66	61	43	66	0	59
-8.00	0	64	59	43	64	0	58
-9.00	0	0	0	0	0	0	0
-10.00	0	0	0	0	0	0	0
-11.00	0	0	0	0	0	0	0
-12.00	0	0	0	0	0	0	0
-13.00	0	0	0	0	0	0	0
-14.00	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 1.4: risultati del calcolo per la Densità relativa.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO Fi

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]

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata

- ☐ Peck, Hansen e Thorburn (1974) - [PHT]
- ☐ Owasaki e Iwasaki - [O&I]
- ☐ Sowers (1961) - [SOW]
- ☐ Meyerhof (1965) (<5% limo) - [M<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	0	0	0	0	0	0	0
-1.00	21	28	28	0	0	0	0
-2.00	29	31	31	0	32	35	30
-3.00	29	31	31	0	32	35	30
-4.00	30	31	31	0	32	35	31
-5.00	30	32	31	0	32	36	31
-6.00	30	32	32	0	32	36	31
-7.00	31	32	32	0	0	0	0
-8.00	31	32	32	0	0	0	0
-9.00	0	0	0	0	0	0	0
-10.00	0	0	0	0	0	0	0
-11.00	0	0	0	0	0	0	0
-12.00	0	0	0	0	0	0	0
-13.00	0	0	0	0	0	0	0
-14.00	0	0	0	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	0
-1.00	25	0	31	29	0	0	27
-2.00	45	0	40	41	38	26	34
-3.00	40	40	39	40	37	25	34
-4.00	40	40	38	39	36	25	34
-5.00	40	40	38	38	35	25	34
-6.00	40	40	37	38	35	24	34
-7.00	40	40	37	37	0	0	36
-8.00	40	40	37	37	0	0	36
-9.00	0	0	0	0	0	0	0
-10.00	0	0	0	0	0	0	0
-11.00	0	0	0	0	0	0	0

-12.00	0	0	0	0	0	0	0
-13.00	0	0	0	0	0	0	0
-14.00	0	0	0	0	0	0	0

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/cm ²] - Tabella 1 -					
Quota [m]	Stroud	Burland & Burbridge	Jamiolkoski	Tornaghi	Schmertmann
0.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-1.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-2.00	253 - 253	304 - 468	100	249	99
-3.00	271 - 271	335 - 514	111	0	106
-4.00	289 - 289	367 - 563	121	0	114
-5.00	303 - 303	392 - 601	129	0	119
-6.00	317 - 317	417 - 640	136	0	124
-7.00	149 - 149	444 - 679	0	0	0
-8.00	155 - 155	471 - 720	0	0	0
-9.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-10.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-11.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-12.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata

-13.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-14.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0

MODULO ELASTICO [daN/cm ²] - Tabella 2 -				
Quota [m]	D'Apollonia	Schultze & Mezembach	Webb	Media
0.00	0	0	0	0
-1.00	0	0	0	0
-2.00	0	0	56	190
-3.00	0	0	0	228
-4.00	0	0	0	247
-5.00	0	0	0	262
-6.00	0	0	0	276
-7.00	0	0	0	355
-8.00	0	0	0	375
-9.00	0	0	0	0
-10.00	0	0	0	0
-11.00	0	0	0	0
-12.00	0	0	0	0
-13.00	0	0	0	0
-14.00	0	0	0	0

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/cm ²]				
Quota [m]	Otha & Goto	Ohsaki & Iwasaki	Crespellani & Vannucchi	Media
0.00	0	0	0	0
-1.00	0	0	0	0
-2.00	406	0	382	394
-3.00	475	0	398	436
-4.00	545	0	414	480
-5.00	605	0	426	516
-6.00	660	0	438	549
-7.00	0	0	0	0
-8.00	0	0	0	0
-9.00	0	0	0	0
-10.00	0	0	0	0
-11.00	0	0	0	0

-12.00	0	0	0	0
-13.00	0	0	0	0
-14.00	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/cm ²]					
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	0.891	0.000	0.891
-4.00	0.000	0.000	0.951	0.000	0.951
-5.00	0.000	0.000	0.995	0.000	0.995
-6.00	0.000	0.000	1.040	0.000	1.040
-7.00	0.000	2.023	0.000	0.809	1.416
-8.00	0.000	2.106	0.000	0.843	1.474
-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	0.000	0.000	0.000	0.000

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/cm ²]			
Quota [m]	Farrent	Menzebach e Malcev	Media
0.00	0	0	0
-1.00	0	0	0
-2.00	88	81	84
-3.00	94	84	89
-4.00	101	88	94
-5.00	105	90	98

-6.00	110	92	101
-7.00	0	0	0
-8.00	0	0	0
-9.00	0	0	0
-10.00	0	0	0
-11.00	0	0	0
-12.00	0	0	0
-13.00	0	0	0
-14.00	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:

MODULO ELASTICO NON DRENATO [daN/cm ²]	
Quota [m]	Stroud
0.00	0 - 0
-1.00	171 - 282
-2.00	798 - 1 317
-3.00	855 - 1 411
-4.00	912 - 1 505
-5.00	954 - 1 575
-6.00	997 - 1 646
-7.00	1 040 - 1 717
-8.00	1 083 - 1 787
-9.00	0 - 0
-10.00	0 - 0
-11.00	0 - 0
-12.00	0 - 0
-13.00	0 - 0
-14.00	0 - 0

☐ Stroud (1989)

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

VALUTAZIONE GRADO DI ADDENSAMENTO

VALUTAZIONE GRADO DI ADDENSAMENTO	
Quota [m]	Raccomandazioni A.G.I.
0.00	Non valutata
-1.00	Non valutata
-2.00	Moder. addensato
-3.00	Moder. addensato
-4.00	Moder. addensato

