



ENGINEERING AND TECHNICAL SUPPORT

RELAZIONE TECNICA

Documento / Document no.

PBITC23020

Pagina 1 di 34
Sheet ofPROGETTO
Project

BRINDISI SUD - CAPACITY STRATEGY ITALY

Indice Sicurezza
Security Index

Riservato Aziendale

TITOLO
Title

RELAZIONE GEOTECNICA DI CARATTERIZZAZIONE

CLIENTE
Client

ENEL GLOBAL THERMAL GENERATION



JOB no. Document no.

INOLTRO AL CLIENTE
Client Submittal PER APPROVAZIONE
For Approval PER INFORMAZIONE
For Information Only NON RICHIESTO
Not RequestedSISTEMA
SystemTIPO DOCUMENTO
Document Type

TK

DISCIPLINA
Discipline

C

FILE
File

PBITC2302000.doc

REV

DESCRIZIONE DELLE REVISIONI / Description of Revisions

00 Prima emissione

00	02.07.21	ES								A469073
			IGES						DPL	PE
Rev.	Data Date	Scopo Purpose	Preparato Prepared by	Collaborazioni Co-operations				Approvato Approved by	Emesso Issued by	

Questo documento è proprietà di Enel. È severamente proibito riprodurre anche in parte il documento o divulgare ad altri le informazioni contenute senza la preventiva autorizzazione scritta.
This document is property of Enel. It is strictly forbidden to reproduce this document, wholly or partially, and to provide any related information to others without previous written consent.

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	3
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3. BIBLIOGRAFIA ENEL.....	3
4. INQUADRAMENTO GENERALE DEL SITO	4
4.1. Inquadramento geografico.....	4
4.2. Inquadramento morfologico-strutturale	5
4.3. Inquadramento geologico	8
4.4. Inquadramento idrogeologico	9
5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA: AZIONE SISMICA.....	11
6. QUADRO DI INDAGINI GEOGNOSTICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DISPONIBILI	18
6.1. Prove di laboratorio	20
6.1.1. Analisi granulometrica.....	20
6.1.2. prove triassiali CIU CID e UU	21
6.1.3. Prove Edometriche	23
6.1. Prove in situ	24
6.1.1. Prove SPT	24
6.1. Caratterizzazione sismica	28
6.1.1. Prove MASW.....	28
6.1.1. Prove penetrometriche dinamiche	28
7. MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	31
7.1. Successione litostratigrafica dell'area di studio.....	31
8. CONCLUSIONI	34

1. INTRODUZIONE

La centrale termoelettrica FEDERICO II (Brindisi Sud) dell'Enel Produzione S.p.A. sorge nel territorio del Comune di Brindisi in Località Cerano di Tutturano, frazione Sud del capoluogo di Provincia. Occupa una superficie di circa 186 ettari, a circa 12 km a Sud della città di Brindisi e 30 km a Nord della città di Lecce. L'area si affaccia sul litorale brindisino, nel tratto di costa che va da Località Masseria Cerano al confine sud del Comune stesso.

La presente Relazione Geotecnica si riferisce al Progetto per la realizzazione delle nuove installazioni nuova unità a gas nell'ambito della centrale termoelettrica Enel di Brindisi.

Scopo del presente elaborato tecnico di sintesi è quello di:

- descrivere i caratteri geologici generali dell'area;
- descrivere le condizioni di sismicità del sito;
- esaminare e interpretare le indagini geognostiche e geotecniche attuali e pregresse condotte in sito;
- fornire una descrizione litologica delle formazioni presenti;
- fornire una caratterizzazione geomeccanica di massima dei litotipi presenti necessaria per la descrizione di un modello geologico di riferimento.

Il sito in questione è stato oggetto di varie campagne d'indagine, che si sono susseguite a partire dal 1984. Nel 2019 in particolare, è stata realizzata una campagna di indagine effettuata da Trivelsonda atta ad investigare l'area su cui sarà realizzato il nuovo impianto a gas.

L'analisi dei dati provenienti dalle varie campagne d'indagine, unitamente a quelli di carattere generale, consente la formulazione di un modello geologico-tecnico indicativo del sottosuolo che sarà strumento utile in fase di progettazione delle nuove opere previste da ENEL.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 " Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- Decreto Ministeriale 17/01/2018 - Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni - NTC18";
- Zonazione sismogenetica ZS9 - App.2 al Rapporto Conclusivo (C. Meletti, G. Valensise - INGV 2004);
- Carta geologica d'Italia 1:100000 - Foglio 204 (Lecce);
- Carta d'Italia I.G.M. 1:25000
- Autorità di Bacino della Puglia PAI 1:4000

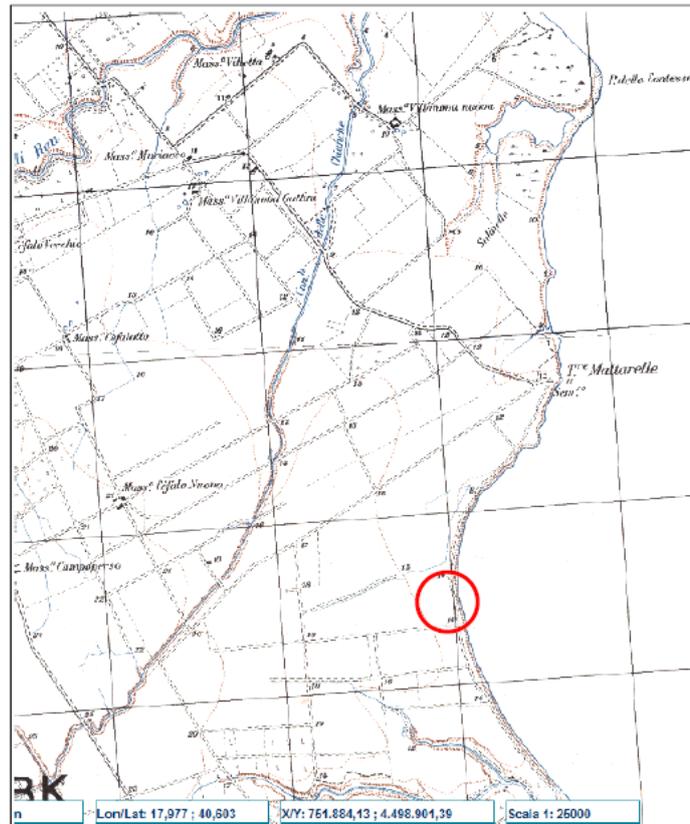
3. BIBLIOGRAFIA ENEL

- Planimetria vecchie indagini 1984
- Tabella Riassuntiva Stratigrafie vecchi Sondaggi A-B-C-D-EP-M-Z-W - ENEL Centrale a carbone Brindisi SUD
- Brindisi Sud - Rapporto Geotecnico Cotecchia - indagini geognostiche, idrologiche e geotecniche - rapporto di progresso 31.03.84:
- Esperienze Palificate nella nuova centrale ENEL di Brindisi Sud (Prof. Cotecchia);
- PBITC2301400 - Rapporto indagini geotecniche e geofisiche, prove in sito e in laboratorio;
- Relazione geologica e sismica - indagini storiche ed integrative - Brindisi - Adeguamento sistema acque meteoriche;
- ALLEGATO A - relazione tecnica - Studio di compatibilità geologica e geotecnica - Istanza autorizzazione AdB;
- ALLEGATO B - relazione tecnica - Studio di compatibilità geologica e geotecnica - Istanza autorizzazione AdB;
- PBBIC20344_Tav.05_Indagini Geognostiche - Vasche meteoriche di dilavamento e prima pioggia;
- PBBDO2010300 - Relazione di caratterizzazione geotecnica

4. INQUADRAMENTO GENERALE DEL SITO

4.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La Centrale Termoelettrica Federico II è raccordata alle S.S. Adriatica n.613 Brindisi-Lecce tramite alcune strade provinciali. La stazione ferroviaria più vicina è quella di Tutturano, a circa 3 km. L'accesso principale alla Centrale è ubicato a Sud-Est del sito, inoltre è presente un accesso secondario nella zona a Nord-Ovest.



UBICAZIONE DEL SITO OGGETTO DI STUDIO

Figura 4-1: Corografia - estratto foglio 204- "Stazione di Tutturano" - della Carta d'Italia I.G.M. - scala 1:25000

L'area su cui sorge l'impianto è stata caratterizzata da un intervento antropico a scopo agricolo che nei secoli ha trasformato il paesaggio originario. Le modifiche operate sul territorio sono da ricondursi storicamente alle bonifiche delle paludi litoranee, ai successivi interventi di riforma fondiaria ed agraria e ad un moderno sviluppo della rete viaria.

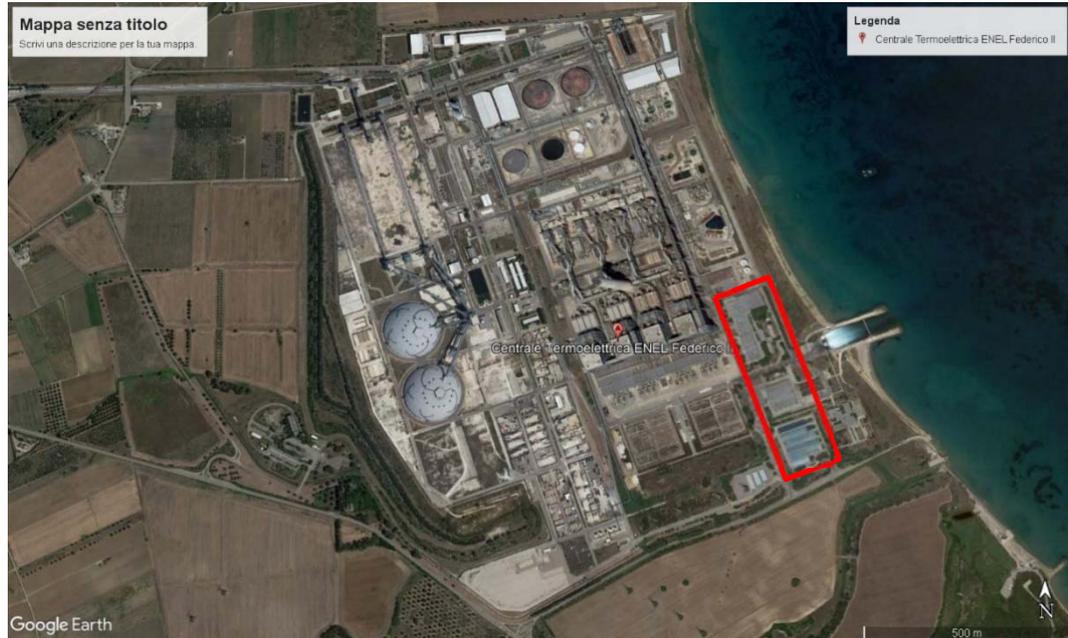


Figura 4-2 : Planimetria con ubicazione delle aree d'intervento (Fonte Google Maps)

4.2. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO-STRUTTURALE

La centrale Termoelettrica Federico II è posta a 9 Km Sud-Est del centro abitato di Brindisi e ricade sul Foglio 204 "Stazione di Tutturano" – Tav. IV S.O. della Carta d'Italia I.G.M. scala 1:25.000.

a provincia di Brindisi abbraccia sia le Murge che il Salento. In essa infatti ricadono le propaggini più meridionali delle Murge, che rappresentano un alto strutturale, mentre il Salento, come evidente dall'andamento delle curve di livello, si sviluppa poco a sud di quella che è l'ideale direttrice che collega le città di Brindisi e di Taranto, laddove una costante digradazione della morfologia apre verso la "Conca di Brindisi", area tettonicamente depressa. Le Murge, altopiano che si estende prevalentemente nella provincia di Bari ed il cui tratto terminale, immergente verso SSE, ricade nella zona WNW del brindisino, sono caratterizzate da una monoclinale il cui orientamento è sub-parallelo alla linea di costa e la cui immersione varia tra 5° e 20° a SSW.

Le formazioni in esse affioranti mostrano uno stile tettonico essenzialmente tabulare con pieghe a raggio molto ampio e fianchi poco inclinati.

L'attuale configurazione geologica è frutto della tettonica distensiva che ha interessato il basamento carbonatico durante il terziario e creato un'alternanza di rilievi e depressioni con andamento preferenziale NNW-SSE.

Come naturale conseguenza di una tale tettonica, il sistema di faglie principale assume la stessa direzione. Si tratta di faglie normali che hanno provocato il movimento relativo di porzioni dell'impalcatura calcarea cretacea con blocchi in sollevamento (horst) sugli altri sprofondati (graben).

Nell'area di studio si sono deposte in trasgressione le sequenze sedimentarie Plio-Pleistoceniche.

Di regola le formazioni affioranti nelle parti più elevate sono le più antiche (cretacee); sui

piani che circondano le alture mesozoiche affiorano terreni plio-pleistocenici. Le formazioni più antiche corrispondono al territorio delle Murge, costituito da un esteso altopiano sviluppato in direzione WNW-ESE. Sui diversi ripiani di queste formazioni calcaree sono presenti strutture derivanti da una intensa attività carsica, quali numerose doline, riempite da depositi terrosi con ottime possibilità di coltivazioni agricole, e inghiottitoi.

Le Murge sono delimitate a NE, lato adriatico, da alte scarpate e ripiani poco estesi, mentre, lungo la direttrice che unisce l'altopiano al Salento, sono caratterizzate da una serie di vasti ripiani che digradano a mezzo di scarpate, alte al massimo poche decine di metri. La formazione più recente, che occupa la posizione più depressa, tende, in prossimità della scarpata, a raccordarsi con quest'ultima, assumendone la stessa immersione.

Le caratteristiche delle scarpate, le particolarità del contatto tra le due formazioni di diversa età, le caratteristiche litologiche della formazione più recente in prossimità della scarpata e le relazioni tra quest'ultima e la formazione più antica, provano che le scarpate rappresentano antiche linee di costa, attive nel tempo corrispondente all'età del sedimento situato in posizione depressa.

La fascia costiera si presenta incisa da solchi erosivi a pareti molto ripide ("lame") che l'attraversano secondo linee di massima pendenza. Si tratta di incisioni torrentizie che definiscono corsi d'acqua temporanei paralleli tra di loro e perpendicolari alla linea di costa. Su questa è presente una catena irregolare e discontinua di cordoni dunari, allungata parallelamente alla riva del mare, poco estesa in larghezza. Le coste sono per certi tratti rocciose, spesso frastagliate, a tratti invece basse e sabbiose (soprattutto a sud di Brindisi).

Vi è una corrispondenza generale tra forme ed andamento strutturale: l'altopiano delle Murge, i gradoni, i terrazzamenti si sviluppano in via preferenziale lungo le direttrici WNW-ESE, cioè le stesse dei principali piani di faglia.

Le pieghe sono a raggio molto ampio ed a fianchi pochissimo inclinati con blande ondulazioni trasversali; queste condizioni rendono difficile stabilire la loro direzione assiale.

Tenendo presente che il numero delle misure di strato con direzione WNW-ESE è statisticamente superiore, si può affermare che esse hanno un andamento molto vicino alla direttrice appenninica.

I piegamenti sono relativamente intensi solo nelle formazioni cretacee, mentre sono quasi impercettibili nelle formazioni plio-pleistoceniche.

Per quanto concerne le faglie, l'uniformità litologica dei terreni cretacei e la mancanza di livelli di riferimento non consentono una facile individuazione del loro andamento.

Nell'area murgiana si riconosce comunque la presenza di due sistemi principali di faglie normali: il primo, più evidente, a direzione appenninica, che ha causato il sollevamento del lato più interno dell'altopiano cretaceo; il secondo, a direzione SW-NE, interrotto dal primo. La dislocazione dei blocchi ha originato un'estesa struttura a gradinata orientata anch'essa da WNW a ESE. Le faglie sono generalmente subverticali e con rigetti non superiori a qualche decina di metri; la loro età dovrebbe essere ascrivibile almeno al Calabriano (Pleistocene inf.) per la presenza di lembi residui di calcareniti calabriane a quote notevolmente più elevate rispetto a quelle affioranti lungo il bordo adriatico.

I sistemi di faglia interessano prevalentemente le successioni mesozoiche. In corrispondenza della piana brindisina, caratterizzata dalla presenza di formazioni plio-pleistoceniche, non sono state rilevate faglie, se si esclude quella orientata SW-NE posta al confine tra le Murge ed il Salento che ha portato alla formazione della depressione tettonica aperta sul lato adriatico, che è la piana brindisina stessa. All'interno di queste zone strutturalmente depresse, tuttavia, è possibile la presenza di faglie anteriori ai terreni plio-pleistocenici, che risultano perciò sepolte dagli stessi.

Il sito oggetto del presente studio risulta posto a quota pari a 8 m s.l.m. su superficie morfologica pianeggiante. E' localizzato a ca. 9 Km Sud-Est del centro abitato di Brindisi, ad

una distanza non inferiore a 60 m dal mare, posto a Est.

L'area oggetto del presente studio è situata nella zona a Sud dell'impianto, attualmente occupata da edifici atti ad ufficio. Tali edifici saranno abbattuti e al loro posto saranno realizzati i nuovi gruppi a gas.

Come mostrato nella figura sottostante l'area interessata da tale intervento, seppur situata ad esigua distanza dal perimetro adottato dall'Autorità di Bacino relativa alla pericolosità geomorfologica (fascia costiera, contenente la falesia, Pericolosità Geomorfologica da Elevata (P.G.2) a Molto Elevata (P.G.3)), non è soggetta a tale vincolo.



Figura 4-3: PAI scala 1:4000

4.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Nello stralcio del Foglio 204 della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100000 è riportata la presenza nell'area in esame di depositi del Quaternario (Q1/s), i quali erano coperti da suolo e da riporti derivati dalla attività agricola praticata nell'area.

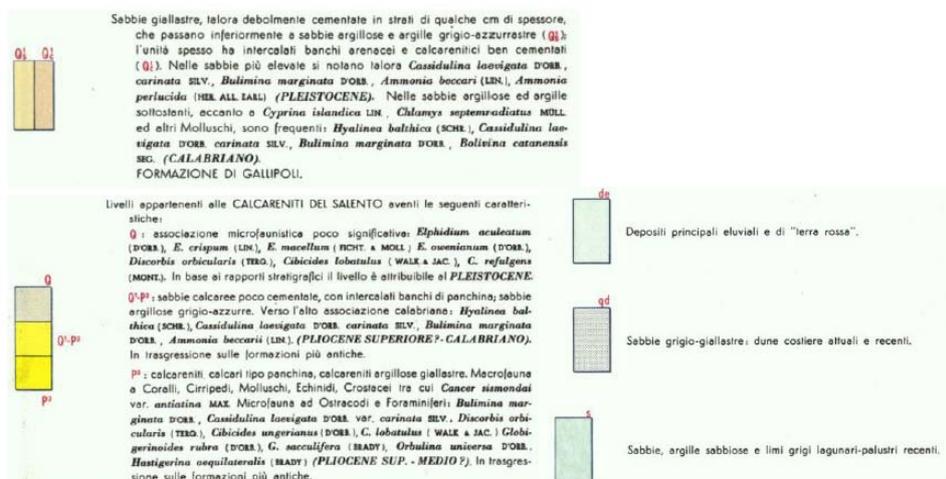


Figura 4-4: Stralcio Foglio 204 – Lecce - Carta Geologica d'Italia sc.1:100000

Le formazioni più antiche che si rinvencono nella provincia di Brindisi sono riferibili all'instaurarsi, nel Cretaceo, di una sedimentazione di ambiente marino avvenuta in seguito alla fase di rifting (fine Paleozoico- inizio Mesozoico) connessa con la frammentazione della Pangea3. Esse sono costituite da calcari e calcari dolomitici che danno vita all'impalcatura geologica della Penisola Salentina e sono il risultato dell'evoluzione della "piattaforma carbonatica apula".

