Geologi *di* Sicilia - Bollettino dell'Ordine dei Geologi di Sicilia

Anno XXI - n. 1
Gennaio-Marzo 2013

Direttore editoriale
Pietro Todaro

Direttore responsabile
Antonio Gallitto

Redazione
Pietro Todaro, Carlo Cassaniti, Emanuele Doria, Antonio Gallitto.

Segreteria
Giusy Lo Presti

Comitato dei Garanti
Rosa Silvia Cannavò, Carlo Cassaniti, Francesco Criscenti, Saro Di Raimondo, Emanuele Doria, Antonio Gallitto, Corrado Ingallina, Giovanni Noto, Salvatore Palillo, Antonella Parrinello, Vincenzo Pinizzotto, Biagio Privitera, Pietro Todaro, Roberto Torre, Fabio Tortorici.

Referenti Scientifici ed Esperti
Valerio Agnesi, Eros Aiello, Aurelio Aureli, Giovanni Bruno, Fabio Cafiso, Mario Cosentino, Pietro Cosentino, Sebastiano Imposa, Fabio Lentini, Vincenzo Liguori, Giuseppe Montana, Giuseppe Patanè, Giovanni Randazzo, Attilio Sulli, Francesco Schilirò.

Direzione, Redazione, Amministrazione e Pubblicità
Ordine Regionale dei Geologi
90144 Palermo - Via Lazio, 2/A
Tel. 091.6269470 - Fax 091.6269471
www.geologidisicilia.it
info@geologidisicilia.it

Editore
Scientific Books di G. Cafaro
90127 Palermo - Via L. Giuffrè, 52
Tel./Fax 091.6512048
E-mail: info@medicalbooks.it

Progetto grafico e fotocomposizione
aldografica - palermo

Stampa
Euroservice Punto Grafica p.soc.coop.

Concessionaria Pubblicità
Scientific Books di G. Cafaro
90127 Palermo - Via L. Giuffrè, 52
Tel./Fax 091.6512048
E-mail: info@medicalbooks.it

SOMMARIO

2 — **Editoriale / La tempra della categoria dipende dai geologi**
di Fabio Tortorici

3-4 — **Verso il rinnovo / Elogio alla temperanza**
di Gian Vito Graziano

Riceviamo e pubblichiamo

5-18 — **Il rischio della sottovalutazione delle problematiche geotecniche: il caso dell'*Ugbo River Bridge* in Nigeria**
di Francesco Amantia Scuderi - Sebastiamo Costa

19-31 — **Studio geo-archeologico inerente alcune evidenze antropiche nel territorio comunale di Petralia Sottana (PA)**
di Emanuele Di Giampaolo - Alessandro P. Torre - Luciano Fabio Torre

33-39 — **Aggiornamento professionale / Esempio di calcolo dell'azione sismica sulle strutture: dallo spettro elastico allo spettro di progetto**
di Leonardo Balistreri

40 — **Recensioni / Abbiamo letto per voi**
a cura di Pietro Todaro



In copertina:
Le cave bizantine della Saponia, ritrovate nel sottosuolo calcarenitico del centro storico di Palermo, trasformate nel tardo medioevo in enormi cisterne pubbliche.
(foto di Pietro Todaro)



L'EDITORIALE

di Fabio Tortorici

LA TEMPRA DELLA CATEGORIA DIPENDE DAI GEOLOGI

Egregi colleghi, sono passati 50 anni dalla nascita della nostra professione, ma l'impegno e l'instancabile attività dell'Ordine e di tutti gli iscritti deve continuare su ogni linea di fuoco con più veemenza di prima; solo così si può provare ad aprire nuove strade e cercare soluzioni per tenere elevato il nostro standard di lavoro.

Il Consiglio opera su più fronti, primo tra tutti l'interlocuzione con il legislatore, per questa ragione è stata inviata a tutti gli Assessori della Regione Siciliana, una richiesta per inserire nella loro agenda un incontro con una nostra delegazione; abbiamo già predisposto nuove proposte e richieste per l'emanazione di circolari e decreti mirati alla sviluppo della categoria.

Tra tutte le richieste da sottoporre, per brevità mi limito a citarne due; la prima coinvolge l'Assessorato all'Industria ed il "Dipartimento Energia", affinché con una nostra proposta di regolamento si sostengano le competenze del geologo, per avviare in Sicilia lo sfruttamento della geotermia a bassa entalpia.

L'altra importante richiesta, riguarda invece l'Assessorato Regionale alla Formazione, che dovrebbe al più presto organizzare i corsi di formazione (durata minima di 64 ore) per la certificazione energetica degli edifici, grazie ai quali i nostri iscritti potranno iscriversi all'Elenco regionale dei certificatori. Pur esprimendo soddisfazione per l'inserimento dei geologi tra i soggetti che potranno svolgere tale attività (come previsto dal recente regolamento del Consiglio dei Ministri del 15 Febbraio 2013), ancora in Sicilia si lamenta la mancanza del passaggio definitivo, cioè quello di permetterci il conseguimento dell'abilitazione tramite la frequentazione di corsi di formazione organizzati dall'Assessorato alla Formazione o da altri soggetti di ambito regionale competenti in materia ed autorizzati dalla stessa Regione Siciliana. Spero quanto prima, che si possa dare ai geologi di Sicilia la lieta notizia di sblocco di tale situazione di stallo.