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata

-5.00	Moder. addensato
-6.00	Moder. addensato
-7.00	Molto consistente
-8.00	Molto consistente
-9.00	Privo di consistenza
-10.00	Privo di consistenza
-11.00	Privo di consistenza
-12.00	Privo di consistenza
-13.00	Privo di consistenza
-14.00	Privo di consistenza

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

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI PER STRATO

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
0.00	TERRENO DI RIPORTO	0.0018	1.00
-1.50	SABBIA ARGILLOSA	0.0019	1.00
-3.00	ARGILLA SABBIOSA	0.0018	1.00
-7.00	ARGILLA - ARGILLA LIMOSA	0.0018	1.00

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

Numero strato	Nspt	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	2	0	21	0	0	0	0	0	227	0
Strato 2	14	70	29	253	406	0	88	0	1 058	0
Strato 3	16	55	0	295	571	0.969	89	0	1 232	0
Strato 4	5	0	0	152	0	2.065	0	0	1 407	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	0.0	0	0		0	Non calcolat	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-1.00		3.0	0	21		0	Non calcolat	0	Non calcolat	171-282	Non calcolat
-2.00	Strato 2	14.0	70	29		406	Non calcolat	88	Non calcolat	798-1317	Non calcolat
-3.00	Strato 3	15.0	62	Non calcolat		475	0.891	84	Non calcolat	855-1411	Non calcolat
-4.00		16.0	56	Non calcolat		545	0.951	88	Non calcolat	912-1505	Non calcolat
-5.00		16.8	52	Non calcolat		605	0.995	90	Non calcolat	954-1575	Non calcolat
-6.00		17.5	49	Non calcolat		660	1.040	92	Non calcolat	997-1646	Non calcolat
-7.00	Strato 4	18.3	0	Non calcolat		0	2.023	0	Non calcolat	1040-1717	Non calcolat
-8.00		19.0	0	Non calcolat		0	2.106	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat
-9.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-10.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-11.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-12.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-13.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-14.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat

INDAGINI SIMICHE

Sismica attraverso metodologia MASW (Software Easy MASW)

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- ☐ **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- ☐ **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- ☐ **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- ☐ **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

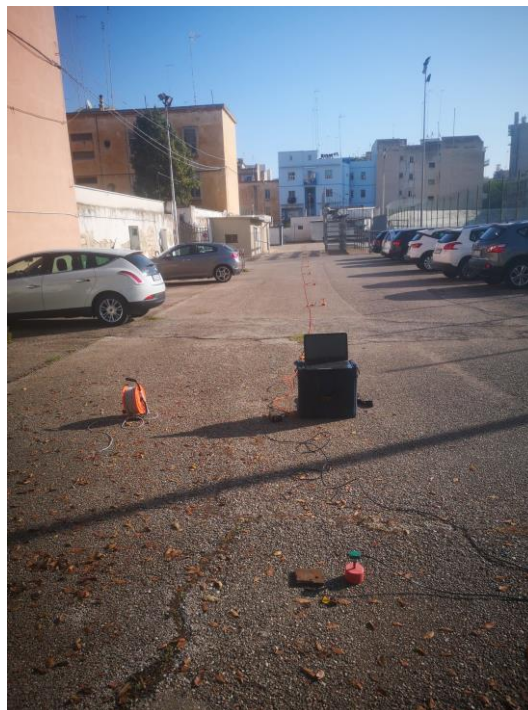
Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

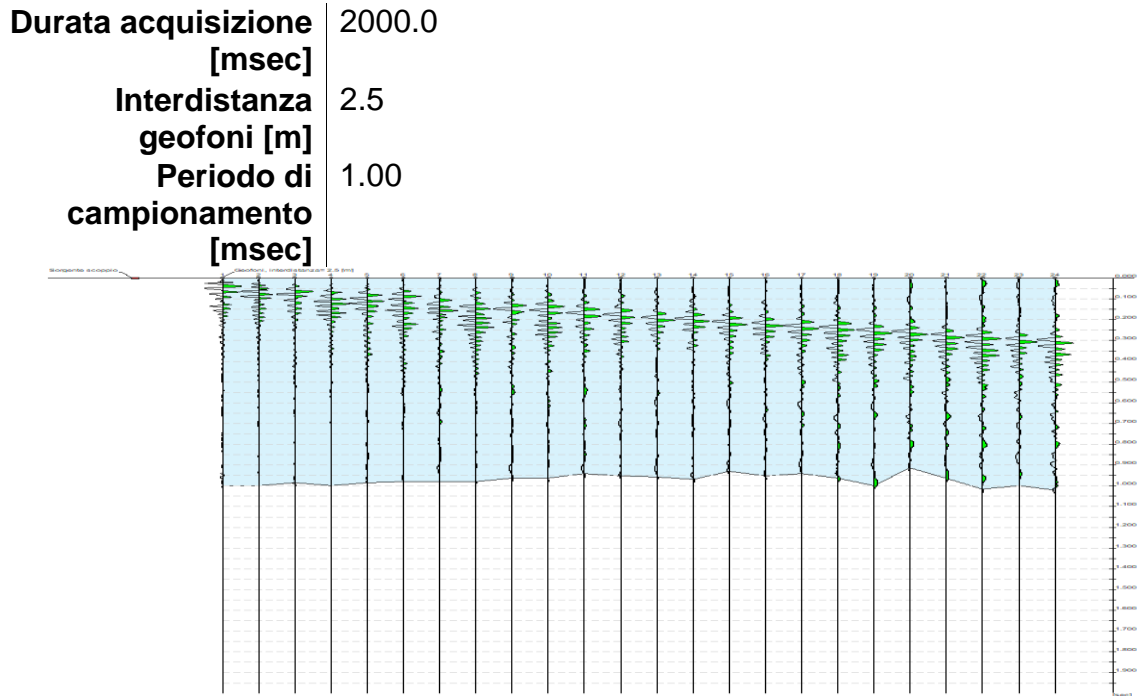
Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.