Questa è solo marginalmente interessata, nel Cretaceo sup., dagli effetti dell'orogenesi alpina che si manifestano con lacune stratigrafiche e blandi piegamenti. In quest'area la lacuna perdura fino al Pliocene Sup., periodo in cui, in seguito all'orogenesi appenninica, la Puglia assume il ruolo di avampaese.

In trasgressione sulle formazioni carbonatiche cretacee si sovrappongono sedimenti marini pliocenici e quaternari, spesso rappresentati dai "tufi" (Calcarenite di Gravina e Depositi Marini Terrazzati). Si tratta di depositi marini che individuano un'alternanza di gradini e terrazzi digradanti verso il mare.

Infine, lungo alcuni tratti di costa si hanno depositi continentali costituenti cordoni di dune recenti e depositi alluvionali composti da sabbie calcaree, talvolta argillose.

In sintesi, le formazioni affioranti all'interno della provincia di Brindisi, facendo riferimento alle "Note alla carta geologica delle Murge e del Salento" di Ciaranfi et alii (1992), sono, a partire dal basso:

Depositi Marini

- Calcarea di Altamura (Cretaceo sup.)
- Calcarenite di Gravina (Pliocene sup.-Pleistocene inf.)
- Argille subappennine (Pleistocene inf.)
- Depositi marini terrazzati (Pleistocene med. - sup.)

Depositi Continentali

- Depositi alluvionali ed eluvio-colluviali (Olocene)

4.4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

I caratteri idrogeologici dell'area indagata sono in stretta relazione con le caratteristiche di permeabilità dei terreni presenti.

Le rocce calcareo-dolomitiche mesozoiche, fessurate e carsificate, presentano nel complesso una certa omogeneità litologico-strutturale ed idrogeologica. Nell'insieme, tali terreni sono caratterizzati da un medio-alto grado di permeabilità per fessurazione e carsismo, come peraltro è dimostrato dall'assenza di una idrografia superficiale e dalla cospicua presenza di acque nel sottosuolo.

Anche i terreni calcarenitici plio-pleistocenici sono più o meno omogenei e dotati di una certa permeabilità per porosità interstiziale.

Nell'area in esame vi è presenza di due acquiferi: uno profondo, l'altro superficiale.

Il primo ha sede nei calcari cretacei costituenti l'impalcatura geologica e non affioranti nella zona considerata. Essi presentano un'elevata permeabilità secondaria sia verticale che orizzontale dovuta alla loro fratturazione di origine tettonica ed all'azione della dissoluzione carsica ad opera delle acque meteoriche e di penetrazione che li attraversano.

Si tratta quindi di una falda cospicua, unica risorsa idrica della regione, la cui acqua galleggia per differenza di densità su quella marina che invade i calcari della penisola salentina e la cui area di ricarica è individuabile nella contigua idrostruttura delle Murge.

Il secondo è di tipo a falda libera, o al più semiconfinata, circola nei litotipi sabbioso-calcarenitici calabrianici e post-calabrianici ed è presente solo laddove, come in zona, vi è il sostegno di uno strato argilloso impermeabile (argille grigio-azzurre calabrianici).

L'acquifero è costituito da sabbie, a grana medio-grossolana, appartenenti ai Depositi Marini

Terrazzati, presenti in corrispondenza della Conca di Brindisi, fortemente assorbenti per permeabilità di tipo primario legata alle peculiarità intrinseche che ne conferiscono buona porosità. I livelli calcarenitici sono dotati di una bassa permeabilità soprattutto secondaria per fratturazione.

Nell'insieme la formazione ha permeabilità medio-bassa anche per il contributo offerto dalle frazioni limose sempre o quasi presenti.

La falda freatica ha potenzialità irrilevanti rispetto alla falda profonda e la sua ricarica è legata esclusivamente a fenomeni di infiltrazione locale che hanno sede nei depositi marini sabbioso-calcarenitici pleistocenici permeabili per porosità.

Essa, pertanto, è soggetta a variazioni di quota stagionali in stretta connessione coi regimi pluviometrici dell'area in esame, presentando quindi i livelli massimi in corrispondenza dei mesi autunnali e invernali ed i minimi in quelli estivi. Nella fattispecie, vista la ridottissima distanza dal mare, il livello statico della falda freatica è evidentemente correlato alle escursioni delle maree.

Nella zona considerata, come detto, l'apporto alla falda profonda delle acque meteoriche è ben scarso per la presenza degli strati argillosi impermeabili e le acque provenienti dal massiccio murgiano rappresentano per essa la prevalente fonte di arricchimento. Gli afflussi pluviali incidenti sui terreni affioranti vanno ad alimentare sia la falda superficiale presente sia i corsi d'acqua temporanei esistenti, fluendo così a mare.

Non vi è, inoltre, possibilità alcuna di travasi di acque dalla falda superficiale alla profonda a meno di condizioni eccezionali, non osservabili nell'area di studio, dovute alla presenza di pozzi mal funzionanti, a locali assottigliamenti degli strati impermeabili o alla tettonizzazione degli stessi con formazioni di faglie ormai sepolte.

Le acque dolci di falda risultano sostenute alla base dalle acque marine di invasione continentale, sulle quali esse "galleggiano" in virtù della loro minore densità: in condizioni di quiete ed in assenza di perturbazioni della falda, si stabilisce una situazione di equilibrio e non si verifica alcun fenomeno di mescolamento tra le due diverse masse idriche.

Detta condizione di galleggiamento della lente di acqua dolce sulla sottostante acqua salata, può essere esplicitata mediante la legge di GHYBEN-HERZBERG che permette di determinarne lo spessore (h) in funzione della densità e del carico piezometrico:

$$h = (df / (dm - df)) \times t$$

dove dm è la densità dell'acqua di mare (1.03 g/cm³), df la densità dell'acqua dolce di falda (1.0028 g/cm³) e t il carico piezometrico.

La falda profonda salentina (vedi Fig. 5.1) presenta, su grande scala, una forma pseudo-lenticolare con spessori massimi nella parte centrale della penisola, che si assottigliano poi progressivamente in direzione della costa. Il livello di base verso cui le acque di falda defluiscono è, infatti, costituito dal livello marino: il deflusso, di tipo radiale, si esplica pertanto dall'entroterra verso le zone costiere, con cadenti piezometriche molto basse, raramente superiori all'1‰.



Figura 4-5: Sezione idrologica della Penisola Salentina.

La falda freatica è presente a quota non superiore a -7,00 m ca. dal piano campagna, con quota piezometrica poco inferiore a 1 m s.l.m.

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA: AZIONE SISMICA

La recente classificazione della sismicità del territorio (a partire dall'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003) ha individuato quattro valori di accelerazione orizzontale (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico e le norme progettuali e costruttive da applicare; il territorio nazionale è di conseguenza, stato suddiviso in quattro zone. Ogni zona è stata individuata in base ai valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa 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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella a seguire:

Tipi di costruzione		V_N [anni]
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	≤ 10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	≥ 50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	≥ 100

Tabella 5-1: NTC 18 - Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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 così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

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.

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.

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 D.M. 5 novembre 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.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{anni}$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso:

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella 5-2: NTC18 - Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_u

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

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 rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 5-3: NTC18 - Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_{s,i}}}$$

Con:

- h_i spessore dell' i -esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Facendo riferimento al dato sperimentale ottenuto dalle indagini storiche (**da Relazione geologica vasche prima pioggia, 2015**), con particolare riferimento all'indagine MASW, presa come riferimento per la misura diretta della V_s nel sottosuolo (**$V_{s30}=428\text{m/s}$**) si giungerebbe a classificare il terreno di fondazione nella **categoria B**.

Profilo Verticale V_s				Masw 2
Spessor e (m)	Profondità (da m)		V_s (m/sec)	Tipo di analisi: Onde di Rayleigh
2.07	0.00	2.07	308	VS30 (m/s): 428
3.66	2.07	5.73	345	
4.22	5.73	9.95	384	
7.54	9.95	17.49	434	
12.51	17.49	30.00	513	Tipo di Suolo: B

Figura 5-1: Velocità delle onde di taglio V_s da relazione geologica vasche prima pioggia 2019 - indagini ottobre 2017

Considerando le nuove indagini, con particolare riferimento all'indagine Down Hole presa come riferimento per la misura diretta della V_s nel sottosuolo, si ottiene un valore di $V_{s,eq}$ pari a **255 m/s**, si giungerebbe a classificare il terreno di fondazione nella **categoria C**.

CENTRALE TERMEOLETTTRICA DI CERANO DI TURANO (BR)			
DOWN HOLE	SONDAGGIO	VELOCITA' DI PROPAGAZIONE ($V_{s,eq}$)	CATEGORIA DI SUOLO
S2_DH	S02	255m/s	C

Figura 5-2: Velocità delle onde di taglio V_s da relazione geologica vasche prima pioggia 2019 - indagini ottobre 2019

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore minimo pari a 3m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 5-4: NTC 18 - Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Descrizione
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 5-5: NTC 18 - Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR. Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale; S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

T_C^* è definito al § 6.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C / 3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B,

C, D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella a seguire, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Tabella 5-6: NTC 18 - Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella a seguire, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 5-7: NTC 08 - Tab. 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Si riportano a seguire i valori dei parametri sismici per ogni stato limite.

Statolimit	T_R	a_g	T_C^*	F_0
	[anni]	[g]	[sec]	[-]
SLO	60	0,019	0,206	2,316
SLD	101	0,024	0,305	2,271
SLV	949	0,055	0,523	2,545
SLC	1950	0,067	0,545	2,655

Tabella 5-8: Parametri sismici per il sito di riferimento

Spectral parameters for considered limit state

a_g	=	0,067 g	Maximum acceleration
T_C^*	=	0,545 sec	Start period for constant velocity part of the horizontal acceleration spectrum
F_0	=	2,655 -	Amplification factor for horizontal acceleration spectrum
F_V	=	0,928 -	Amplification factor for vertical acceleration spectrum

Nominal life

V_N	=	50 years	Nominal life
C_U	=	2 -	Use coefficient
V_R	=	100 years	Reference period

In situ condition

Soil category	=	C -	Soil category (A, B, C, D, E)
Topo category	=	T1 -	Topographic category (T1, T2, T3, T4)
S_S	=	1,500 -	Stratigraphic amplification coefficient
C_C	=	1,283 -	Soil amplification coefficient
S_T	=	1,000 -	Topographic amplification coefficient

Spectral characteristic

S	=	1,500	Soil and topographic coefficient
T_B	=	0,233 sec	Start period for constant acceleration part of the horizontal acceleration spectrum
T_C	=	0,70 sec	Start period for constant velocity part of the horizontal acceleration spectrum
T_D	=	1,87 sec	Start period for constant displacement part of the horizontal acceleration spectrum

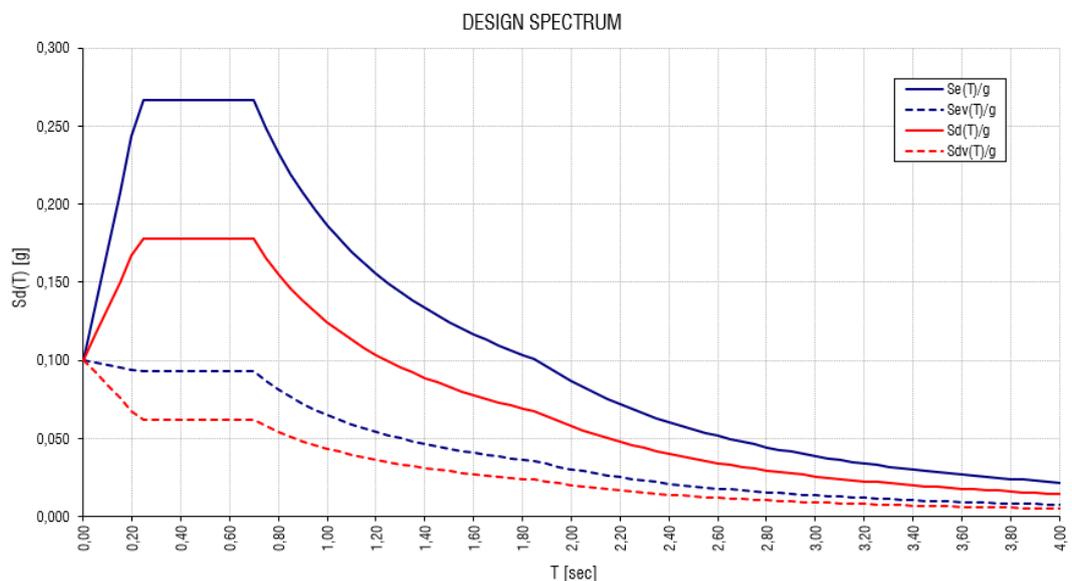


Figura 5-3: Spettri di risposta SLC

6. QUADRO DI INDAGINI GEOGNOSTICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DISPONIBILI

In questa sede si utilizzeranno i dati raccolti nelle varie campagne d'indagine fornite da ENEL, svolte nel sito a partire dal 1993 e riportate in dettaglio nella tabella sottostante.

Campagne di indagine	Tipologia d'indagine	Nome	Profondità [m]	Prove SPT	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati
Indagini 1984- Brindisi Sud- Rapporto Geotecnico Cotecchia	Sondaggi geognostici	B17	36,74			
		C10	-			
		C11	37,2			
		D14	32,3			

Figura 6-1: Indagini pregresse

A partire dal 2017 sono state effettuate campagne di indagini geognostiche con lo scopo di raccogliere dati geologici specifici, utili alla progettazione delle vasche di dilavamento e prima pioggia. Tali indagini sono state svolte fino al 2019 e hanno interessato varie zone della centrale, di tali campagne, vengono riportate, nella tabella sottostante, le indagini utilizzate. In particolare la campagna di indagine realizzata da Trivelsonda nel 2019 è stata svolta al fine di raccogliere dati specifici per l'area di realizzazione del nuovo impianto a gas.

Campagne di indagine	Tipologia d'indagine	Nome	Profondità [m]	Prove SPT	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati
indagini 2017- Toma Abeke trivellazioni s.r.l.- Relazione	Sondaggi	SV05	-			
	MASW	MASW2				
indagini 2019- Geoprobe s.r.l.- Relazione geologica vasche di prima pioggia	Sondaggi geognostici	S3	12		1	
indagini 2019- Trivelsonda s.r.l.- Relazione geologica	Sondaggi geognostici	S1	24	6	3	3
		S2	24	6	3	3
		S3	36	6	3	3
		S4	35	6	3	3
	Prove penetrometriche dinamiche	S2_DH				

Figura 6-2: Indagini geognostiche svolte nel 2017-2019

Di seguito viene riportata la planimetria con l'ubicazione delle predette indagini, adottate, ai fini del presente Studio.

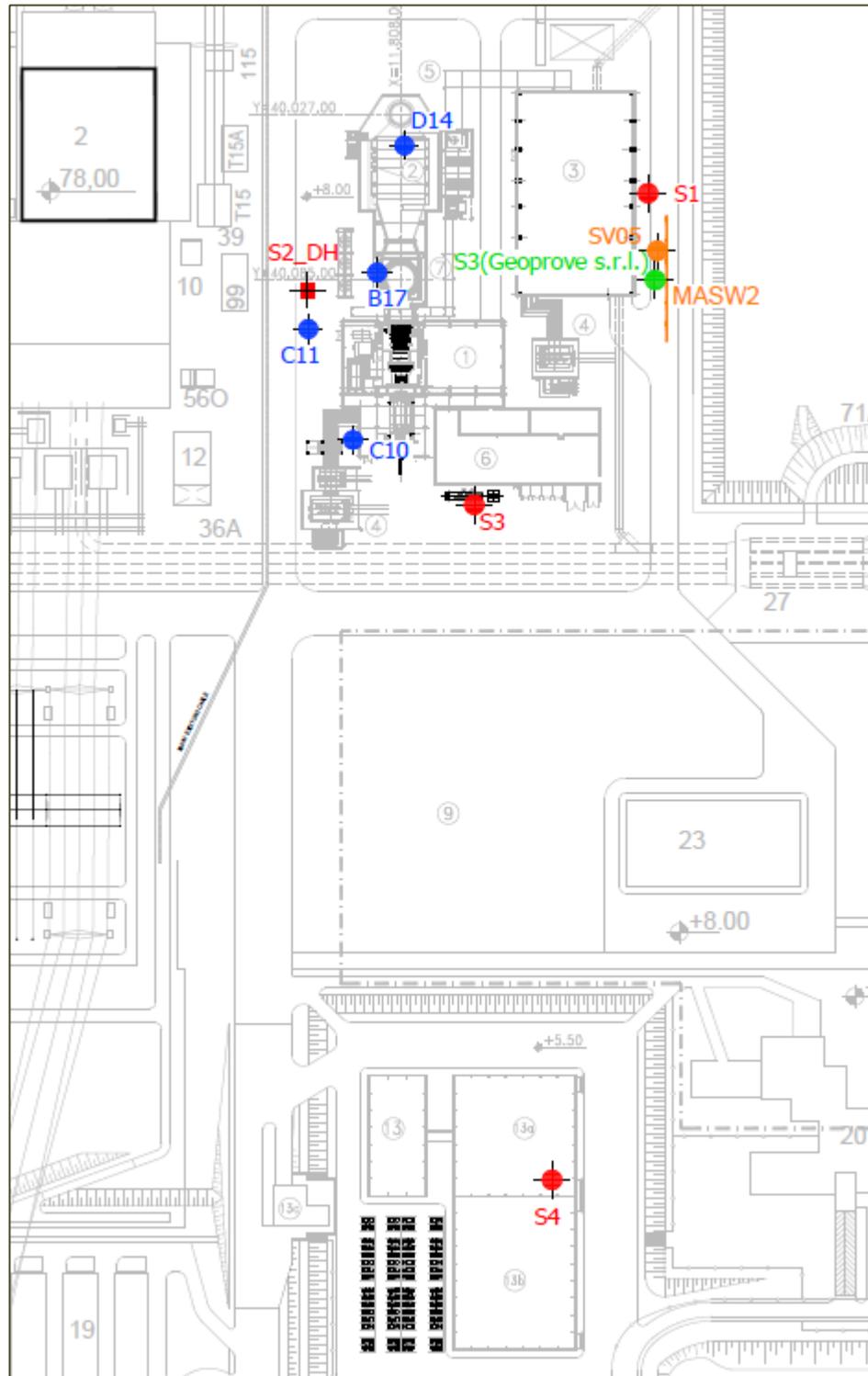


Figura 6-3: Ubicazione delle indagini utilizzate nello studio

Nell'allegato (fuori testo) si riportano inoltre i report contenenti i risultati delle indagini utilizzate per la redazione della presente relazione geologica.