Tracce

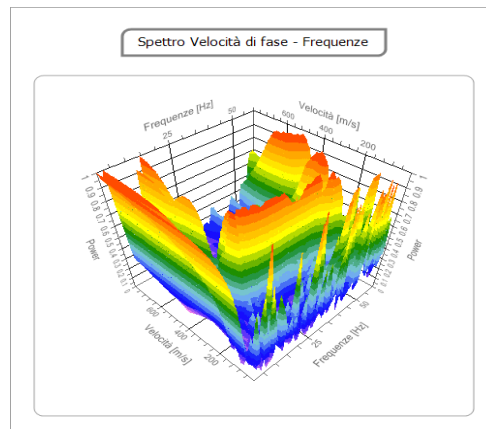
Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
 Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata



Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz] 1
Frequenza massima di elaborazione [Hz] 60
Velocità minima di elaborazione [m/sec] 1
Velocità massima di elaborazione [m/sec] 800
Intervallo velocità [m/sec] 1



Curva di dispersione

n.	Frequenza	Velocità	Modo
----	-----------	----------	------

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
 Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata

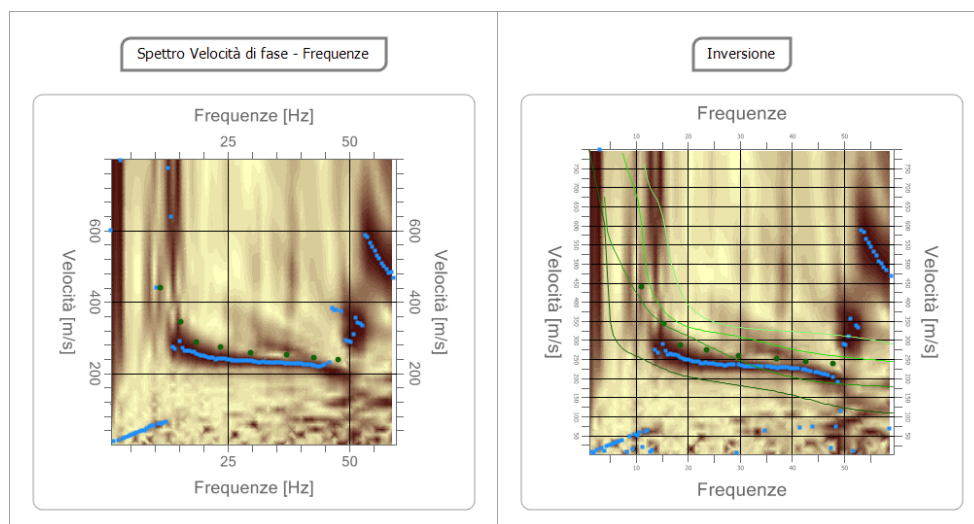
	[Hz]	[m/sec]	
1	11.7	384.4	0
2	16.8	308.3	0
3	24.2	243.9	0
4	30.6	208.8	0
5	36.6	182.5	0
6	44.4	159.0	0
7	51.2	144.4	0
8	57.7	132.7	0

Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	TERRENO DI RIPOSO CROSTA CARBONATICA	2.00	2.00	1700.0	0.45	No	461.2	139.1
2	SABBIA ARGILLOSA	8.00	6.00	1900.0	3.00	No	174.7	195.4
3	ARGILLA - ARGILLA LIMOSA	14.00	6.00	1800.0	0.40	No	613.4	250.4
4	SABBIA - SABBIA ARGILLOSA	24.00	10.00	1900.0	0.30	Si	622.4	332.7
5	ARGILLA	32.00	8.00	1800.0	0.40	No	1001.3	408.8
6		oo	oo	1800.0	0.40	No	1311.1	535.3

Percentuale di errore
 Fattore di disadattamento della soluzione

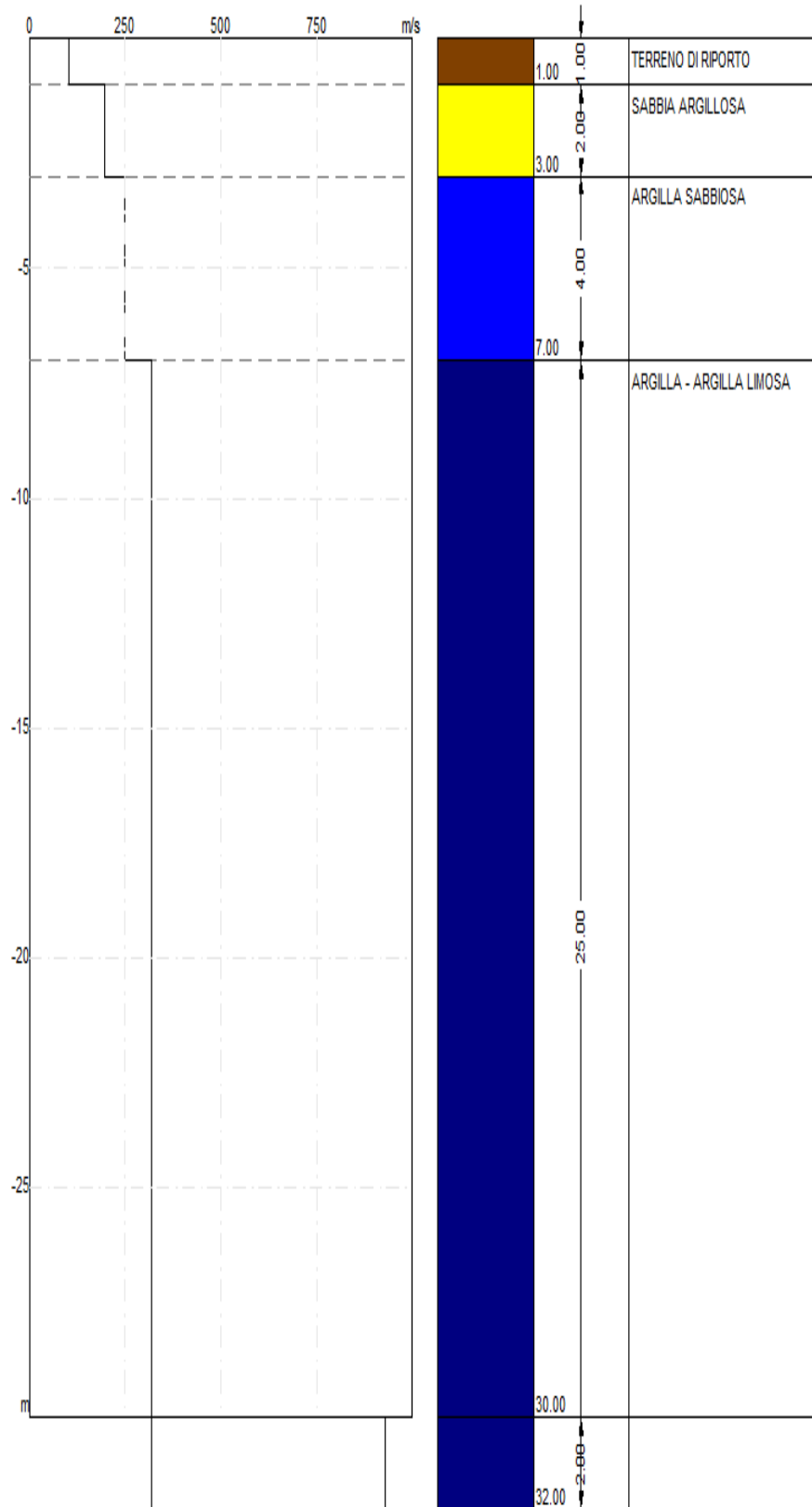
4.258 %
 0.357



Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata

SISMOSTRATIGRAFIA



Risultati

Profondità piano di posa [m]	1.50
Vs30 equivalente [m/sec]	299.74
Categoria del suolo	C

Suolo di tipo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Altri parametri geotecnici:

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/m ³]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	1.00	1.00	102.02	338.36	1700.00	0.45	17.69	194.63	171.04	51.31	22	25.82
2	3.00	2.00	195.48	365.72	1900.00	0.30	72.61	254.13	157.32	188.78	N/A	678.03
3	7.00	4.00	250.37	521.19	1800.00	0.35	112.83	488.94	338.50	304.65	N/A	2351.25
4	32.00	25.00	320.52	785.11	1800.00	0.40	184.92	1109.52	862.96	517.78	N/A	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young (Modulo Elastico Statico).

CRITERI DI PROGETTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE IN BASE AL D.M. 17 GENNAIO 2018

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.

Le 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 uniaassiale **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_E)	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_{Q1}	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

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 argillose – argille sabbiose, **risultano idonei** ad ospitare le opere previste dal progetto.

Saranno asportati i terreni superficiali di riporto e/o crosta carbonatica, inoltre è consigliabile non incidere con carichi concentrati puntuali, bensì adottare una struttura fondazionale continua.

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 di sabbie argillose e/o argille sabbiose.

Gli orizzonti dati dalla sabbia argillosa e/o argilla sabbiosa 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.

Si raccomanda inoltre di mantenere i carichi trasmessi dalle fondazioni fino a valori inferiori a quelli ammissibili, ricavabili dai parametri geotecnici riportati (peraltro espressi in Dall'esame dei parametri geomeccanici prelevati dalle elaborazione dei dati delle prove penetrometriche, confrontati con il calcolo della capacità portante e dalla verifica dei presumibili cedimenti tratti dalla relazione geotecnica, è consigliabile applicare al terreno in base il D.M 17/01/2018 per una fondazione continua, per piano di posa a partire a **-1.00/-1.50 m** dal p.s. attuale.

Per la costante di sottofondo (Winkler) è consigliabile adottare un **K= 2.0 Kg/cmc**. Dalla indagine geosismica effettuata (Metodo Indagine Masw), è stato definito una Vs30 pari a **294.74 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. 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni).**

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI PER STRATO

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
0.00	TERRENO DI RIPORTO	0.0018	1.00
-1.50	SABBIA ARGILLOSA	0.0019	1.00
-3.00	ARGILLA SABBIOSA	0.0018	1.00
-7.00	ARGILLA - ARGILLA LIMOSA	0.0018	1.00

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

Numero strato	Nspt	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	2	0	21	0	0	0	0	0	227	0
Strato 2	14	70	29	253	406	0	88	0	1 058	0
Strato 3	16	55	0	295	571	0.969	89	0	1 232	0
Strato 4	5	0	0	152	0	2.065	0	0	1 407	0

Risultati per la prova S.P.T.

Quote	Numero strato	Nspt	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]
0.00	Strato 1	0.0	0	0		0	Non calcolat	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-1.00		3.0	0	21		0	Non calcolat	0	Non calcolat	171-282	Non calcolat
-2.00	Strato 2	14.0	70	29		406	Non calcolat	88	Non calcolat	798-1317	Non calcolat
-3.00	Strato 3	15.0	62	Non calcolat		475	0.891	84	Non calcolat	855-1411	Non calcolat
-4.00		16.0	56	Non calcolat		545	0.951	88	Non calcolat	912-1505	Non calcolat
-5.00		16.8	52	Non calcolat		605	0.995	90	Non calcolat	954-1575	Non calcolat
-6.00		17.5	49	Non calcolat		660	1.040	92	Non calcolat	997-1646	Non calcolat
-7.00	Strato 4	18.3	0	Non calcolat		0	2.023	0	Non calcolat	1040-1717	Non calcolat
-8.00		19.0	0	Non calcolat		0	2.106	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat
-9.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-10.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-11.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-12.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-13.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat
-14.00		0.0	0	Non calcolat		0	0.000	0	Non calcolat	0	Non calcolat