6.1. PROVE DI LABORATORIO

6.1.1. ANALISI GRANULOMETRICA

L'analisi comparata dei risultati delle prove di caratterizzazione fisica di laboratorio ha consentito di tracciare un quadro complessivo al variare della profondità delle principali grandezze fisiche dei terreni indagati. I valori individuati a ciascuna profondità di prelievo dei campioni indisturbati sono stati inoltre differenziati rispetto a ciascuna verticale di indagine ai fini di individuare possibili variazioni spaziali delle grandezze analizzate. Tali valori sono stati utili ai fini dell'individuazione delle principali litologie e alla previsione del comportamento a carattere maggiormente coesivo ed incoerente.

Nelle figure illustrate di seguito sono riportate, ai fini di una miglior interpretazione dei dati, le elaborazioni dei risultati delle prove condotte nella campagna di indagine 1984 e 2019 considerando i sondaggi:

- Indagini 1984 sondaggi: B17, C10, C11, D14
- Indagini del 2019 sondaggi: S3 (vasca BS3), S1, S2, S3,S4

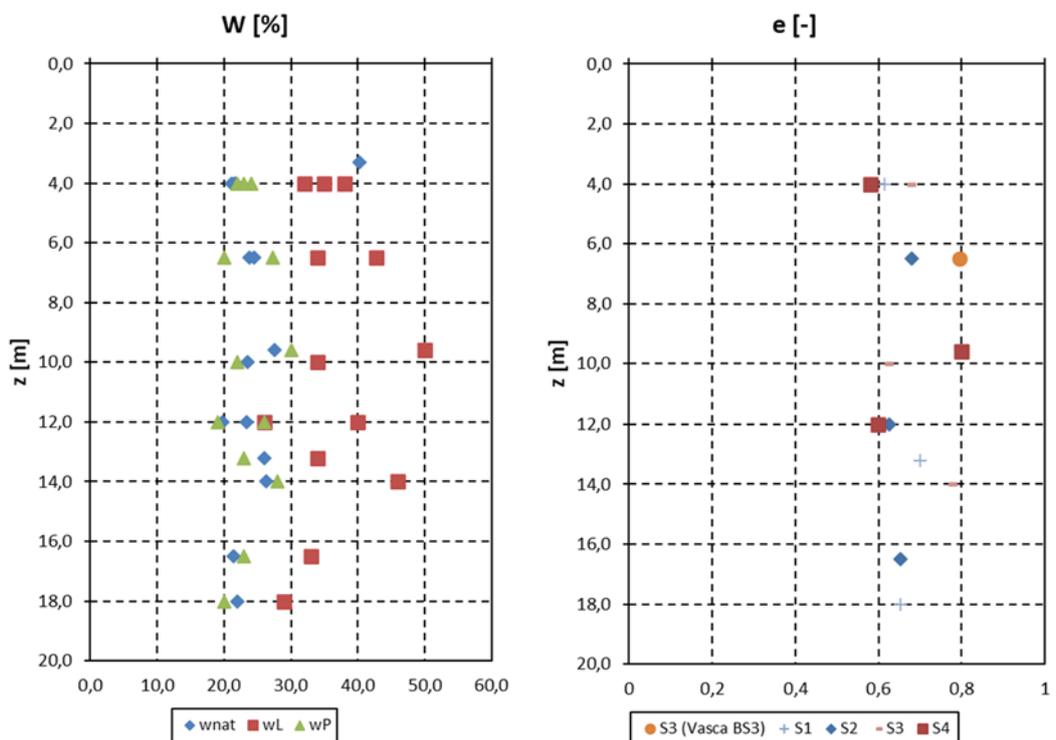


Figura 6-4: Andamenti del contenuto d'acqua, dei limiti di Atterberg e dell'indice dei vuoti con la profondità

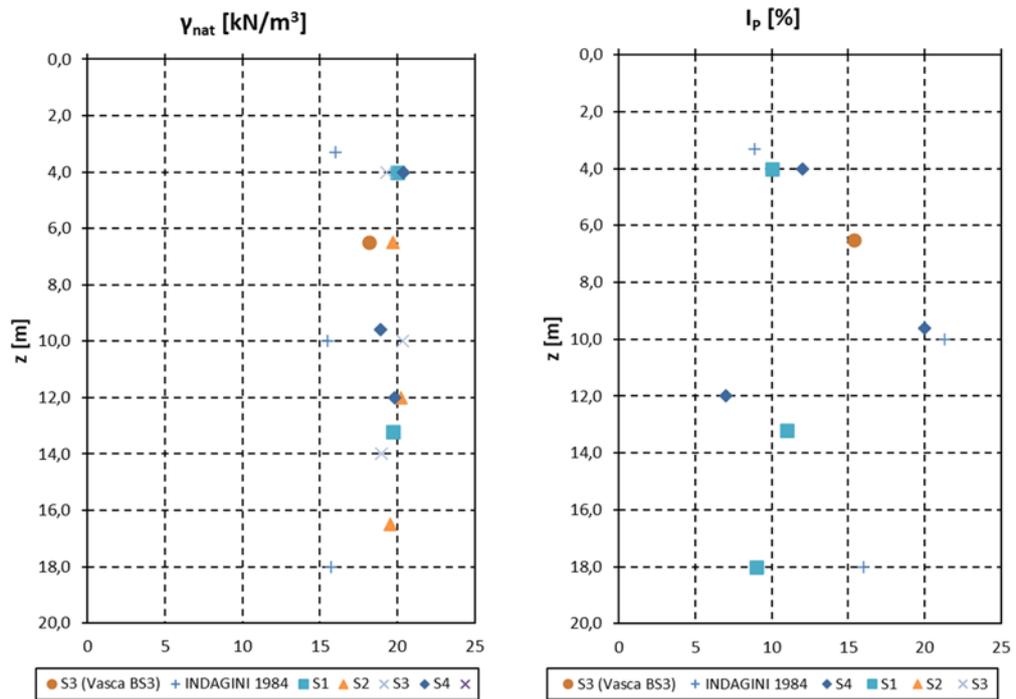


Figura 6-5: Andamento del peso specifico naturale e dell'indice di plasticità con la profondità

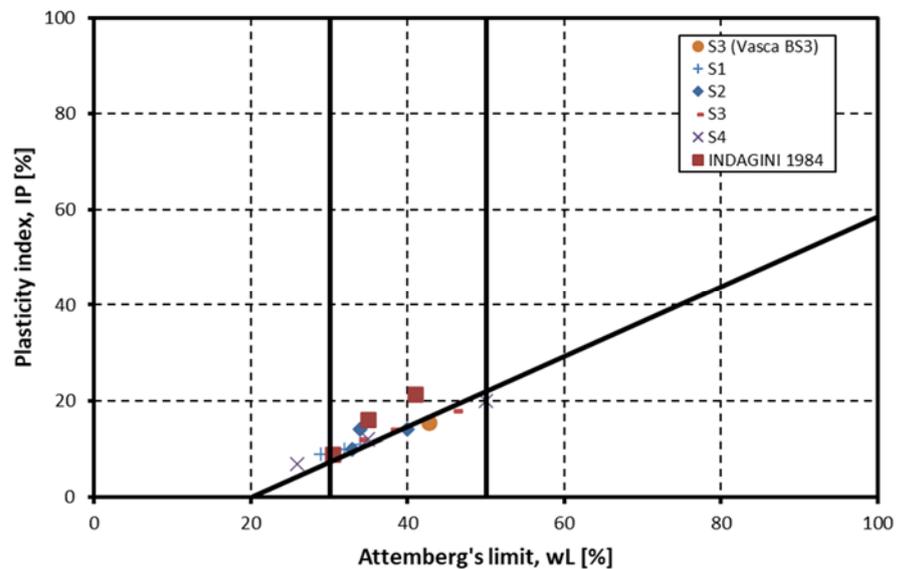


Figura 6-6: Carta di plasticità di Casagrande

6.1.2. PROVE TRIASSIALI CIU CID E UU

Sono stati analizzati ai fini della caratterizzazione meccanica, i risultati delle prove di laboratorio effettuate su campioni indisturbati relativi alla campagna di indagine 1984 e 2019 considerando i sondaggi:

- Indagini 1984 sondaggi: B17, C10, C11, D14
- Indagini del 2019 sondaggi: S3 (vasca BS3), S1, S2, S3, S4

I risultati evinti dalle prove sono stati utili alla caratterizzazione in condizioni drenate e non drenate delle varie litologie in relazione alle condizioni di drenaggio imposte alle prove di laboratorio. Nella fattispecie, per quanto attiene le prove triassiali CIU e CID, si sono determinati i parametri di resistenza in condizioni drenate c' e ϕ' , mentre per quanto attiene le prove triassiali UU si sono determinati i valori di resistenza al taglio non drenata c_u . Di seguito vengono riportati i dati delle varie unità litologiche.

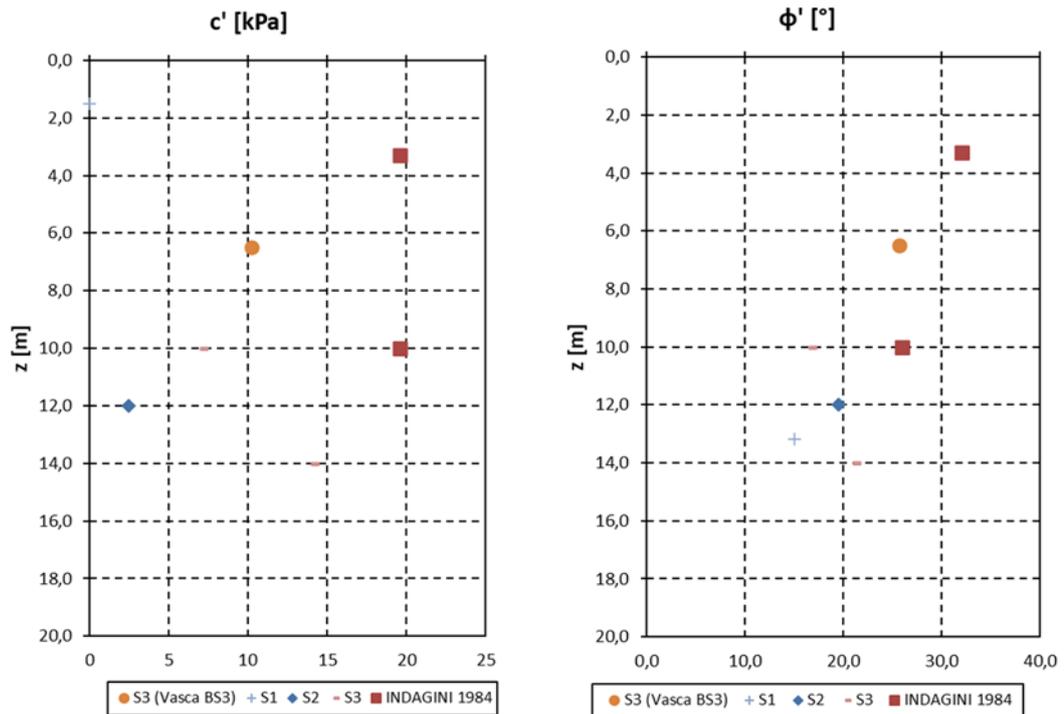


Figura 6-7: Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio con la profondità

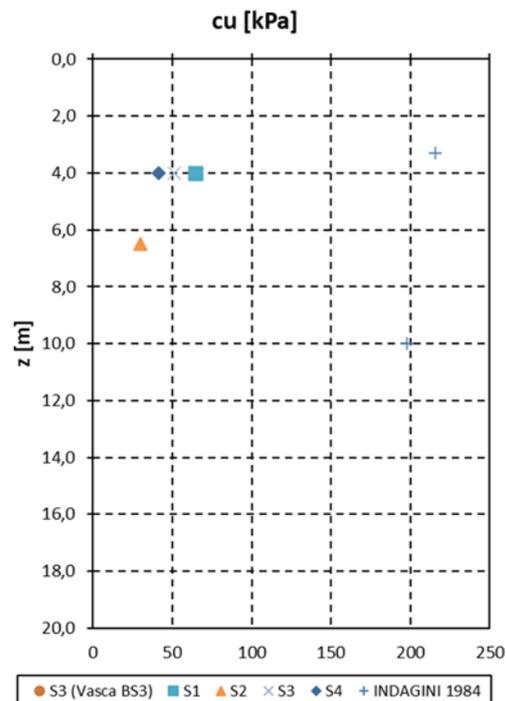


Figura 6-8: Andamento della resistenza non drenata con la profondità

6.1.3. PROVE EDMETRICHE

Sono stati analizzati ai fini della caratterizzazione meccanica, i risultati delle prove di laboratorio effettuate su campioni indisturbati relativi alla campagna d'indagine del 2019 ossia:

-indagini del 2019: sondaggi S3 (vasca BS3), S1;

I risultati evinti dalle prove sono stati utili alla caratterizzazione in condizioni drenate o non drenate delle varie litologie in relazione alle condizioni di drenaggio imposte alle prove di laboratorio. Le prove edometriche hanno consentito di stimare la compressibilità dei litotipi coesivi.

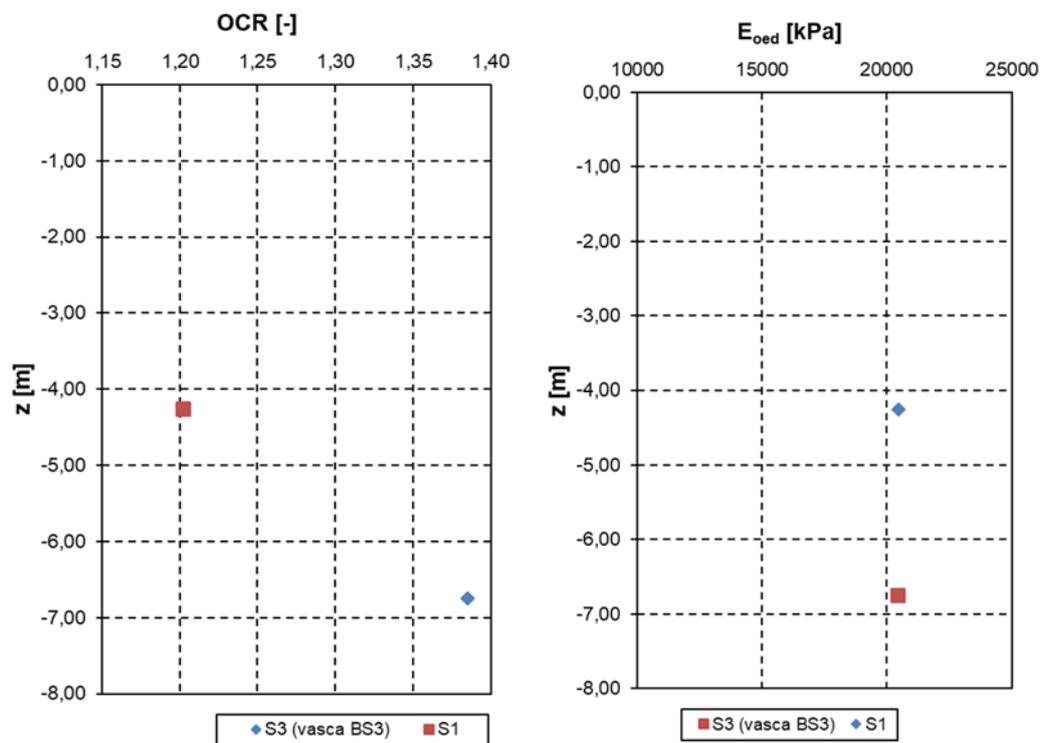


Figura 6-9: Andamenti di E_{oed} e dell'OCR con la profondità

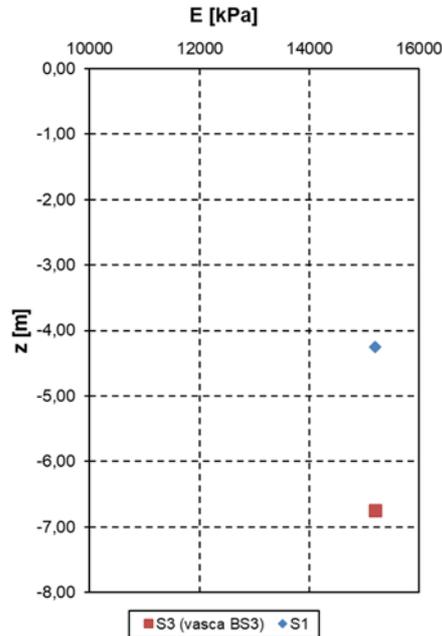


Figura 6-10: Andamento del modulo di Young con la profondità

6.1. PROVE IN SITU

6.1.1. PROVE SPT

Durante l'esecuzione dei fori di sondaggi sono stati considerati n.9 prove penetrometriche standard SPT. Vengono riportate, ai fini di una miglior interpretazione dei dati, le elaborazioni dei risultati delle prove condotte nella campagna di indagine 2019 considerando i sondaggi:

- Indagini del 2019: sondaggi S1, S2, S3, S4

L'interpretazione delle prove SPT è stata orientata fondamentalmente alla caratterizzazione meccanica dei litotipi incoerenti attraverso le note correlazioni con il numero di colpi NSPT.

L'analisi dei risultati ottenuti dalle prove SPT consente, quindi, di ottenere una stima significativa dei parametri di resistenza dei terreni, nonché una stima sullo loro di addensamento.

Per quanto attiene la stima della densità relativa le correlazioni più utilizzate sono quelle proposte da Gibbs e Holtz (1957), valide per sabbie quarzose non cementate, graficamente rappresentate in Figura, che corrispondono all'equazione:

$$D_r = 21 \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{\sigma'_{v0}} + 0.7 \right)^{0.5}$$

in cui σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace alla profondità di prova in kg/cm² e NSPT il numero di colpi medio misurato nello strato.

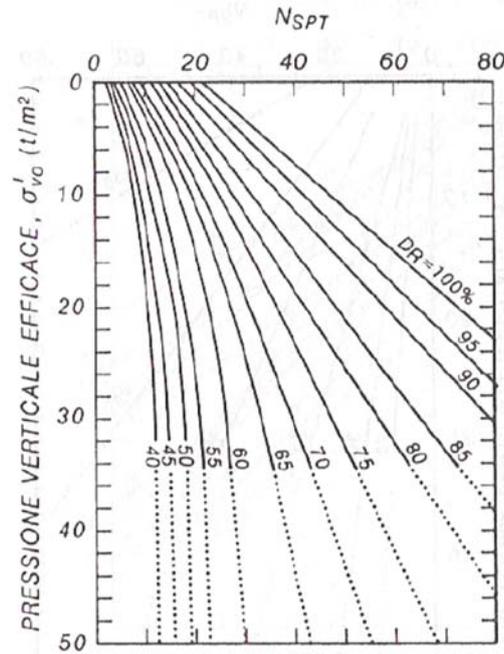


Figura 6-11: Densità relativa - NspT - σ'_{v0} (da Gibbs e Holtz 1957)

Attraverso la stima della densità relativa è possibile determinare i valori dell'angolo di attrito alle varie profondità di prova attraverso le correlazioni proposte da Schmertmann (1977), riportate in Figura.