Parametri Elasto- Dinamici attraverso metodologia MASW:

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/m ³]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	1.00	1.00	102.02	338.36	1700.00	0.45	17.69	194.63	171.04	51.31	22	25.82

Dott. Geol. Pietro Salvatore Capozza

Vico San Pietro n.9 - 76121 - Barletta-P.I.07843850723 - C.F.CPZPRS78M25A883U
Servizi di Geologia-Geotecnica-Geologia Applicata

2	3.00	2.00	195.48	365.72	1900.00	0.30	72.61	254.13	157.32	188.78	N/A	678.03
3	7.00	4.00	250.37	521.19	1800.00	0.35	112.83	488.94	338.50	304.65	N/A	2351.25
4	32.00	25.00	320.52	785.11	1800.00	0.40	184.92	1109.52	862.96	517.78	N/A	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young (Modulo Elastico Statico).

BARLETTA

Provincia di Barletta - Andria - Trani

Oggetto

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Risanamento e ristrutturazione funzionale degli spazi ricreativi
della struttura sportiva "Lello Simeone" al servizio delle associazioni
sportive giovanili e delle scuole

DOTT. GEOL. PIETRO SALVATORE
CAPOZZA

VICO SAN PIETRO, N. 9 – 76121
BARLETTA (BT)

Cod. Fisc CPZPRS78M25A883U P.iva
n. 07843850723

Data: SETTEMBRE 2020

Il committente

Amministrazione del
Comune di BARLETTA

Il Progettista

Arch. Silvano RIZZI

Il Progettista delle strutture in C.a

Arch. Silvano RIZZI

IL Geologo

Dott. Geol Pietro Salvatore CAPOZZA

RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

1 PREMESSA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare il *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la *pericolosità sismica di base* per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel caso specifico $V_N = 75$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1.0$;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso III** a cui è associato il coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

Ricavati i valori di V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:

$$V_R = 75 * 1.5 = 112.5 \text{ anni.}$$

3 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Tabella 3.1- Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è $V_R = 112.5$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Tabella 3.2- Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 68$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 113$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 1068$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 2193$

4 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

GeoStru - XXXX, 00000, XXXX, (XX) - Tel.00000, Fax:0000, e-mail:info@geostru.eu, web:www.geostru.eu

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
 T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

- a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1
- F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'Allegato B delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Tabella 4.1- Stralcio della tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre p_1, p_2 è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno T_{R1}, T_{R2} .

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici

della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo vertice della suddetta maglia.

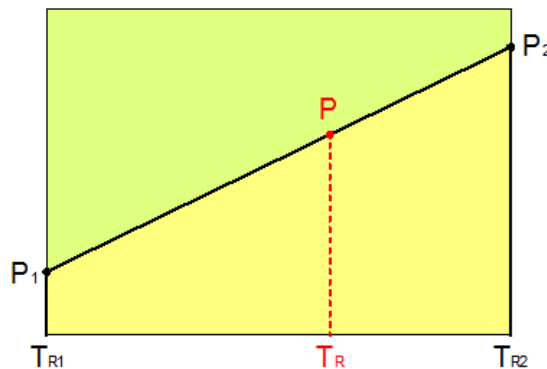


Figura 4.1 - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2

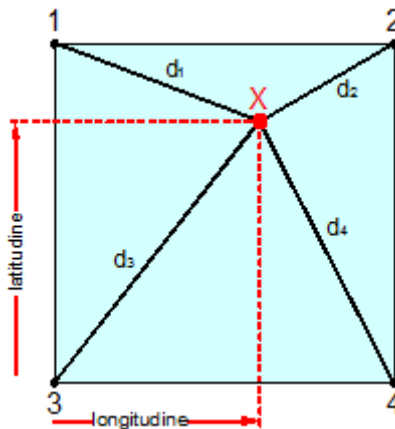


Figura 4.2 - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

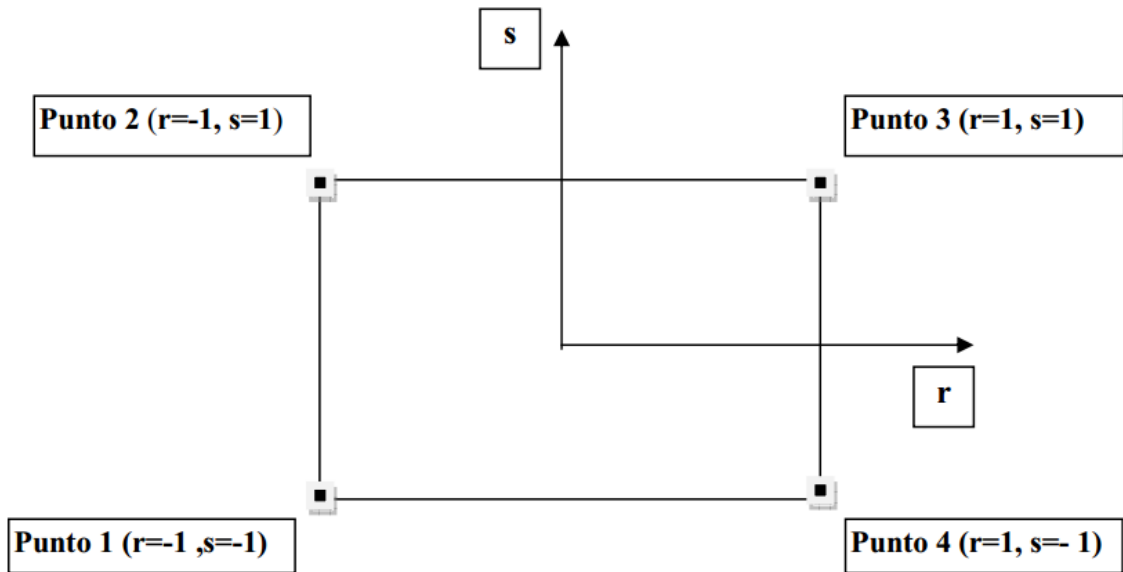


Figura 4.3 - Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x , y di un punto generico e le coordinate r , s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s , si determinano i parametri a_g , F_0 , T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

5 Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

5.1 Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

5.2 Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1- Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto a_g/g . S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

$$\mathbf{T1: } S_T = 1.0; \mathbf{T2: } S_T = 1.20; \mathbf{T3: } S_T = 1.20; \mathbf{T4: } S_T = 1.40.$$

5.3 Fronti scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

5.4 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.6)$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati di seguito.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di in Figura 5.2.

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

5.5 Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{\max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} \quad (5.8)$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

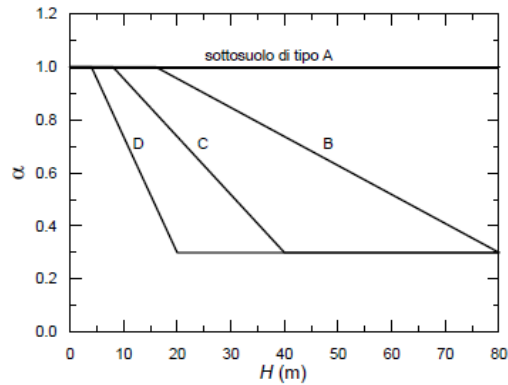


Figura 5.1 - *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .*

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ si ha $\beta = 1$; $u_s \leq 0.005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \cdot a_{\max}/g$

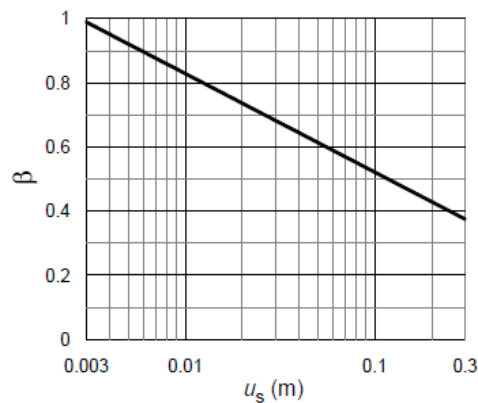


Figura 5.2 - *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .*

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

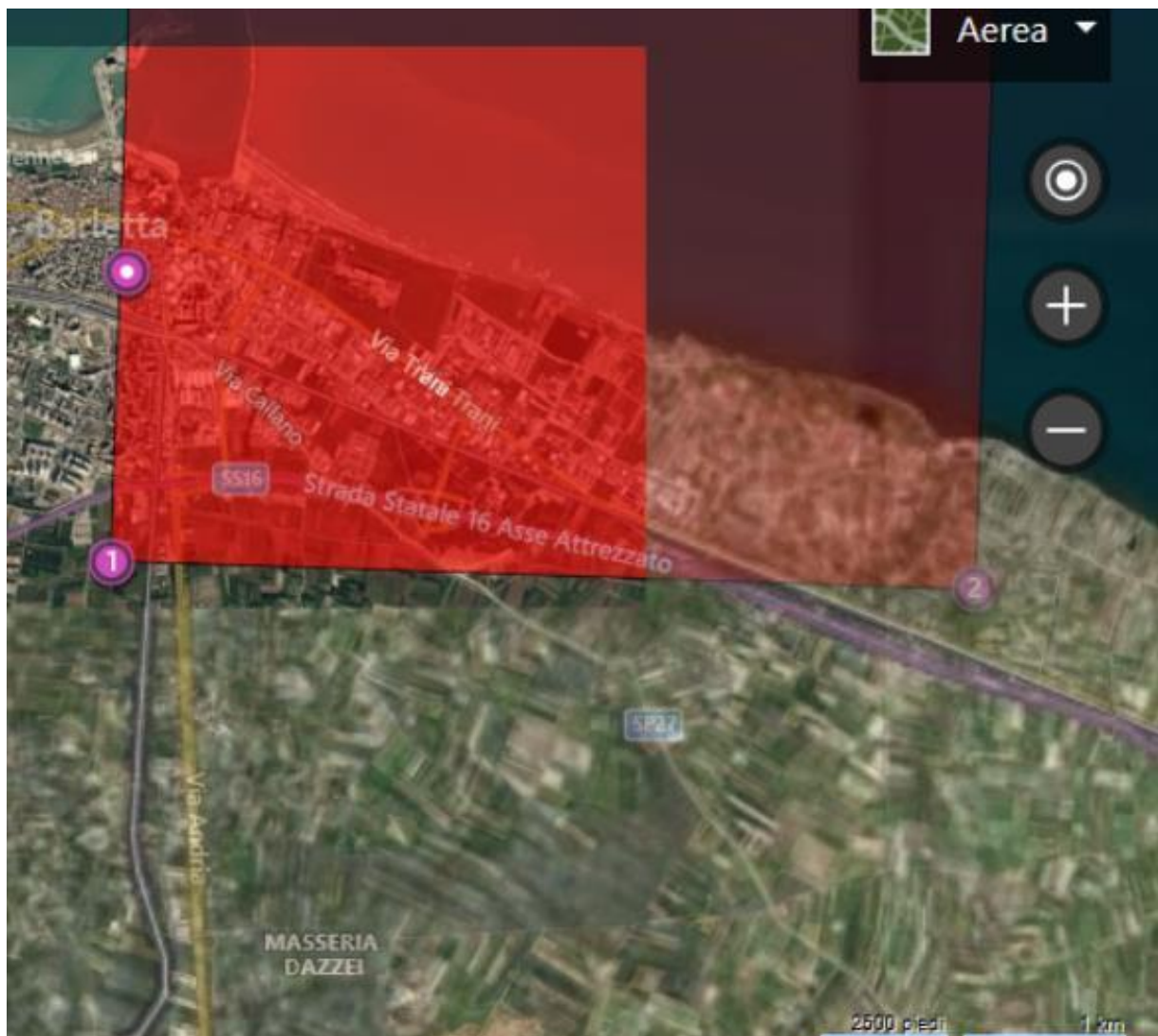
dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Data: 20/09/2020