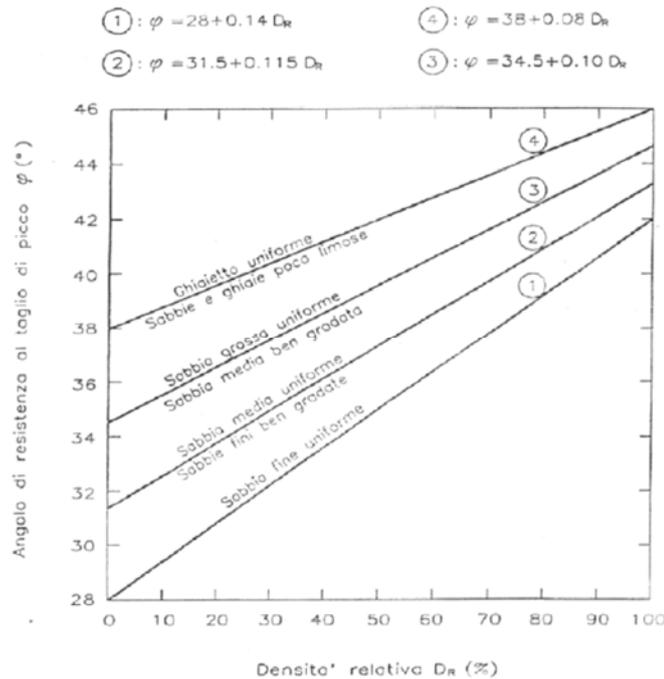


Figura 6-12: Densità relativa - angolo d'attrito (da Schmertmann 1977)

Tali correlazioni portano in generale ad una sovrastima dei parametri di resistenza, pertanto, per il caso in esame, si è preferito calibrare la stima dell'angolo d'attrito attraverso le

correlazioni dirette proposte dal metodo di De Mello.

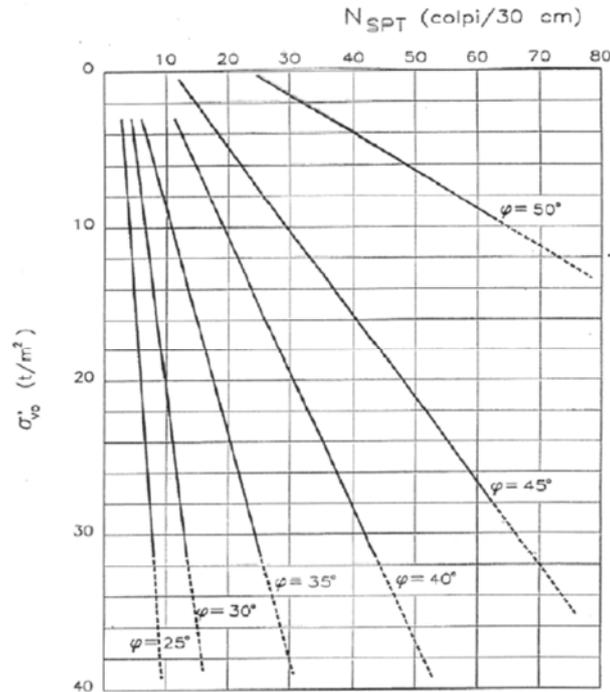


Figura 6-13: $N_{spt} - \sigma'_{v0} -$ angolo d'attrito (da De Mello)

La correlazione rappresentata in forma grafica è esprimibile dalla seguente espressione:

$$\phi' = 19 - 0.38 \cdot \sigma'_{v0} + 8.73 \cdot \log(N_{SPT})$$

in cui σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace alla profondità di prova in kg/cm² e N_{SPT} il numero di colpi medio misurato nello strato.

Ai fini di completare il quadro interpretativo, soprattutto in relazione alle verticali di prova relative ai litotipi più tipicamente coesivi si sono adottate alcune correlazioni ai fini della valutazione della coesione non drenata dei terreni argillosi.

Per la determinazione del modulo di Young ci si è riferiti alla seguente formulazione proposta da Denver:

$$E_y = 0.326 \cdot N_{SPT} + 1.58 \quad [MPa] \quad Denver$$

I valori di N_{SPT} riscontrati nei primi 30m, si rilevano in generale piuttosto bassi con andamento crescente con la profondità. I valori registrati si attestano compresi tra 10 e 35. In relazione alle correlazioni adottate in termini di densità relativa, i materiali possono definirsi in generale da sciolti e mediamente addensati.

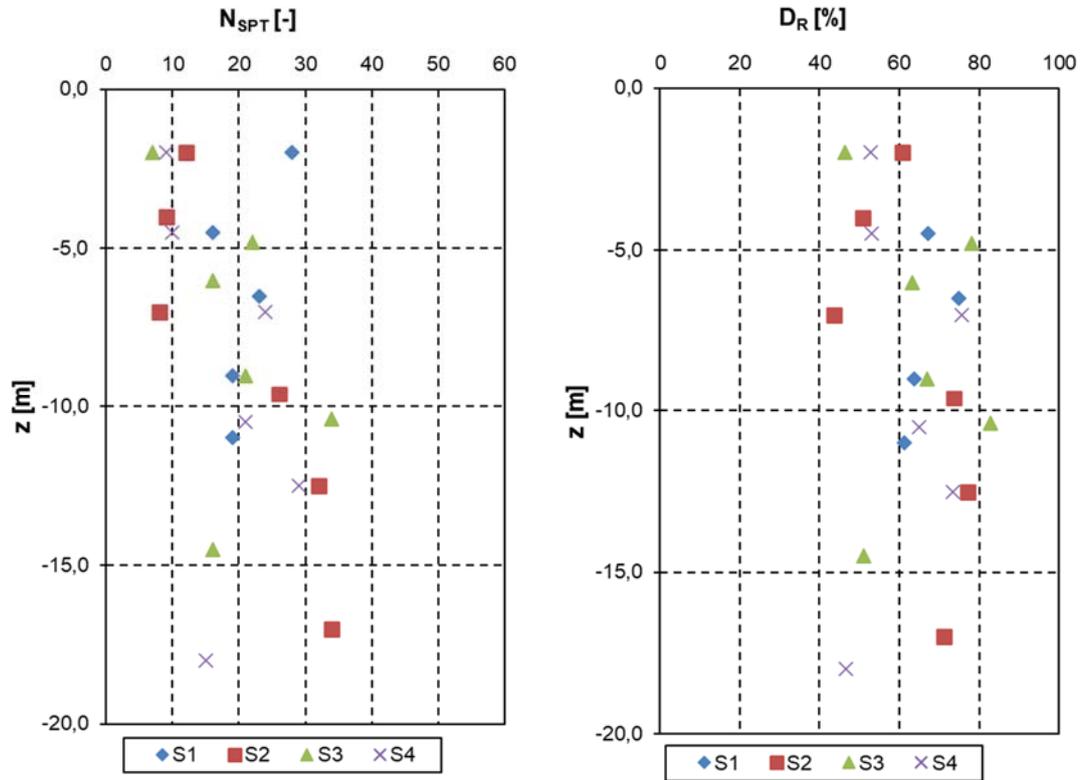


Figura 6-14: Andamenti di NSPT e della D_R con la profondità

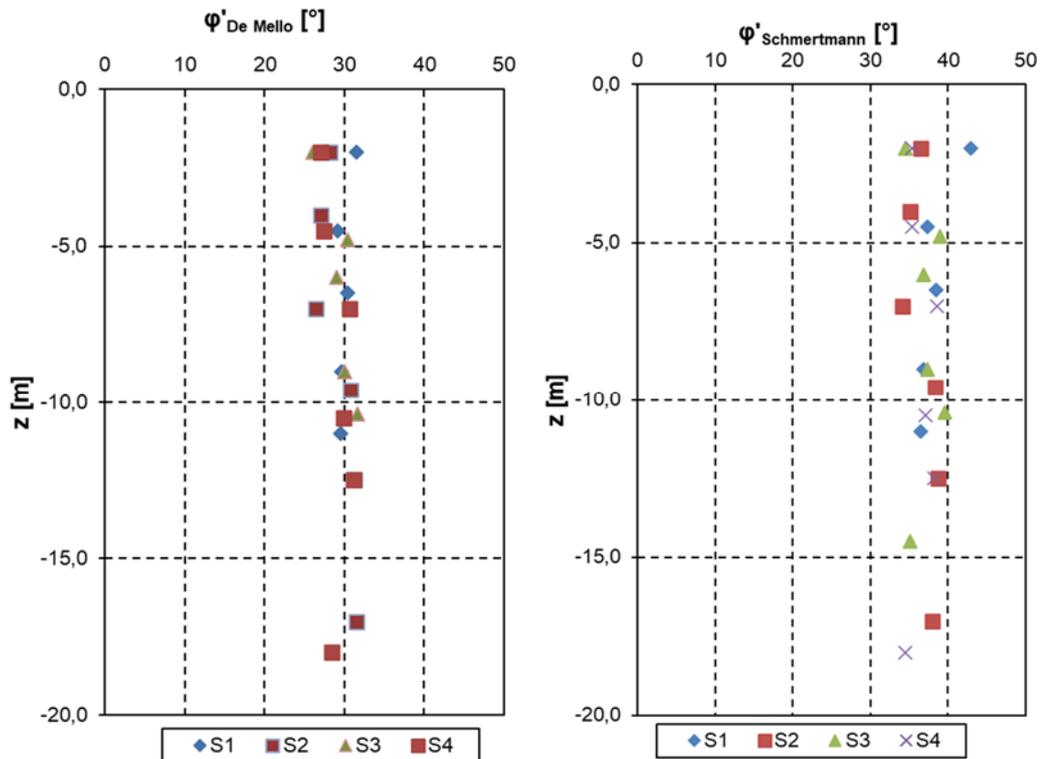


Figura 6-15: Andamento dell'angolo di resistenza al taglio con la profondità, Abaco De Mello e Schmertmann

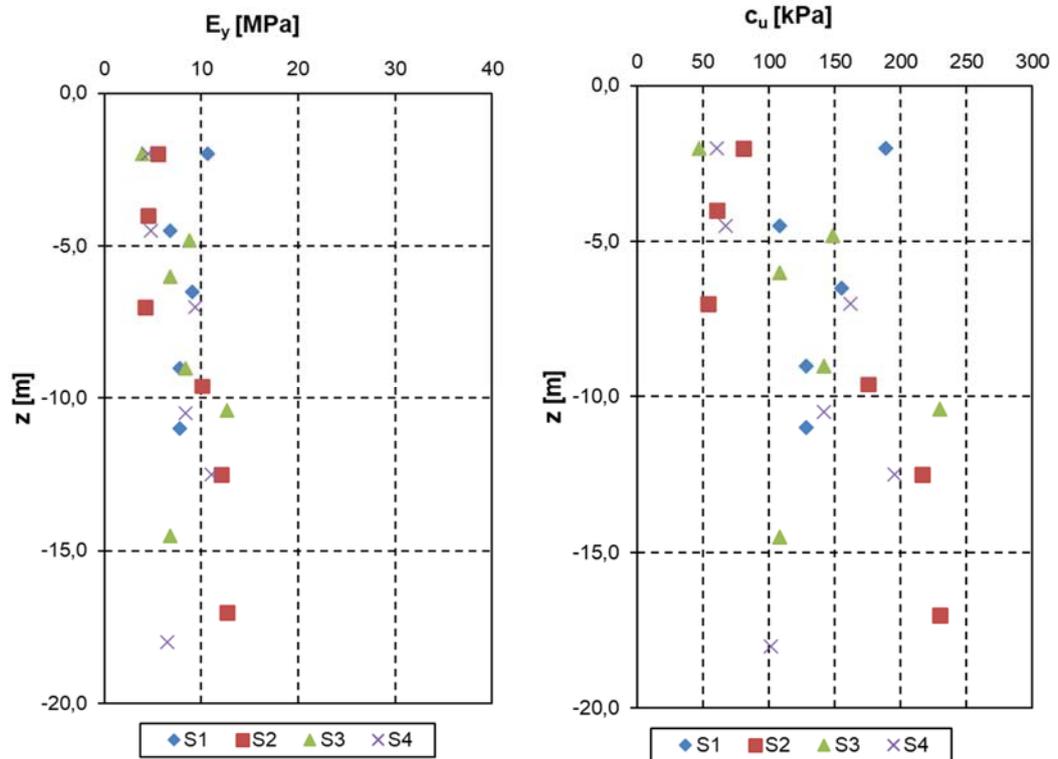


Figura 6-16: Andamento del modulo di rigidezza e coesione non drenata con la profondità

6.1. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1.1. PROVE MASW

Al fine di caratterizzare la risposta sismica dell'area in esame, è stata considerata un'acquisizione MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva) relativa alle indagini svolte nel 2017: MASW2.

Profilo Verticale Vs				Masw 2
Spessore (m)	Profondità (da m)		Vs (m/sec)	Tipo di analisi: Onde di Rayleigh
2.07	0.00	2.07	308	VS30 (m/s): 428
3.66	2.07	5.73	345	
4.22	5.73	9.95	384	
7.54	9.95	17.49	434	
12.51	17.49	30.00	513	Tipo di Suolo: B

Figura 6-17: Tabella riassuntiva Vs e Vs30

6.1.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

La prova down-hole eseguita nella campagna di indagine del 2019 è stata eseguita sul punto di sondaggio denominato S2, è stata spinta fino alla profondità di 35 m.

STRATIGRAFIA	d	z	d/z	alfa	tp	tv	Vp intervallari	Vp verticali	ts	tv	Vs intervallari	Vs verticali
Materiale di riporto	3	1	3,0000	1,2490	6,25	2,0	506	506	15,00	4,7	211	211
	3	2	1,5000	0,9828	7,00	3,9	515	515	17,00	9,4	212	212
Limi argilloso sabbiosi	3	3	1,0000	0,7854	7,92	5,6	536	536	19,55	13,8	217	217
	3	4	0,7500	0,6435	8,69	7,0	575	575	20,60	16,5	243	243
	3	5	0,6000	0,5404	9,75	8,4	598	598	22,60	19,4	258	258
	3	6	0,5000	0,4636	11,20	10,0	599	599	25,55	22,9	263	263
Limi sabbioso argillosi	3	7	0,4286	0,4049	13,00	11,9	586	586	29,30	26,9	260	260
	3	8	0,3750	0,3588	12,00	11,2	712	712	26,10	24,4	327	327
	3	9	0,3333	0,3218	12,41	11,8	764	764	26,85	25,5	353	353
	3	10	0,3000	0,2915	13,02	12,5	802	802	27,50	26,3	380	380
Argilla limoso sabbiose	3	11	0,2727	0,2663	13,60	13,1	838	838	28,87	27,9	395	395
	3	12	0,2500	0,2450	14,22	13,8	870	870	30,00	29,1	412	412
	3	13	0,2308	0,2268	14,90	14,5	895	895	31,46	30,7	424	424
	3	14	0,2143	0,2111	12,42	12,1	1153	1153	29,00	28,4	494	494
Calcareniti poco cementate	3	15	0,2000	0,1974	12,61	12,4	1213	1213	30,68	30,1	499	499
	3	16	0,1875	0,1853	12,90	12,7	1262	1262	30,90	30,4	527	527
	3	17	0,1765	0,1747	13,20	13,0	1308	1308	31,48	31,0	548	548
	3	18	0,1667	0,1651	13,33	13,1	1369	1369	31,84	31,4	573	573
Calcare	3	19	0,1579	0,1566	14,02	13,8	1372	1372	32,50	32,1	592	592
	3	20	0,1500	0,1489	14,43	14,3	1402	1402	33,69	33,3	600	600
	3	21	0,1429	0,1419	15,02	14,9	1412	1412	34,80	34,5	610	610
	3	22	0,1364	0,1355	15,10	15,0	1470	1470	38,00	37,7	584	584
Calcareniti poco cementate	3	23	0,1304	0,1297	15,55	15,4	1492	1492	39,06	38,7	594	594
	3	24	0,1250	0,1244	16,20	16,1	1493	1493	40,80	40,5	593	593
	3	25	0,1200	0,1194	17,50	17,4	1439	1439	40,55	40,3	621	621
	3	26	0,1154	0,1149	18,33	18,2	1428	1428	43,00	42,7	609	609
Calcare	3	27	0,1111	0,1107	18,02	17,9	1508	1508	42,60	42,3	638	638
	3	28	0,1071	0,1067	18,40	18,3	1530	1530	43,80	43,6	643	643
	3	29	0,1034	0,1031	18,65	18,6	1563	1563	44,71	44,5	652	652
	3	30	0,1000	0,0997	18,98	18,9	1588	1588	45,30	45,1	666	666
Calcare	3	31	0,0968	0,0965	19,45	19,4	1601	1601	44,00	43,8	708	708
	3	32	0,0938	0,0935	19,77	19,7	1626	1626	45,00	44,8	714	714
	3	33	0,0909	0,0907	21,00	20,9	1578	1578	48,00	47,8	690	690
	3	34	0,0882	0,0880	15,00	14,9	2275	2275	28,56	28,4	1195	1195
3	35	0,0857	0,0855	15,12	15,1	2323	2323	29,00	28,9	1211	1211	

Nota: d, z sono espressi in m; t, tv sono espressi in msec; Vp, Vs sono espressi in m/sec
d = distanza del punto sorgente dal perforo - z = profondità di posizionamento della sonda geofonica
t = tempo di primo arrivo dell'onda sismica - tv = tempo di primo arrivo corretto in funzione della distanza d