Vita nominale (Vn): 75 [anni]
Classe d'uso: III
Coefficiente d'uso (Cu): 1.5
Periodo di riferimento (Vr): 112.5 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 68 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD: 113 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV: 1068 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC: 2193 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 41.3163948 [°]

GeoStru - XXXX, 00000, XXXX, (XX) - Tel.00000, Fax:0000, e-mail:info@geostru.eu,
web:www.geostru.eu

Longitudine (WGS84): 16.2860909 [°]
 Latitudine (ED50): 41.3173676 [°]
 Longitudine (ED50): 16.2869225 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	31011	41.300710	16.285710	1854.95
2	31012	41.299060	16.352220	5821.57
3	30790	41.349030	16.354450	6647.14
4	30789	41.350690	16.287880	3706.20

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.038	2.526	0.267
	50	0.048	2.562	0.293
SLO	68	0.057	2.526	0.317
	72	0.059	2.519	0.321
	101	0.070	2.523	0.334
SLD	113	0.073	2.531	0.340
	140	0.080	2.547	0.350
	201	0.098	2.495	0.362
	475	0.148	2.566	0.361
	975	0.208	2.438	0.403
SLV	1068	0.217	2.428	0.404
SLC	2193	0.305	2.355	0.416
	2475	0.323	2.343	0.418

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.036	2.517	0.262
	50	0.047	2.551	0.293
SLO	68	0.055	2.522	0.317
	72	0.057	2.517	0.322
	101	0.067	2.526	0.332
SLD	113	0.071	2.528	0.337
	140	0.078	2.533	0.347
	201	0.094	2.516	0.359
	475	0.144	2.565	0.360
	975	0.203	2.499	0.368
SLV	1068	0.212	2.483	0.373
SLC	2193	0.299	2.355	0.408
	2475	0.317	2.335	0.414

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.036	2.485	0.263

	50	0.045	2.537	0.295
SLO	68	0.052	2.562	0.321
	72	0.054	2.566	0.326
	101	0.062	2.599	0.337
SLD	113	0.065	2.602	0.343
	140	0.072	2.607	0.354
	201	0.088	2.534	0.366
	475	0.125	2.577	0.409
	975	0.170	2.542	0.420
SLV	1068	0.177	2.534	0.420
SLC	2193	0.241	2.469	0.425
	2475	0.254	2.459	0.426

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.037	2.493	0.267
	50	0.047	2.557	0.295
SLO	68	0.055	2.553	0.320
	72	0.056	2.552	0.325
	101	0.065	2.593	0.339
SLD	113	0.068	2.594	0.345
	140	0.075	2.594	0.356
	201	0.090	2.566	0.365
	475	0.129	2.578	0.410
	975	0.175	2.541	0.421
SLV	1068	0.181	2.534	0.422
SLC	2193	0.246	2.475	0.427
	2475	0.259	2.465	0.428

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	68	0.056	2.536	0.318
SLD	113	0.071	2.555	0.341
SLV	1068	0.203	2.476	0.406
SLC	2193	0.281	2.399	0.419

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000

Categoria sottosuolo: C

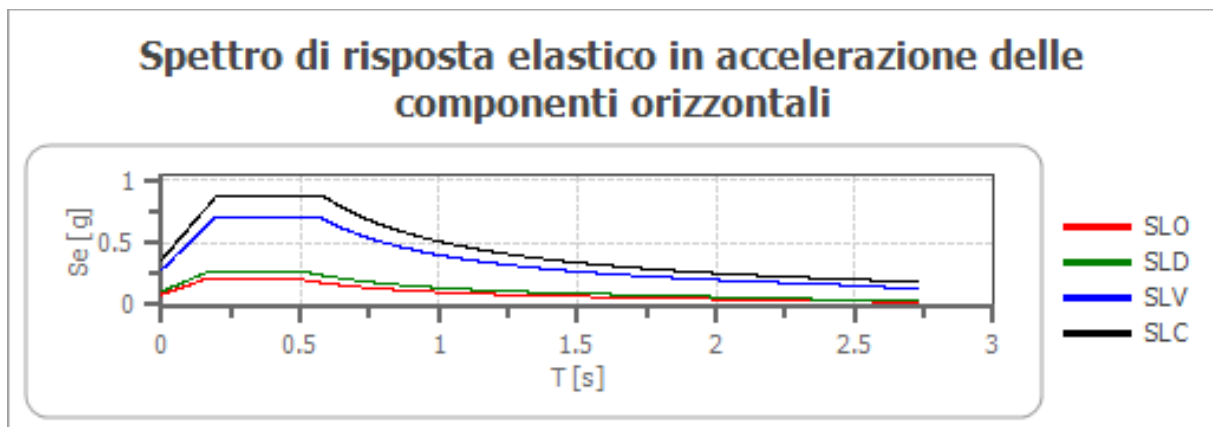
Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.017	0.021	0.079	0.102
kv	0.008	0.011	0.040	0.051
amax [m/s ²]	0.817	1.038	2.781	3.560
Beta	0.200	0.200	0.280	0.280