Vs30= VS,eq= 254,891 m/sec

Figura 6-18: Velocità verticali ed intervallari delle onde sismiche P ed S

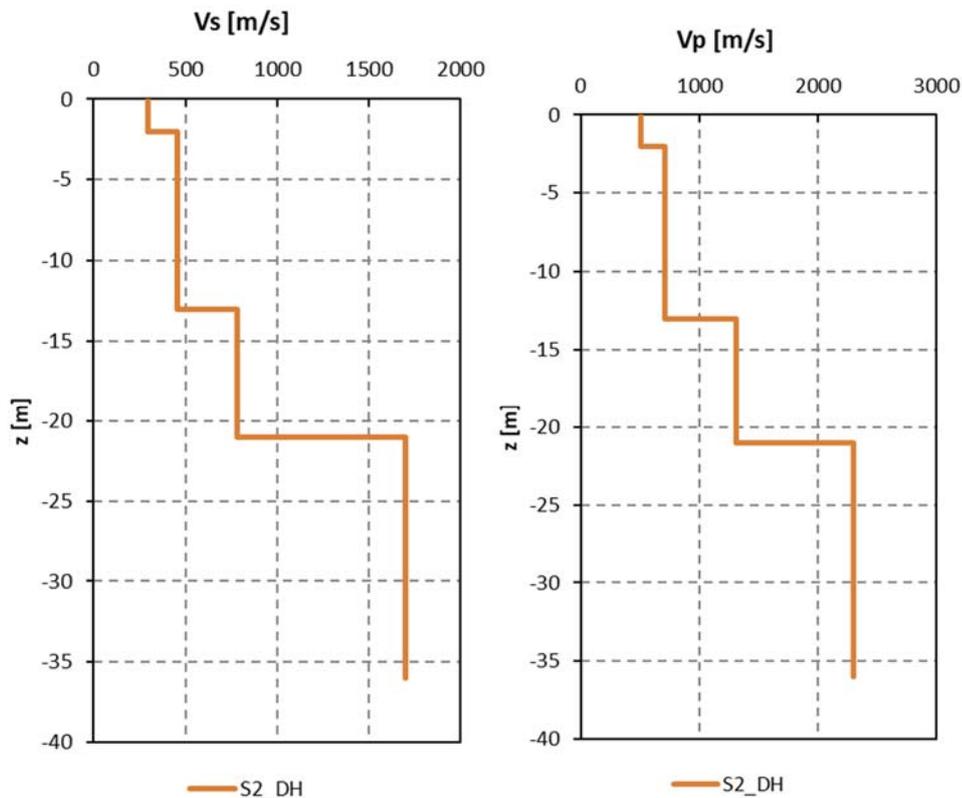


Figura 6-19: Andamenti i Vs e Vp

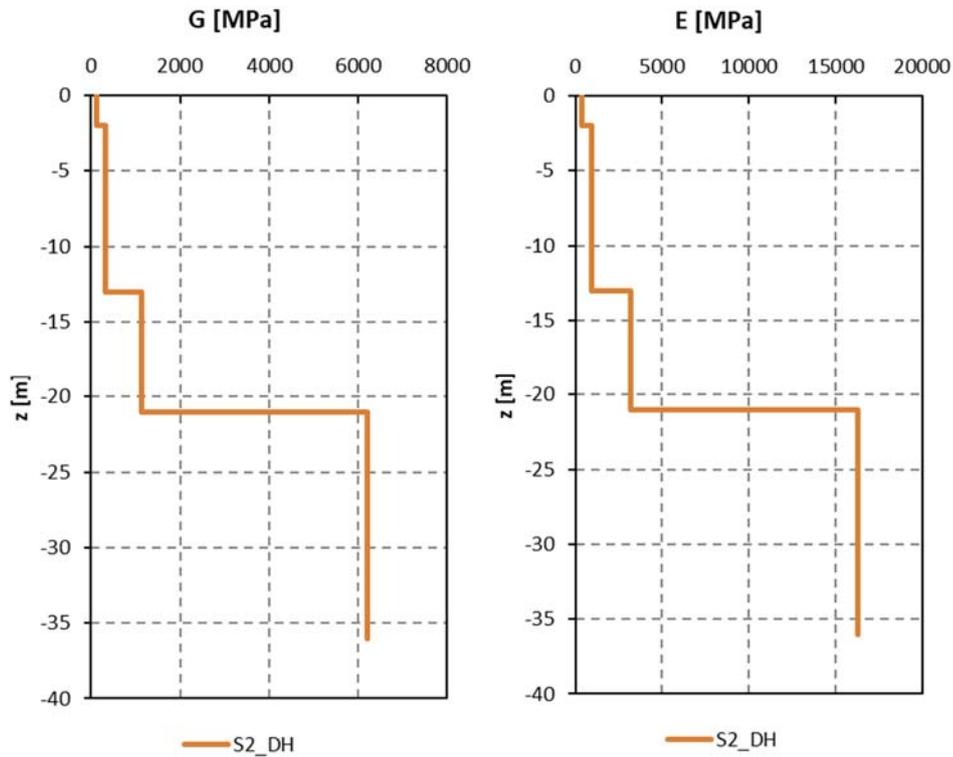


Figura 6-20: Andamento del modulo di taglio G e del modulo di Young E

Dai valori ricavati dall'indagine down-hole il valore di $V_{s,eq}$ risulta essere pari a 255m/s. In base alla tab. 3.2.II della NTC18 la categoria di sottosuolo in corrispondenza del punto investigato risulta essere C.

CENTRALE TERMOELETTRICA DI CERANO DI TURANO (BR)			
DOWN HOLE	SONDAGGIO	VELOCITA' DI PROPAGAZIONE ($V_{s,eq}$)	CATEGORIA DI SUOLO
S2_DH	S02	255m/s	C

Figura 6-21: Tabella categoria di sottosuolo

7. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

7.1. SUCCESSIONE LITOSTRATIGRAFICA DELL'AREA DI STUDIO

Le OCGT/CCGT saranno realizzate su un'area originariamente valliva, prodotta dall'erosione dei corsi d'acqua, fossi Cerano e Ceranino. Attualmente l'area è situata a quota +8.00 s.l.m., ed è il risultato di ampi lavori di sbancamento delle superfici a quota maggiore e di colmata di quelle profondamente incise dal corso d'acqua.

Sulla base dell'interpretazione delle prove eseguite con particolare riferimento al volume significativo interagente con le opere di Progetto, è possibile delineare una successione stratigrafica costituita essenzialmente dai litotipi di seguito descritti:

- R. Terreni di riporto. Colmata corsi d'acqua, fossi Cerano e Ceranino, con terreno di tipo A4 (ex CNR UNI 10006) limo-argilloso compattato, e successiva esecuzione di un riporto finale di sommità con materiale A1-a ghiaia-sabbiosa (ex CNR UNI 100006) e formanti anche il piazzale esistente;
- A. Sabbie limose e/o limi sabbiosi a grana fine passanti a limi sabbioso-argillosi di colore beige con inclusioni di colore grigio e possibile rara presenza di noduli calcarenitici centimetrici;
- B. Limi argilloso-sabbiosi o sabbioso argillosi di colore marrone grigiastro o grigio azzurro
- C. Calcarenite bianche di grana medio grossolana, molto ritenere, con intervalli più cementati
- D. Calcari dolomitici

Dallo studio delle informazioni disponibili si evince la presenza di una falda freatica il cui livello di soggiacenza medio è localizzato alla profondità di circa 4.5m dal piano campagna.

Le indagini effettuate in sito e la successiva analisi dei valori ottenuti, hanno consentito la stima dei valori caratteristici dei parametri più rappresentativi del terreno investigato. Di seguito viene fornita una caratterizzazione geotecnica di massima delle litologie presenti nell'area e interessate dalle opere di progetto, accorpando i singoli strati di terreno in "Unità litotecniche" composte da litotipi caratterizzati da caratteristiche fisiche e da un comportamento reologico assimilabile.

Rispetto a quanto sopra descritto, la definizione preliminare delle unità litotecniche ai fini della verifica di stabilità delle aree può essere sintetizzata come segue.

SPESSORE [m]	UNITÀ LITOTECNICA
0 ÷ 3,5m	(R) – Terreni di riporto. Colmata corsi d'acqua, fossi Cerano e Ceranino con terreno di tipo A4 (ex CNR UNI 10006) limo-argilloso compattato, e successiva esecuzione di un riporto finale di sommità con materiale A1-a ghiaia-sabbiosa (ex CNR UNI 100006).
3,5 ÷ 13,0m	Unità A - Formazioni sabbie limose a grana fine passanti a limi sabbioso-argillosi di colore beige con inclusioni di colore grigio e possibile rara presenza di noduli calcarenitici centimetrici
13,0 ÷ 21,0m	Unità B – Formazioni argilla limoso sabbiose di colore marrone-grigiastro
21,0 ÷ 33,0m	Unità C – Formazioni calcarenite a grana medio grossolana, poco cementate
33,0 ÷ 36,0m	Unità D – Formazioni calcarea dolomitica

Tabella 7-1: Unità litotecniche riconosciute

Nella Tavole grafiche allegate al presente documento sono riportate le sezioni geologiche interpretative del sottosuolo – Profili litostratigrafici A-A, B-B e C-C, realizzate considerando le indagini poste alla base del Presente Studio.

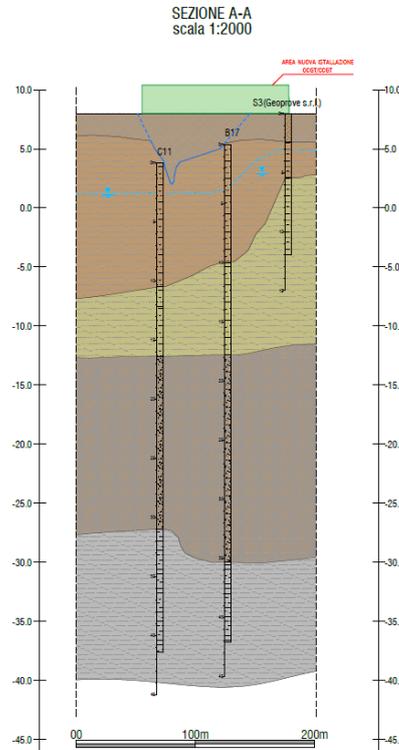


Figura 7-1: Profilo litostratigrafico - Sezione A-A – vedi allegato grafico

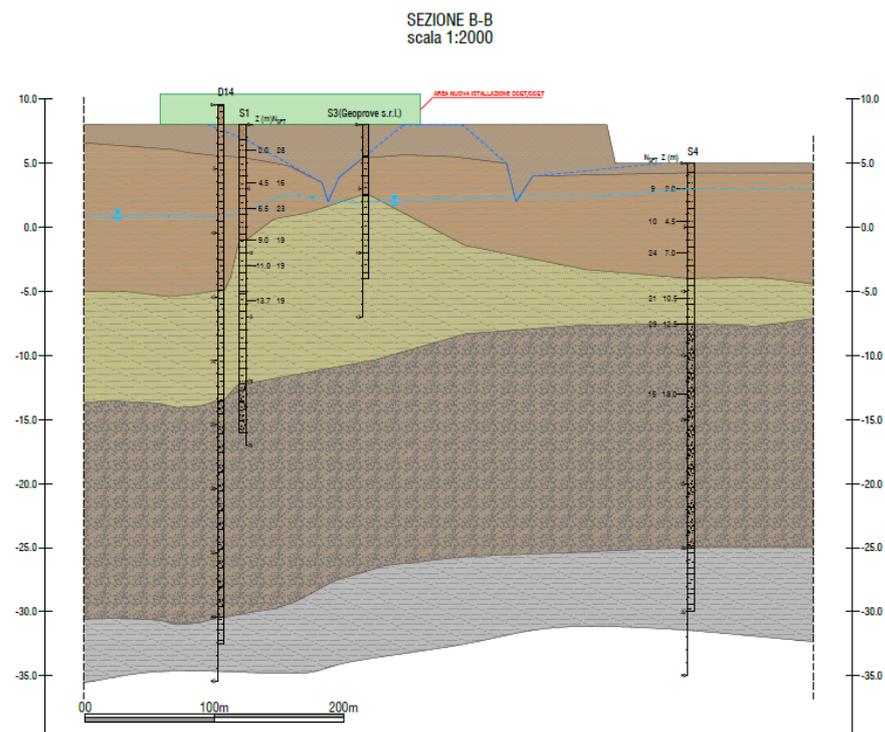


Figura 7-2: Profilo litostratigrafico - Sezione B-B – vedi allegato grafico

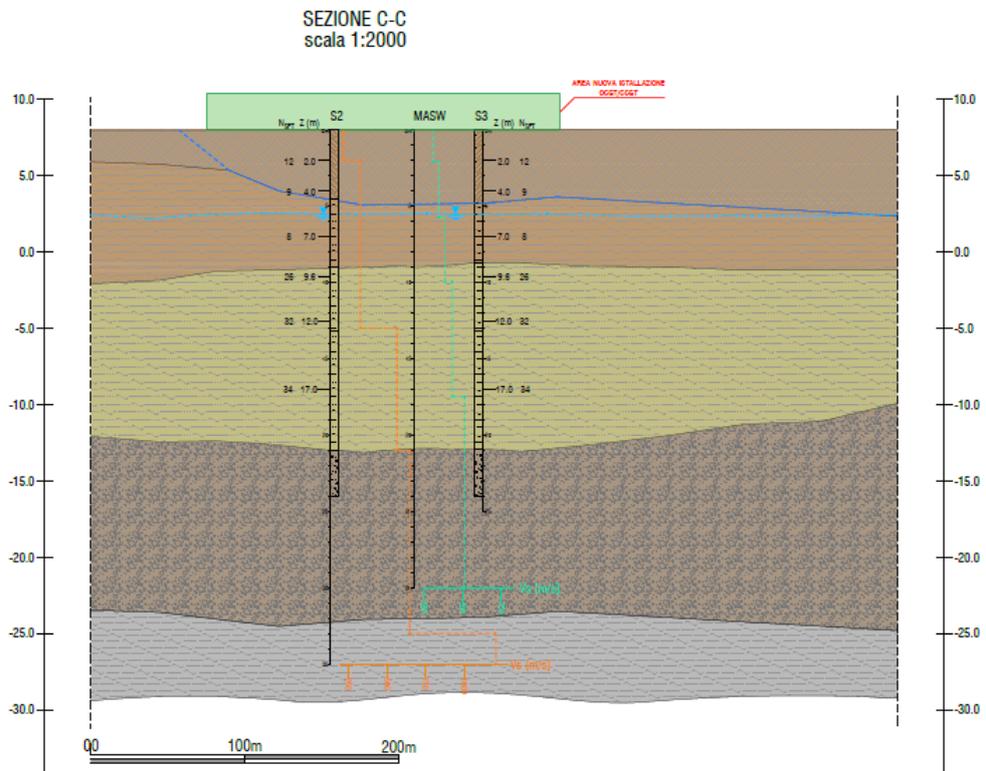


Figura 7-3: Profilo litostратigrafico - Sezione C-C – vedi allegato grafico

UNITA' LITOLOGICA	γ_{nat} [kN/m ³]	W_{nat} [%]	C_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	V_s [m/s]
Riporto (R)	18,0	-	100	0	34	211,50
Unità A	19,0	22,8	90,4	15	31	321,09
Unità B	20,0	24,5	190	8,6	29,7	555,38
Unità C	20,5	25	-	-	-	642,67
Unità D	21,0	-	-	-	-	1203,00

Figura 7-4: Parametri geotecnici di progetto

8. CONCLUSIONI

I terreni che caratterizzano il sito della centrale ENEL di Brindisi Sud, con riferimento alla specifica area di intervento per le nuove installazioni OCGT/CCGT, sono costituiti da una sequenza sedimentaria plioleistocenica, poggiante su un substrato calcareo-dolomitico mesozoico.

Le indagini di laboratorio ed in sito disponibili in questa sede, hanno permesso una sufficiente caratterizzazione geotecnica di tali terreni, condizionati, tra l'altro, dalla presenza di carbonati, da una cementazione irregolare e da una diffusa fratturazione.

Per quanto attiene ad una preliminare valutazione degli apparati fondali delle nuove opere, è possibile tenere conto delle pregresse esperienze condotte nell'area della Centrale, nella quale sono state realizzate diverse palificate sia di pali trivellati di grosso diametro, che pali battuti, oggetto di specifiche sperimentazioni.

Dalle predette esperienze, è possibile disporre di dati sperimentali relativi a prove di carico strumentate su pali trivellati di grosso diametro. Queste sono state effettuate sia nei confronti di carichi verticali che orizzontali.

Dette prove hanno consentito di dedurre il comportamento a breve e lungo termine rispetto ai valori di progetto della portanza verticale ed orizzontale delle palificate.

In generale sussiste un buon accordo tra i risultati desunti dalle prove di carico su pali, riportati in appendice, e quelli provenienti dall'indagine per la caratterizzazione geotecnica del sito, pertanto è possibile ritenere affidabili gli esiti di tali esperienze ai fini della futura progettazione esecutiva degli apparati fondali dei nuovi gruppi OCGT/CCGT.

Al fine di perseguire inoltre il superamento degli spessori dei materiali di riporto relativi alla colmata dei corsi d'acqua, fossi Cerano e Ceranino, di spessore pari a circa 2m e di trasferire quindi i carichi fondazionali, della nuova unità a gas, a litologie più profonde escludendo così qualsiasi forma diretta con i predetti materiali di colmata, la progettazione esecutiva sarà quindi orientata verso fondazioni profonde.

ALLEGATI

ESPERIENZE SUI PALI DI FONDAZIONE NELLA NUOVA CENTRALE ENEL DI BRINDISI SUD

VINCENZO COTECCHIA

Istituto di Geologia Applicata e Geotecnica, Facoltà Ingegneria - Bari

VINCENZO LENTI

CNR, Centro Studi Applicazioni Tecnologie Avanzate in Idrogeologia - Bari

ACHILLE NERI

ENEL DCO-ULP - Piacenza

GIUSEPPE SPILOTRO

Istituto di Geologia e Geotecnica, Fac. Ingegneria, Università della Basilica - Potenza

ELIO TRAMONTIN

ENEL DCO-MI, URI Brindisi Sud

LUCIO TRIPICIANO

ENEL DCO-MI, UIB Milano

SOMMARIO

Nella nuova centrale ENEL di Brindisi Sud sono state realizzate diverse palificate utilizzanti sia pali trivellati di grosso diametro, sia pali battuti, oggetto di specifiche sperimentazioni. I terreni che caratterizzano il sito sono costituiti da una sequenza sedimentaria pliopleistocenica, poggiate su un substrato calcareo-dolomitico mesozoico.

Le indagini di laboratorio ed in sito hanno permesso un'ottima caratterizzazione geotecnica di tali terreni, condizionati, tra l'altro, dalla presenza di carbonati, da una cementazione irregolare e da una diffusa fratturazione.

Le prove di carico sui pali trivellati di grosso diametro sono state effettuate sia con caricamento verticale, che orizzontale. In alcuni casi sono state disposte anche strumentazioni di controllo in fori verticali nel terreno, che hanno permesso di ricavare gli spostamenti orizzontali e le variazioni volumetriche. Alcune prove di carico verticali su pali strumentati hanno inoltre consentito l'analisi del comportamento a lungo termine (oltre 20 mesi).

In generale sussiste un buon accordo tra i risultati desunti dalle prove di carico su pali e quelli provenienti dall'indagine per la caratterizzazione geotecnica del sito; per quanto attiene al comportamento delle sabbie calcaree, attraversate dai pali trivellati, i risultati smentiscono le più penalizzanti previsioni suggerite dalla letteratura.

1. PREMESSA

Nell'ambito della realizzazione di grosse opere di ingegneria, tradizionalmente si dispone di indagini, sia in fase preliminare di studio del progetto, sia in fase esecutiva e di collaudo, sufficientemente ampie. Le più importanti realizzazioni dell'ENEL non si sottraggono a tale regola, ed hanno contribuito negli ultimi decenni a fornire, nei campi specifici della Geotecnica e più in generale delle Scienze della Terra, occasioni di studio e di importanti acquisizioni sperimentali.

Il Cantiere della nuova Centrale ENEL di Brindisi Sud (Fig.1) ha permesso, a partire dal 1983, l'acquisizione di importanti conoscenze in campo geologico-applicativo e geotecnico che si aggiungono alle altre già rese note per la precedente Centrale di Brindisi Nord (TEDESCHI C., 1969), che trascendono l'interesse regionale per le stesse. Gli aspetti più rilevanti afferiscono infatti al comportamento di formazioni sciolte fortemente preconsolidate (essenzialmente per fattori climatici ed idrogeologici), alla cementazione dei terreni a rilevante componente carbonatica, infine alla diffusa fratturazione.

Di grande interesse è in particolare il contributo alla conoscenza del comportamento dei pali trivellati nelle sabbie calcaree cementate. Per tali terreni le sperimentazioni pubblicate evidenziano risultati discordanti, sia per quanto riguarda la significatività dei diversi tipi di indagine in sito ed in laboratorio che, in secondo luogo, per quanto riguarda il dubbio contributo offerto alla resistenza laterale dall'addensamento modesto o dalla cementazione, ovviamente di diverso segno (ISMAEL et Al., 1986; MURFF, 1987).

I pali utilizzati nell'ambito delle opere della Centrale sono stati essenzialmente di tipo trivellato con circolazione di fanghi bentonitici del diametro di 800 mm e di 1200 mm. Questi pali poggiano con la punta sul basamento calcareo dolomitico, con lunghezza complessiva dell'ordine di 25+30 m dalla testa. Per gli edifici minori o per irrigidimento dei terreni dotati di scarsa cementazione, sono stati utilizzati pali battuti sia di c.a. prefabbricati tronco-conici, sia di lamierino corrugato.

Nel presente lavoro si esporranno i risultati relativi alle sole sperimentazioni sui pali trivellati di grosso diametro.

2. SINTESI DEI DATI GEOLOGICI, GEOTECNICI ED IDROGEOLOGICI

2.1 Geologia generale

La Centrale Enel presso Masseria Cerano è situata circa 14 km a sud di Brindisi su un'area prospiciente il mare Adriatico (Fig.1). L'area è pianeggiante, a quota assoluta intorno ai 14+15 m s.l.m. e fronteggia il mare con una falesia (Fig.2) che ha evidenziato, negli anni precedenti alla costruzione della Centrale, un arretramento dell'ordine di 2+3 m/anno.

La continuità della piana è interrotta da incisioni ramificate sfocianti a mare; l'alveo di tali incisioni ha subito traslazioni planimetriche nel tempo verso SW per basculamenti tettonici della piattaforma carbonatica.

Il quadro stratigrafico nell'area del Cantiere è

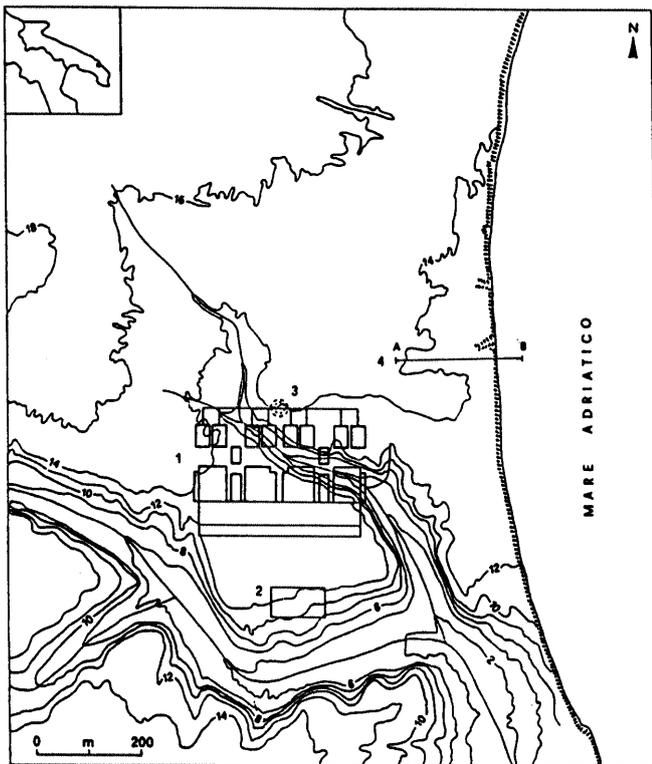


Fig. 1 Planimetria di dettaglio della zona:
1) zona isola produttiva; 2) campo pali di prova
3) ciminiera; 4) sezione stratigrafica A-B

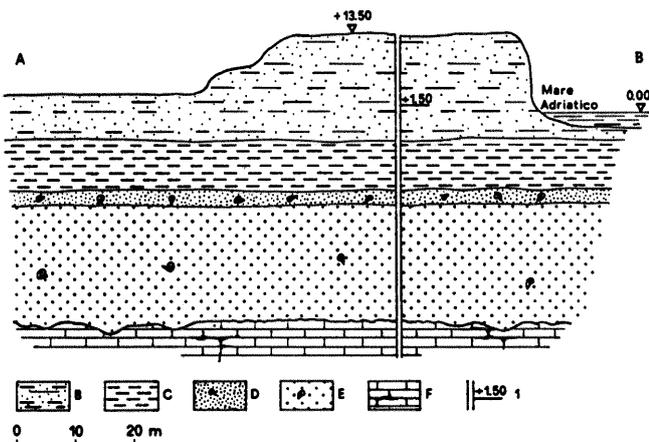


Fig. 2 Sezione A-B: Stratigrafia tipo della zona
B: Sabbie e limi avana e grigi
C: Argille sabbiose grigie
D: Sabbie limose di transizione
E: Sabbie calcaree (Calcareniti)
1: Livello della falda profonda

definito da una successione sedimentaria, trasgressiva a partire dal tardo pliocene sui calcari mesozoici costituenti il basamento regionale (Fig.2). In superficie e nelle incisioni vi sono coperture quaternarie continentali. La sequenza dei singoli termini rinvenibili è, dall'alto verso il basso, la seguente:

- A: coperture continentali (A1) e terreni alluvionali (A2);
B: sabbie limose gialle e grigie;
C: argille sabbiose grigie;
E: sabbie calcaree spesso cementate (calcareniti), a diagenesi molto variabile;
F: calcari dolomitici mesozoici.

Alcuni termini (es. D) costituiscono transizioni di modesto spessore e di scarsa importanza pratica.

La sequenza è regolare su tutta l'area, salvo nelle incisioni ed in rari altri punti, che non interessano ai fini degli argomenti in discussione.

2.2 Caratteri geotecnici dei termini presenti

I termini che interessano, ai fini del comportamento dei pali di fondazione, sono quelli precedentemente denominati B, C, E, F.

Diverse campagne di indagini hanno permesso uno studio completo dei diversi terreni sotto l'aspetto geotecnico, sia attraverso prove di laboratorio, sia attraverso prove in sito. Queste ultime hanno compreso prove SPT, CPT, DMT, VT, pressiometriche ed infine gamma-log, gamma-gamma log e neutron-neutron log.

I principali parametri di riconoscimento e di stato fisico (COTECCHIA ed Al., 1987) sono riportati nella tab.1 per le formazioni sciolte; per i termini B e C nella tab.2 vengono forniti i principali parametri di resistenza e di deformabilità.

	G	γ_d	W	S	S	C	LL	IP	CARB
		g/cm ³	%	%	%	%	%	%	%
B	2.71	1.63	22.7	62.3	22.6	16.4	30.5	8.9	32.5
C	2.73	1.58	26.5	40.0	29.0	31.6	41	21.3	33.9
D	2.73	1.60	25	48	28	24	35	16	51.5
E	2.72	1.52	—	87.5	16	11.6	—	—	99.4

Tab. 1 Parametri di riconoscimento e di stato fisico per le formazioni sciolte.

TERM	c'	ϕ'	Cu	E1/3	OCR
	Kg/cm ²	°	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
B	0.2	32	2.2	350	—
C	0.2	26	2.8	450	7+9

Tab. 2 Parametri di resistenza e di deformabilità per le formazioni B e C.

In fig. 3 sono riportati i valori di resistenza non drenata ottenuti attraverso differenti tipi di prove lungo alcune verticali tipiche entro i terreni B e C.

E' importante sottolineare che i terreni del termine B sono in una ampia fascia non saturi. Lo scarto, talvolta sensibile, in termini di resistenza rilevabile con i diversi metodi di prova, trova parziale giustificazione nei caratteri strutturali e microtessiturali dei terreni in esame: stratificazione, fessurazione, cementazione, presenza di concrezioni di gusci di molluschi.

Ciò limita le possibilità di estendere a tali terreni le usuali correlazioni tra alcuni tipi di prove in sito e alcune caratteristiche geotecniche.

Per i terreni E, le sabbie calcaree irregolarmente cementate, tali difficoltà sono state accresciute dalla impossibilità stessa di esecuzione di alcune di tali prove. In fig.4 si riporta un profilo geotecnico, definito attraverso l'uso di sonde nucleari e di prove SPT.

I calcari mesozoici di base (F) hanno caratteri tipici di un lapideo interessato da giunti di strato, diverse famiglie di giunti di fessurazione e carsificazione di varia entità, con valore di resistenza a compressione della roccia intatta dell'ordine di 900 Kg/cm^2 .

2.3 Caratteri idrogeologici

Nell'ambito della sequenza stratigrafica precedentemente descritta esiste una falda profonda contenuta nei calcari mesozoici fratturati e carsificati (F), dotata di carico superiore di $1.5+2 \text{ m}$ rispetto al livello del mare, contenuta superiormente dal livello argilloso (C). Falde superficiali di modesta entità sono contenute invece nei terreni sabbiosi B. Oltre alla direzione di deflusso principale verso il mare di entrambi i sistemi di falda, è stato accertato che le pressioni interstiziali nell'ambito dei terreni sciolti (B, C, D ed E) seguono un modello di filtrazione verticale definito ai contorni dai carichi degli acquiferi profondo e superficiale, secondo i rapporti di permeabilità verticale dei singoli termini.

3. PALI DI GROSSO DIAMETRO: PROVE DI CARICO VERTICALE

Le prove di carico verticale sono state effettuate in gran parte dei casi con contrasto mediante zavorra.

Alcuni pali erano strumentati allo scopo di ricavare le modalità di diffusione del carico in profondità: della maggior parte si dispone solo delle curve carico-cedimento.

L'ubicazione dei pali strumentati è riportata in fig.1, unitamente al diametro e alla sigla degli stessi.

I pali ubicati nell'isola produttiva (P120, P123) e nella zona ciminiera (P27), hanno fornito indicazioni sul comportamento a lungo termine dei terreni durante le fasi di costruzione delle opere e, successivamente, a carico costante. Il palo 27 e' stato sottoposto ad una prova di carico di tipo tradizionale prima dell'inglobamento sotto il plinto della ciminiera. Inoltre il palo 123 e' stato oggetto di precarica prima del suo utilizzo sotto uno dei plinti del 4' gruppo della sala macchine.

3.1. Prove di carico a breve termine

Nella fig.5 sono riportati gli involuipi delle curve carico-cedimento relative a tutti i pali, strumentati e non, sia del diametro $\varnothing 800 \text{ mm}$ che del diametro $\varnothing 1200 \text{ mm}$. Per quanto riguarda i pali $\varnothing 800 \text{ mm}$, l'involuppo riportato mostra che, ai carichi massimi di prova, gli stessi si discostano sensibilmente da un andamento lineare.

I pali $\varnothing 1200 \text{ mm}$ rivelano cedimenti ancora contenuti

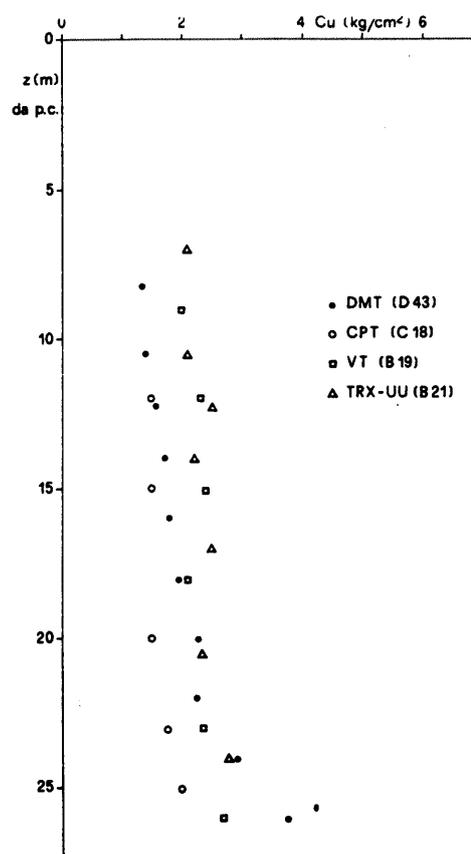


Fig. 3 Variazione della coesione non drenata con la profondità, da prove di laboratorio e in sito

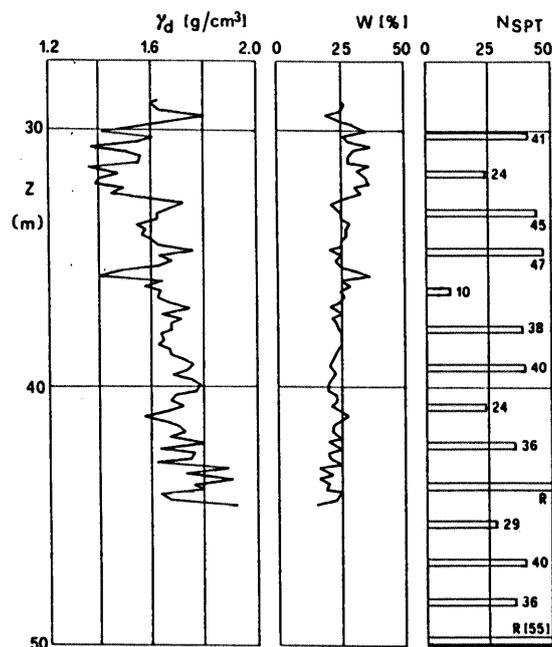


Fig. 4 Profilo geotecnico delle calcareniti

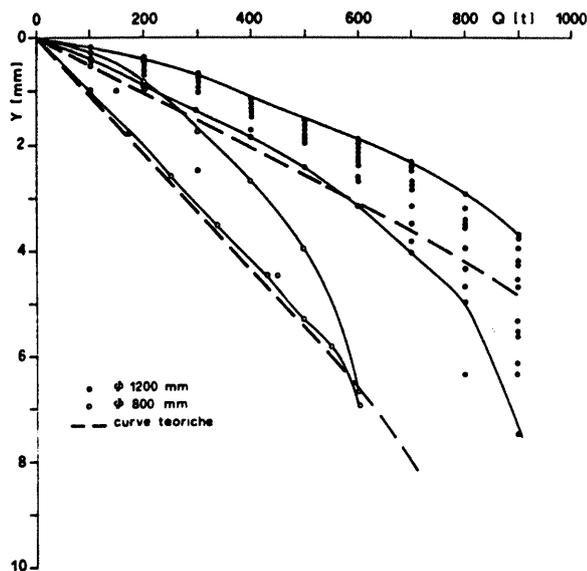


Fig. 5 Involuppi delle curve carico-cedimento per i pali ϕ 800 mm e ϕ 1200 mm e confronto con le curve ricavate con la procedura di COYLE e REESE

ed andamento delle curve carico-cedimento poco discosto dalla linearità. Con riferimento alle prove di carico su pali strumentati, le figure 6 + 9 riportano i diagrammi sforzo normale-profondità per diverse situazioni di carico per i pali P1, P5, P27, P123, unitamente alle stratigrafie del terreno nelle immediate adiacenze dei pali stessi. Il comportamento del palo P1 (fig. 6) risulta, in particolare, notevolmente differente da quello di tutti gli altri pali provati.

Esso rivela infatti un prevalente interessamento della punta ai livelli di carico più alti e nessun trasferimento di carico nei primi 12 metri circa, nelle formazioni B e C. La circostanza sembra doversi addebitare alla tecnologia di perforazione a fanghi bentonitici (ANGEMEER et Al., 1973) non ancora ottimizzata in questo primo palo.

Le prove di carico eseguite sui pali P5 (ϕ 800 mm) e P27 (ϕ 1200 mm) rivelano che il carico si dissipa, per entrambi i pali, nella sua quasi totalità, per attrito laterale, con comportamento maggiormente dissipativo delle formazioni più profonde (C, D ed E), rispetto alle sabbie limose superficiali (B).

Il palo 123 ha subito un caricamento dal basso (Lenti et Al., 1989); successivamente la strumentazione estensimetrica ha permesso l'osservazione del comportamento dei terreni in esame a lungo termine. I diagrammi di fig. 9 mostrano gli andamenti dello sforzo normale con la profondità registrati nel corso della prova di carico. Dagli stessi si evince che il carico viene dissipato quasi integralmente nelle sabbie calcaree E.

Pertanto la prova si è rivelata particolarmente utile per la definizione delle modalità di trasferimento del carico per la citata formazione a elevati livelli tensionali, non raggiungibili in profondità con prove di carico tradizionali.