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

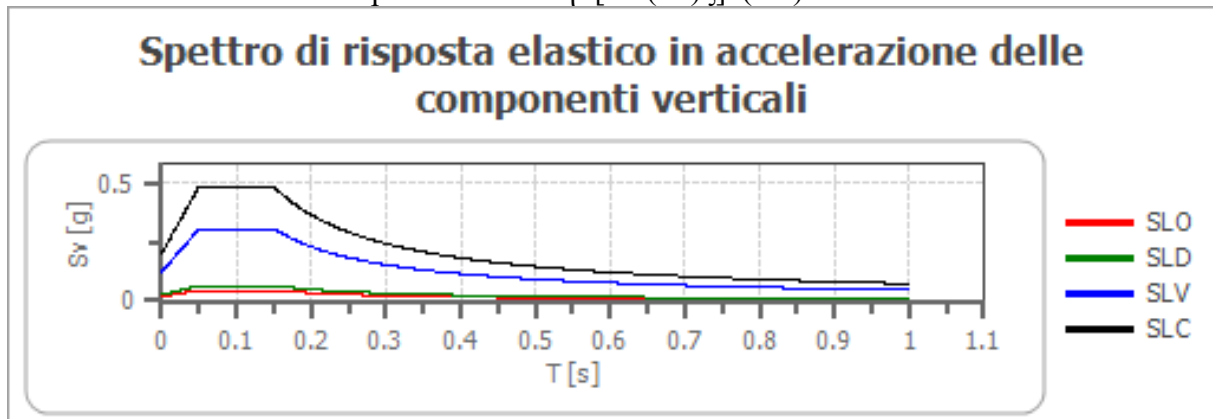


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.5	0.056	2.536	0.318	1.500	1.530	1.000	1.500	1.000	0.162	0.487	1.822	0.083	0.211
SLD	1.5	0.071	2.555	0.341	1.500	1.500	1.000	1.500	1.000	0.170	0.511	1.882	0.106	0.270
SLV	1.5	0.203	2.476	0.406	1.400	1.410	1.000	1.400	1.000	0.191	0.572	2.410	0.284	0.702
SLC	1.5	0.281	2.399	0.419	1.290	1.400	1.000	1.290	1.000	0.195	0.586	2.726	0.363	0.871

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000



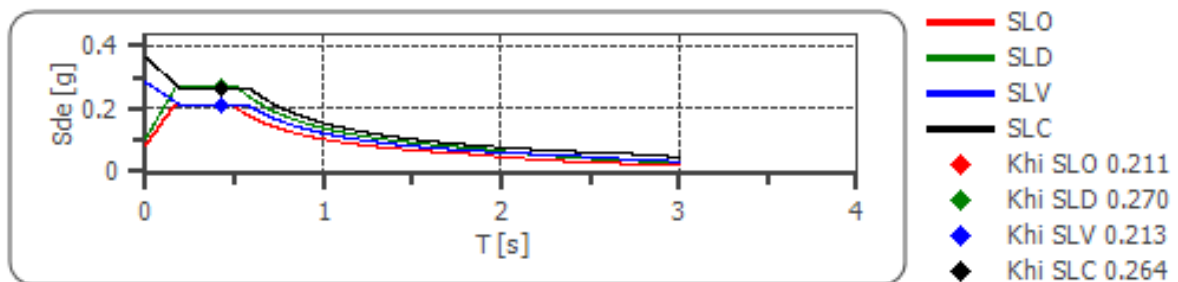
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.5	0.056	2.536	0.318	1	1.530	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.045
SLD	1.5	0.071	2.555	0.341	1	1.500	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.025	0.065
SLV	1.5	0.203	2.476	0.406	1	1.410	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.123	0.305
SLC	1.5	0.281	2.399	0.419	1	1.400	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.201	0.483

Spettro di progetto

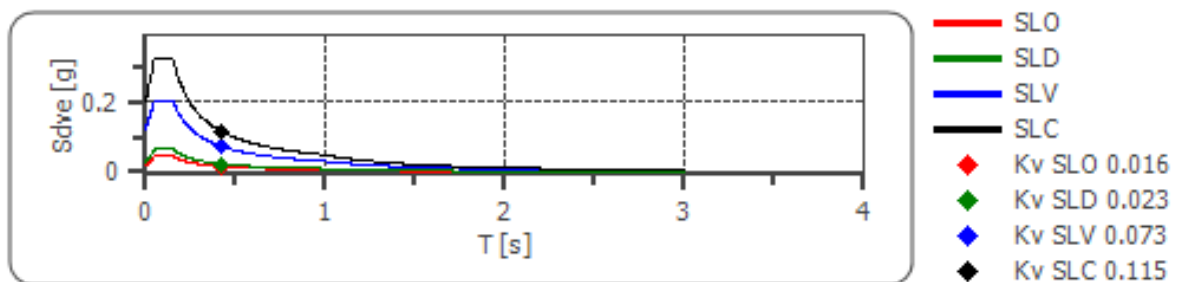
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 3.30
 Fattore di struttura spettro verticale q: 1.50
 Periodo fondamentale T: 0.42 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.211	0.270	0.213	0.264
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.016	0.023	0.073	0.115

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.5	0.056	2.536	0.318	1.500	1.530	1.000	1.500	1.000	0.162	0.487	1.822	0.083	0.211
SLO verticale	1.5	0.056	2.536	0.318	1.500	1.530	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.045
SLD	1.5	0.071	2.555	0.341	1.500	1.500	1.000	1.500	1.000	0.170	0.511	1.882	0.106	0.270

orizzontale														
SLD verticale	1.5	0.071	2.555	0.341	1.500	1.500	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.025	0.065
SLV orizzontale	1.5	0.203	2.476	0.406	1.400	1.410	1.000	1.400	3.300	0.191	0.572	2.410	0.284	0.213
SLV verticale	1.5	0.203	2.476	0.406	1.400	1.410	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.123	0.203
SLC orizzontale	1.5	0.281	2.399	0.419	1.290	1.400	1.000	1.290	3.300	0.195	0.586	2.726	0.363	0.264
SLC verticale	1.5	0.281	2.399	0.419	1.290	1.400	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.201	0.322

Indice

Pericolosità sismica di base.....	12
Parametri di pericolosità sismica.....	12
Pericolosità sismica di sito.....	15
Coefficienti sismici.....	15
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	15
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali.....	15
Spettro di progetto.....	16
Indice.....	27