In fig. 10 sono riportate le curve di trasferimento

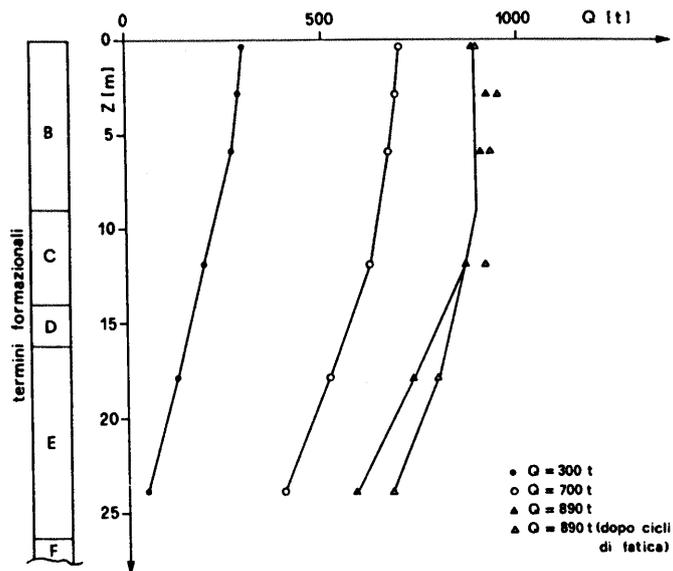


Fig. 6 Palo P1 (ϕ 1200 mm) - Diagrammi sforzo normale-profondità

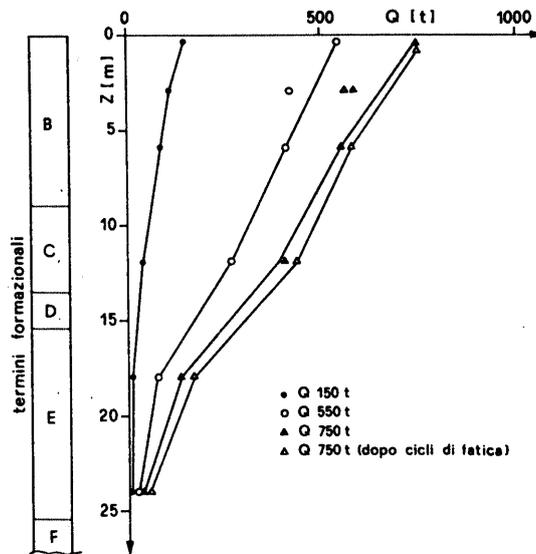


Fig. 7 Palo P5 (ϕ 800 mm) - Diagrammi sforzo normale - profondità

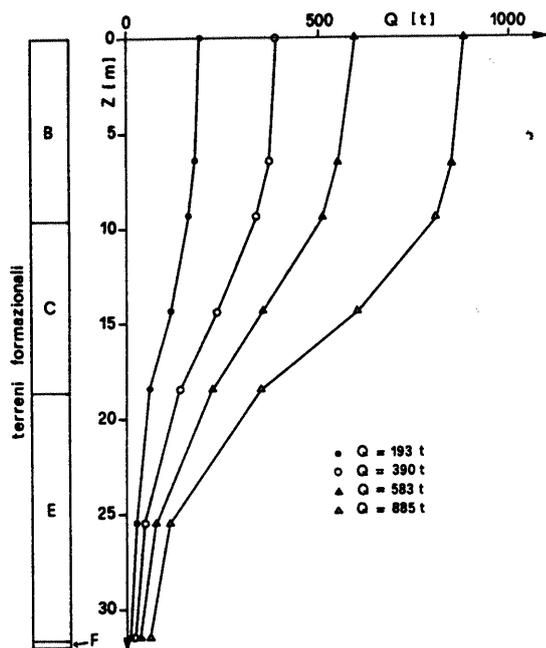


Fig. 8 Palo P27 (Ø 1200) - Diagrammi sforzo normale - profondità

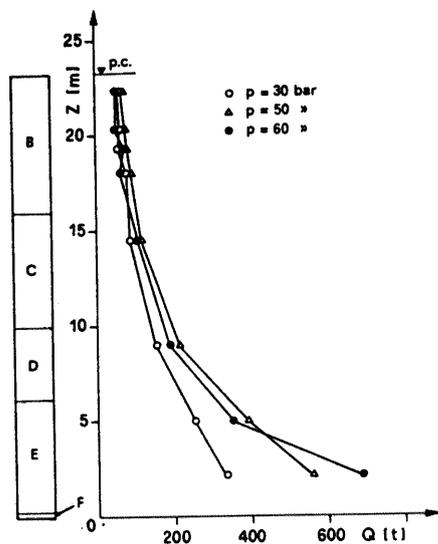


Fig. 9 Palo P123 (Ø 1200 mm) Diagrammi sforzo normale - profondità

per le formazioni B, C ed E. Per i livelli di deformazione raggiunti nel corso delle prove, solo la formazione B sembra aver raggiunto una plasticizzazione. Le sabbie calcaree (E) esibiscono un comportamento pressochè lineare, con valore massimo nel campo delle deformazioni ottenute di attrito laterale di 1.6 kg/cm^2 . Pur in mancanza di consolidate esperienze in letteratura in terreni di questo tipo con pali trivella-

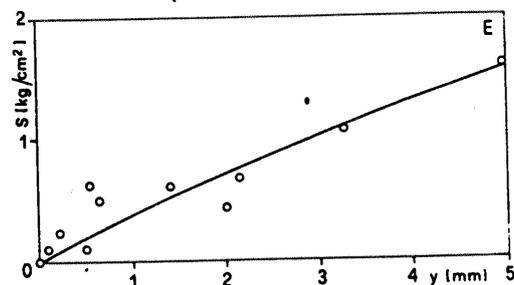
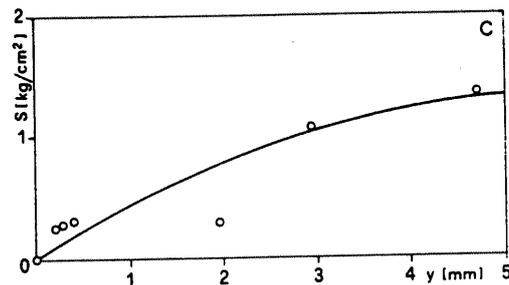
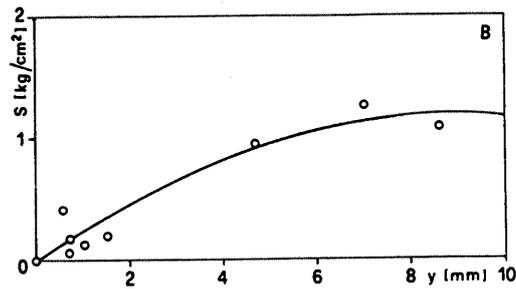


Fig. 10 Curve di trasferimento per le formazioni B, C ed E

ti, si può rilevare (anche dal confronto con le esperienze dei pali battuti in Centrale, che qui non si commentano) che il palo trivellato risponde per lo meno "non peggio" dei pali battuti e con valori di attrito laterale in definitiva in accordo con le previsioni teoriche. La formazione C esibisce l'inizio di un picco; il rapporto della adesione massima rispetto al valore medio di C_u è 0.5.

Sulla base di tali risultati, si è utilizzato il metodo di calcolo di Coyle e Reese (1966), per ricavare le curve carico-cedimento.

Tale procedura è stata applicata ad un palo Ø 800 mm e ad un palo Ø 1200 mm. Le curve carico-cedimento, così ottenute, sono in buon accordo con i risultati sperimentali (fig.5). È il caso di rilevare che le curve carico-cedimento dei pali strumentati si collocano al bordo inferiore dei rispettivi involucri e in stretta aderenza con le curve ricavate per via teorica. La circostanza conferma una tendenza generalmente riscontrata, che assegna un comportamento peggiore ai pali strumentati rispetto a quelli di linea.

3.2 Prove a lungo termine

Alcuni pali di prova strumentati, segnatamente il palo 27, il palo 120 ed il palo 123, hanno permesso di rilevare il comportamento durante le fasi costruttive ed al termine delle stesse per un lungo periodo, ancora in corso. In particolare il palo 27, facente parte della palificata della ciminiera (alta circa 200 m), ha permesso di seguire (fig.11) l'andamento delle deformazioni al variare delle fasi costruttive. In fig. 12 si mostra il progredire dello stato deformativo nel palo 27 per le diverse fasi costruttive e nelle diverse sezioni strumentate lungo la verticale B.

Si distingue una prima fase che va, nel dettaglio, dalla presa del calcestruzzo del plinto fino all'inizio costruzione della ciminiera. In questa fase, a carico costante, si nota, ai vari livelli strumentati, un incremento dello stato deformativo cui corrisponde un trasferimento del carico verso gli strati più profondi. Segue una seconda fase in cui il carico aumenta gradatamente fino alla fine della costruzione della canna. Successivamente il persistere del carico totale non comporta significativi incrementi tensionali, ma si riscontra una oscillazione delle deformazioni attorno ad un valore pressochè costante, con scarti contenuti nella tolleranza strumentale.

Lo stesso palo 27, durante la fase di presa e di maturazione del calcestruzzo del plinto, ha subito uno stato di coazione che si è sostanzialmente in un momento flettente conservatosi nel tempo e che è ben evidenziato dalle misurazioni estensimetriche nelle sezioni più vicine alla testa (fig. 13). La coppia di pali 120, 123 ha permesso, da una parte, di evidenziare il comportamento a carico costante di un plinto della sala macchine e, dall'altra, le differenze tra un palo oggetto di precari-

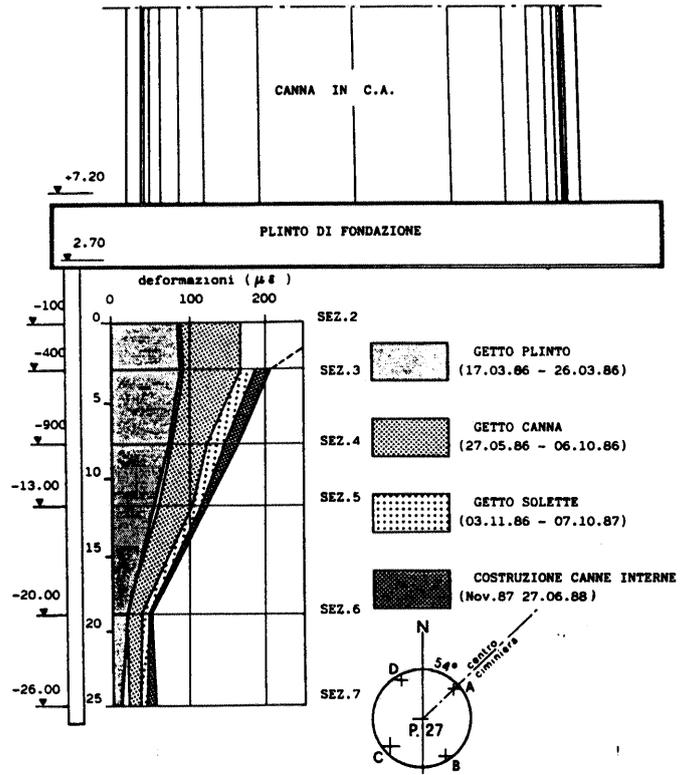


Fig. 11 Andamento delle deformazioni al variare delle fasi costruttive per il palo P27

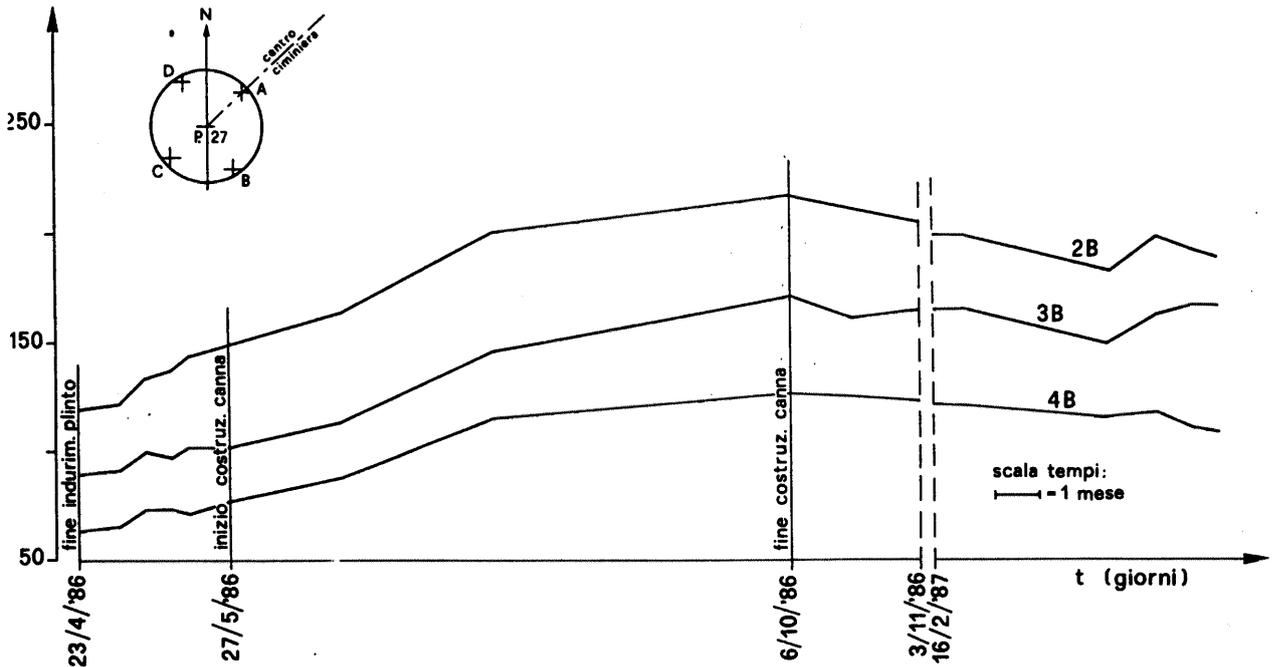


Fig. 12 Palo P27 (Ø 1200 mm) : andamento dello stato deformativo registrato in tre sezioni strumentate al procedere delle fasi costruttive

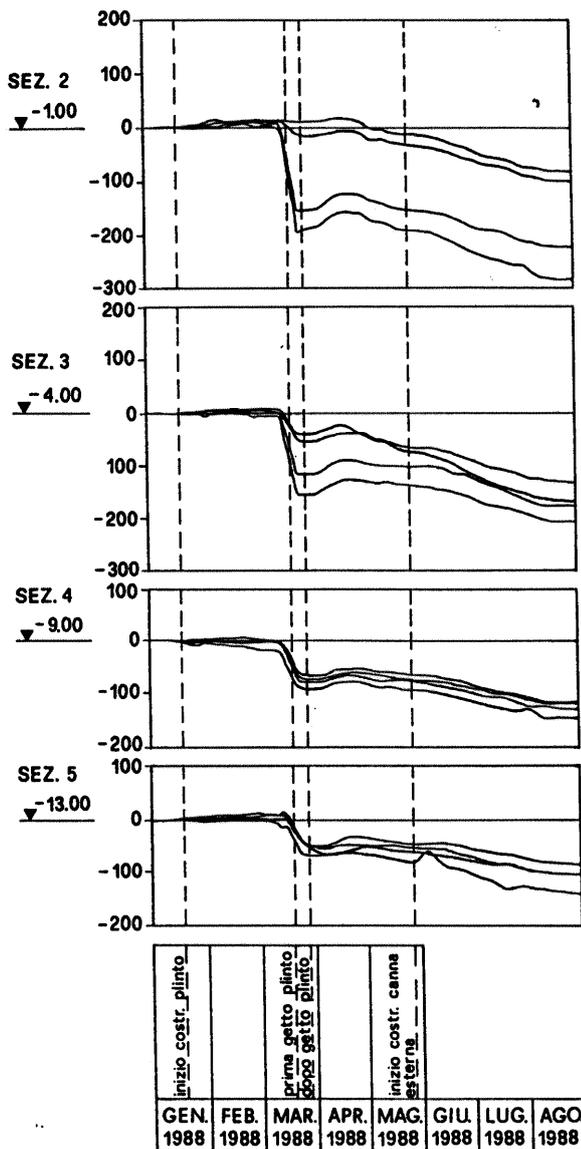


Fig. 13 Palo P27 (\varnothing 1200 mm): deformazioni indotte dalle varie fasi di carico in 4 diverse sezioni strumentate e coazioni indotte in testa dopo il getto del plinto

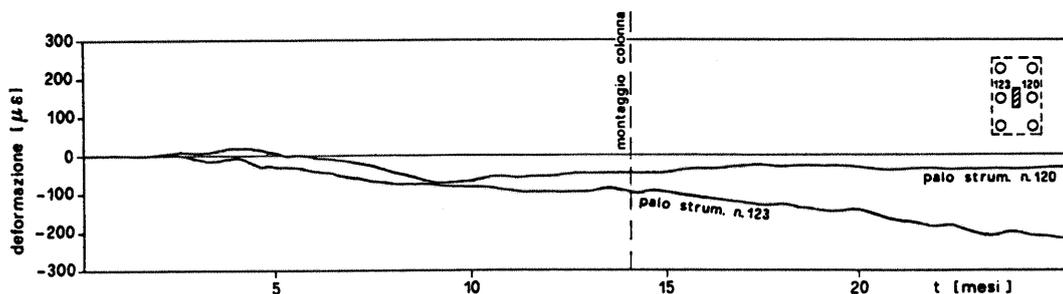


Fig. 14 Risposta ai carichi del palo P123 (con precarica alla punta) e del palo P120 sotto lo stesso plinto

ca alla punta ed uno non sottoposto a tale trattamento. La fig.14 evidenzia che il palo 123 ha assunto la quasi totalità del carico, stante la maggiore rigidezza ottenuta a mezzo della precarica. Tutto ciò conferma l'effetto che la precarica ha nei riguardi del comportamento carico-cedimento dei pali di fondazione (VIGGIANI et Al., 1983).

4. PALI DI GROSSO DIAMETRO: PROVE DI CARICO ORIZZONTALE

Nell'ambito della campagna di prove eseguite per la Centrale Termoelettrica di Brindisi Sud, sono state eseguite prove di spinta su alcuni dei pali precedentemente sottoposti a prove di caricamento verticale. E' il caso di rilevare che la strumentazione concepita per prove di carico verticale non sempre risulta disposta correttamente per l'analisi del comportamento dei pali caricati orizzontalmente.

Sono state tuttavia ottenute utili informazioni sul comportamento dei terreni di prova a caricamento orizzontale. Nel dettaglio sono state assoggettate a prova tre coppie di pali: P1-P2 (\varnothing 1200 mm), P5-P6 (\varnothing 800 mm) e P120-P123 (\varnothing 1200 mm).

Relativamente a quest'ultima coppia di pali va precisato che la prova di spinta è stata portata a valori molto bassi per non arrecare danni irreversibili, essendo i pali in esame parte della fondazione di un plinto della sala macchine.

In fig. 15 viene riportato lo schema della strumentazione afferente alle prove di spinta, comprensivo dei sistemi di misura installati nel terreno.

4.1 Risultati delle prove

I dati salienti provenienti dalle prove di carico orizzontale sui pali P1, P5, P120 e P123 sono riassunti in Tab. 3. I terreni interessati dalle prove sono stati sempre quelli della formazione B (sabbie limose debolmente cementate). La deformata sotto carico dei pali P1 e P5 è stata rilevata sia per via inclinometrica, che estensimetrica, mentre per i pali P120 e P123 è solo estensimetrica. I dati sono stati elaborati con un procedimento di interpolazione ai minimi quadrati (MATLOCK et Al., 1956), utilizzando come condizioni al contorno l'imposizione del valore del momento e del taglio, nonché dei valori di spostamento e rotazione, a testa palo. L'andamento del momento flettente viene esposto nella fig. 16 per i pali P1 e P5. Da essa si nota come al crescere del carico di prova la sezione in cui si verifica il massimo momento si approfondisce per entrambi i pali. Uguale tendenza si riscontra per il

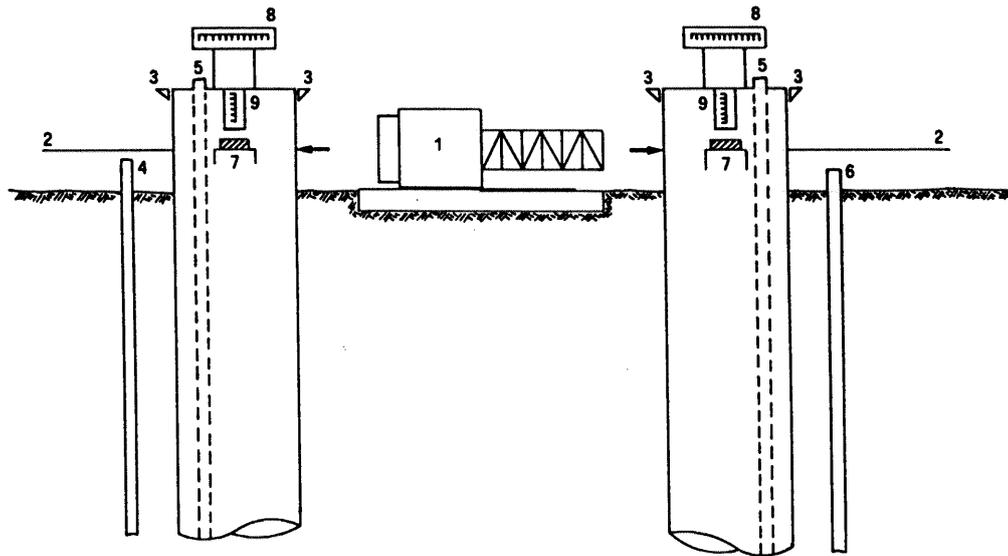
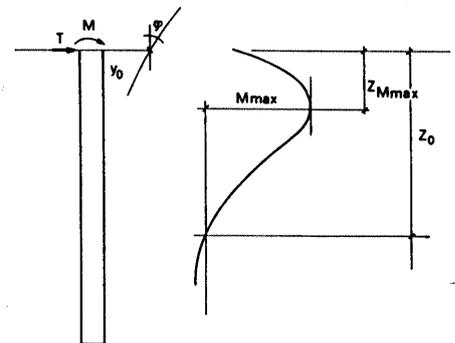


Fig. 15 Schema delle prove di carico orizzontale e dei dispositivi di controllo adottati. 1: sistema idraulico per la realizzazione del carico; 2: collegamenti in filo di invar ai LVDT; 3: punti di appoggio per le livellazioni di precisione; 4: tubo inclinometrico nel terreno; 5: tubi inclinometrici nei pali; 6: tubo di acciaio per misure di densità in sito con sonde nucleari; 7: inclinometri fissi; 8: stadiette per misure di spostamento orizzontale; 9: stadiette per misure topografiche di spostamento verticale (durante le prove di carico verticale).

T(t)	N(tn)	y(mm)	M _{max} (tm)		Z _{max} (m)		Z ₀ (m)		K ₀ (kg/cm ³)		E(kg/cm ²)	
			est.	incl.	est.	incl.	est.	incl.	est.	incl.	est.	incl.
PALO P1 (#1200 mm)												
30	10.2	1.5	34	38	1.9	2.0	6.5	7.5	13.6	11.5	880	
60	20.4	4.3	93	81	2.9	2.0	9.6	8.0	6.1	9.5	600	
80	27.2	9.2	137	127	3.9	3.0	9.7	9.5	3.2	4.5	500	
PALO P5 (#800 mm)												
10	4.5	0.8	11	-	1.5	-	5.3	-	14.6	-	930	
20	9.0	4.1	23	-	1.5	-	5.7	-	5.5	-	310	
30	13.5	13.5	39	-	2.0	-	7.2	-	2.1	-	180	
40	18.0	21.2	57	73	2.5	3.0	8.2	9.0	1.5	1.3	120	
PALO P120 (#1200 mm)												
16	9.5	0.7	21	-	1.5	-	7.5	-	24.5	-	-	
20	12.1	0.9	27	-	1.5	-	7.5	-	23.7	-	-	
24	14.5	1.3	33	-	1.5	-	7.5	-	17.4	-	-	
PALO P123 (#1200 mm)												
11	6.9	0.6	15	-	1.5	-	6.0	-	19.9	-	-	
16	9.5	0.7	22	-	2.0	-	15.0	-	22.7	-	-	
24	14.5	0.9	32	-	1.7	-	7.0	-	24.7	-	-	



Tab. 3 Dati riassuntivi delle prove di spinta sui pali P1, P5, P120 e P123

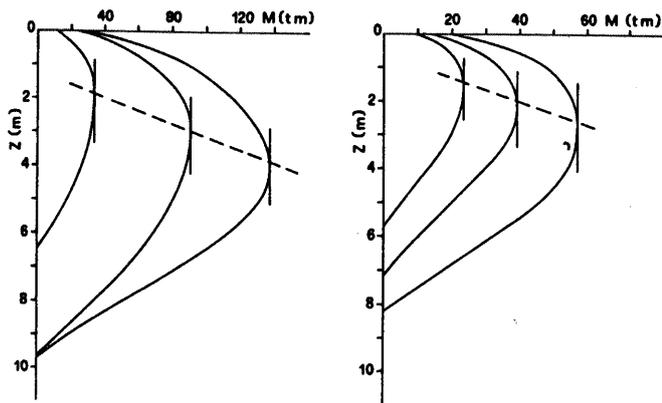


Fig. 16 Andamento del momento flettente a diversi livelli di carico, rispettivamente per i pali P1 e P5

valore Z_0 della profondità alla quale avviene l'inversione di segno del momento flettente (BAGUELIN et Al., 1972). Ciò è dovuto alla progressiva perdita di linearità dei parametri deformativi del terreno con l'incremento del carico, come evidenziato dall'andamento delle curve pressione di contatto - spostamento (cfr. pali P1 e P5 per $z=0$, fig.18) e alla progressiva diffusione di elevati stati tensionali in profondità.

Per una interpretazione, sia pure preliminare, del comportamento del terreno, si è ricorsi al modello del complesso palo-terreno suggerito da Poulos (1971) e ripreso successivamente da altri autori.

Tale modello schematizza il terreno come un continuo elastico, omogeneo e isotropo in cui è immerso il palo

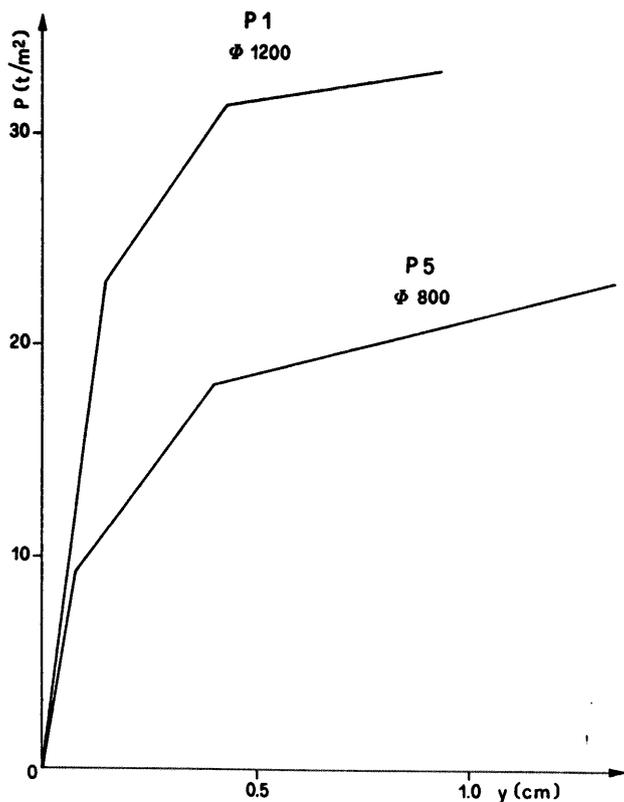


Fig. 18 Curve pressione di contatto - spostamento per i pali P1 e P5

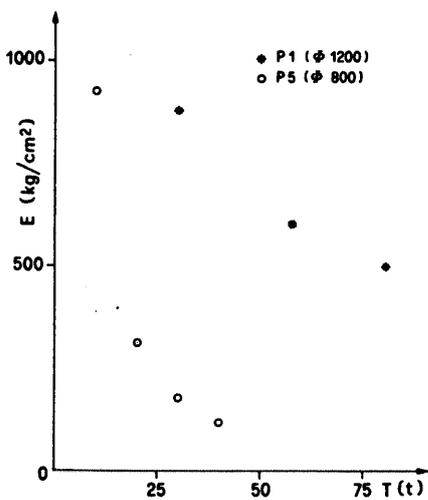


Fig. 17 Valori del modulo E per il terreno al variare del carico per i pali P1 e P5 desunti da modello elastico

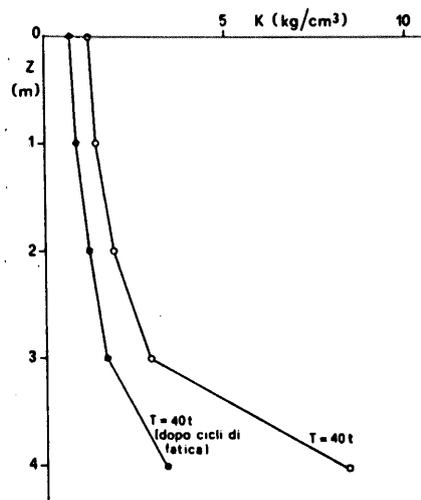


Fig. 20 Palo P5 (φ 800 mm): variazione del coefficiente di sottofondo prima e dopo i cicli di fatica, desunta da misure inclinometriche

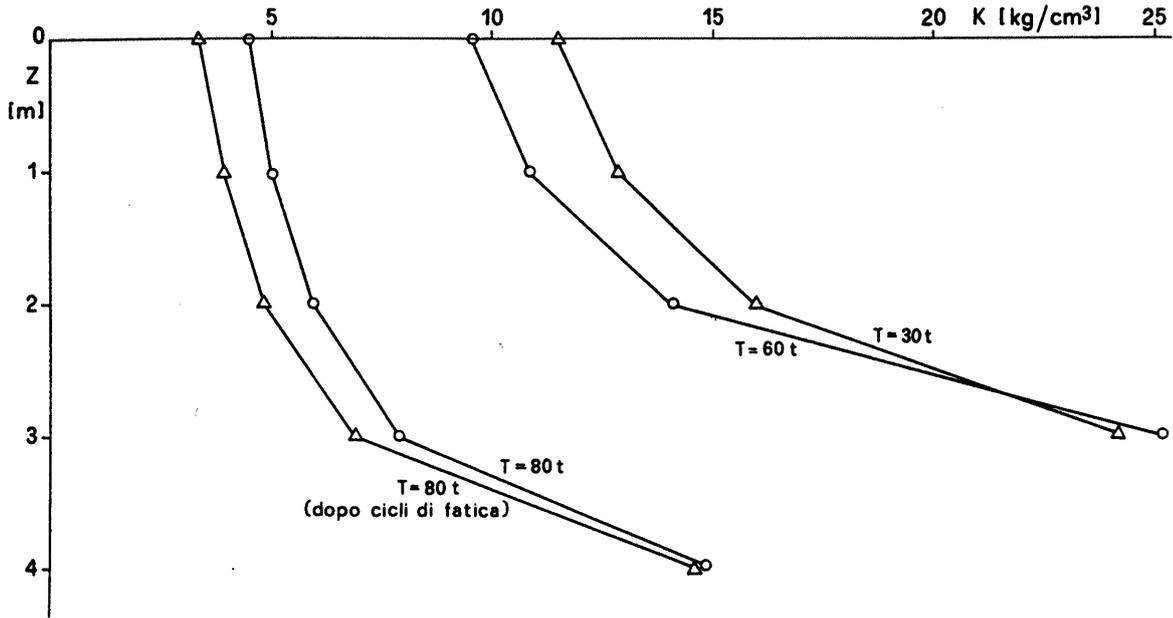


Fig. 19 Palo P1 (Ø 1200 mm): variazione del coefficiente di sottofondo al crescere del carico applicato

di fondazione. L'ipotesi di omogeneità può ritenersi adeguata, se si conviene che soltanto parte della formazione B affiorante è sollecitata dal caricamento orizzontale.

Noti quindi gli spostamenti alla testa palo, è stato possibile ricavare il valore del modulo di elasticità corrispondente. Nella fig. 17 tali valori sono posti in relazione con i valori di spinta. Il grafico traduce

l'indebolimento del terreno all'aumentare del carico. In fig. 19 si riportano i diagrammi del coefficiente di reazione al variare del carico con la profondità.

Il terreno ha buone capacità di reazione anche in superficie; questo aspetto è da addebitare alla debole cementazione che caratterizza la formazione sabbiosa affiorante, al suo carattere leggermente coesivo ed all'elevato valore di OCR.

I valori del coefficiente di sottofondo diminuiscono all'aumentare del carico e per effetto dei cicli di fatica (fig. 20), confermando così ulteriormente la

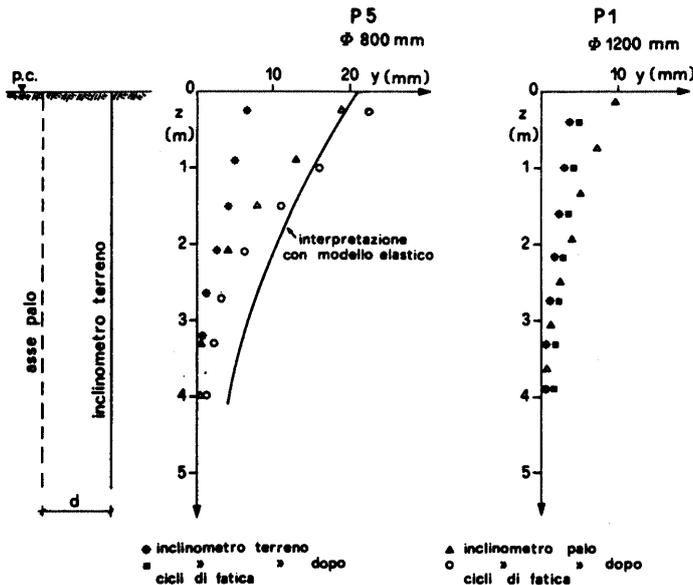


Fig. 21 Deformate degli inclinometri nel palo e nel terreno, prima e dopo i cicli di fatica, rispettivamente per i pali P1 e P5

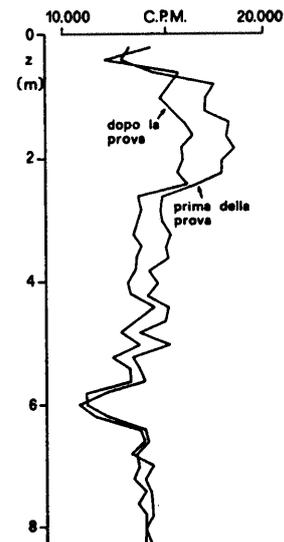


Fig. 22 Palo P123 (Ø 1200 mm): carotaggi gamma-gamma della densità in sito prima e dopo la prova di spinta

tendenza alla non linearità al crescere del carico, di cui si è già detto in precedenza.

2.2 Controlli nel terreno durante le prove di carico orizzontale

Al fine di valutare nel terreno adiacente ai pali caricati le deformazioni indotte dal caricamento, sono stati disposti nel terreno due verticali attrezzate per misure inclinometriche e di densità con sonde nucleari.

La rappresentazione dei risultati ottenuti con le misure di tipo inclinometrico e di variazioni di densità totale con le sonde nucleari è riportata in fig. 21 e 22. La fig. 21 mostra i risultati ottenuti ai livelli massimi di caricamento per i pali P1 e P5, per le deformate inclinometriche nel terreno e nei pali.

Inoltre, per il palo P5, si confrontano i dati sperimentali della deformata del palo con la deformata ottenuta con un modello elastico. Come era da attendersi, le due curve iniziano a divergere sensibilmente sin dalla superficie, in quanto il modello elastico non tiene conto della variazione del modulo con la profondità e dei fenomeni di plasticizzazione, certamente raggiunti ai livelli di carico considerati.

L'effetto dei cicli di fatica, sia nel palo che nel terreno, si traducono in un incremento della deformata inclinometrica. La fig. 22 mostra i risultati di un carotaggio gamma-gamma eseguito nel terreno adiacente al palo 123, prima e dopo la prova di spinta. Lo stato tensionale indotto nel terreno dal palo è responsabile di un addensamento del terreno, sensibile entro i primi 4 m dalla testa. Il montaggio non perfetto della tubazione di misura non ha consentito la successiva elaborazione numerica di verifica delle variazioni volumetriche innescate dal campo tensionale.

Un particolare ringraziamento alle Sig.re M.R. Paiano e R. Losito e ai Sig.ri M. Dauru' e C. Fidelibus per il loro contributo nella stesura del lavoro.

BIBLIOGRAFIA

ANGEMEER J., CARLSON E., KLICK J.H. (1973). Techniques and results of offshore pile load testing in calcareous soil. Proceedings Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston.

BAGUELIN F., JEZEQUEL J. (1972). Etude experimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. - 62.

COTECCHIA V., SPILOTRO G., TAFUNI N. (1987). Geotechnical and hydrogeological aspects in the big excavation for the building of pumping station of the new Brindisi power plant. Proceedings of IX ECSMFE Dublin, vol.2.

COYLE M., REESE C. (1966). Load transfer for axially loaded piles in clay. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings A.S.C.E., vol. 92, NO.SM2.

ISMAEL N.F., AL-SANAD H.A. (1986). Uplift capacity of bored piles in calcareous soils. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., vol. 112 NO.10.

LENTI V., SPILOTRO G., FIDELIBUS C. (1989). Prove con carico alla punta di pali di grosso diametro AGI XVII Conv. Geotecnica, Taormina.

MATLOCK A., RIPPERGER E.A. (1956). Procedures and instrumentation for tests on a laterally loaded pile Proceedings 8th Texas Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Research University of Texas Austin

MURFF J.D. (1987). Pile capacity in calcareous sands: state of the art. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E. vol 113 NO.5

POULOS H.G. (1971). "Behaviour of laterally loaded piles: 1 - Single piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings A.S.C.E., vol. 97, NO. SM5.

TEDESCHI C. (1969). Terreni ed opere di fondazione della Centrale Termoelettrica di Brindisi. Rivista Italiana di Geotecnica, Anno III NO. 3.

VIGGIANI C., VINALE F. (1983). Comportamento di pali trivellati di grande diametro in terreni piroclastici. Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XVII NO.2.

TESTS ON PILE FOUNDATIONS IN THE NEW ENEL BRINDISI SUD POWER PLANT

Abstract - During the construction of the new Brindisi Sud power plant, several works of geotechnical interest were realized, using both large diameter cast-in-place bored piles and driven piles. Specific tests on the piles were carried out allowing to obtain a good knowledge about soil-pile behaviour. The subsoil profiles were characterized by a sedimentary sequence, as shown below:

B: silty sands light brown and grey coloured; C: sandy blue clays; E: calcareous sands with varying diagenesis; F: limestones. Some transitional term is of small thickness and without practical significance.

Laboratory and in situ tests gave a good geotechnical profile of involved soils. These are moreover affected by a spready fracturation and a sometime marked cementation. Tests on bored piles with loading both vertical and horizontal gave a good appreciation of transfer curves for each layer, also in long term, and off non-linearity of elastic soil modula. The results of pile tests for calcareous sands negate literature's critical predictions on bored piles.

Inclinometric and gamma-gamma log measurements in the soil near the horizontally loaded piles enabled authors to find out relevant horizontal displacements and corresponding volumetric variations.