Ma l'introduzione di nuove norme e regolamenti cercati o calati dall'alto, non è comunque l'unica strada che può assicurarci il cambiamento di rotta auspicato; lo dimostra il fatto che le Leggi sui lavori pubblici si sono succedute numerose e sono state stravolte ininterrottamente, senza mai riuscire nel rilancio del settore. Sono invece fondamentali una qualificazione e specializzazione che partano dall'impegno del singolo professionista, ciò significa promuovere la qualità delle prestazioni visto che il "libero mercato" riconosce nel merito e nella qualità i principi che governano il rapporto tra domanda ed offerta. Se *in primis* non parte dentro di noi lo stimolo per nobilitare il nostro operato con una professionalità conquistata sul campo, prescindendo dalla rivendicazione di frequentazioni di corsi o di titoli conseguiti magari decenni prima, tralasciando abilitazioni ed anzianità che nulla hanno a che fare con il "geologo esperto", troveremo la nostra strada sempre in salita o sbarrata.

Il futuro della categoria e la nostra forza, dipendono parzialmente dalle istituzioni, dagli organi di controllo o dai ricorsi al TAR su competenze; per acquisire credibilità nei confronti della società e del mercato è obbligatorio fornire **qualità**, differenziandoci da altre categorie, nostre concorrenti, che in taluni settori pur avendo meno saperi di noi, hanno avuto l'abilità di apparire superiori a noi.

Potenziando la nostra qualificazione e le nostre competenze, coloro che riusciranno ad essere i migliori in campo, non temeranno la concorrenza del mestierante di turno o di chi fa il geologo per hobby.

Dal 2006, in nome della liberalizzazione dei servizi, con la Legge 248 sono stati aboliti i minimi tariffari, conformando i professionisti ai tassisti, creando una concorrenza sleale al nostro interno pur di accaparrarsi un incarico, screditando e squalificando lo *status* e la qualità della professione. Tanti spregiudicati colleghi, poco saggiamente ancora cadono in una perversa trappola, tale da sottoscrivere perizie e relazioni per pochi euro, divenendo i principali favoreggiatori e complici del degrado della categoria; a questi con toni tutt'altro che sommessi, chiedo quanto meno di sforzarsi a qualificare ed elevare il livello della loro prestazioni.

IL PRESIDENTE
Geol. Fabio Tortorici



VERSO IL RINNOVO

di Gian Vito Graziano

ELOGIO DELLA TEMPERANZA

Stanno giungendo al termine i mandati dei Consigli degli Ordini Regionali e si avvicinano dunque le prossime elezioni per il loro rinnovo. È il periodo in cui i consiglieri uscenti tracciano il bilancio dei quattro anni della loro attività, in cui si riflette sulle iniziative condotte, sui risultati ottenuti e sugli errori che inevitabilmente si sono commessi lungo il cammino; è il momento in cui ci si confronta su nuove strategie e su nuovi obiettivi da raggiungere, in cui i nuovi candidati lanciano le loro proposte, in cui si criticano certe scelte, insomma è il momento del confronto delle idee, che deve poter concorrere a formare una opinione in chi dovrà esprimere il proprio voto.

Non sempre però si riesce a cogliere il significato della contrapposizione come necessario confronto di idee e di strategie, ma, soprattutto chi deve poi operare una scelta, percepisce talvolta la contrapposizione come un becero gioco di potere, con candidati e certi agguerriti sostenitori che interpretano le regole del confronto dialettico e civile come momento di reciproco screditamento, trascendendo persino sul piano personale.

È in questi casi che si configurano i momenti di più basso valore etico della vita della nostra professione, quando la contrapposizione non si declina con la forza delle idee, ma piuttosto con la forza dell'intemperanza, concetto questo antitetico alla dote, quella della "temperanza", che nella nostra società fortemente competitiva nella direzione della ricerca del profitto, non gode purtroppo di grande attrattiva. Sembra infatti che nella nostra cultura essa evochi concetti più che altro negativi, come quello dell'inibizione, ma di più quello ancor meno attraente del rispetto delle regole, che si preferisce richiamare poco e soltanto quando conviene.

Ho letto tempo fa con grande interesse un articolo di Maria Teresa Russo, pubblicato su L'ingegnere italiano, dal titolo "Etica nella professione ingegneristica: la virtù della temperanza", dove l'autrice evidenzia che la radice del termine latino *temperantia* la si ritrova in *tempra*, che indica durezza, resistenza e in *temperamento*, usato spesso come sinonimo di carattere e di energia personale. *Temperato* si dice anche di uno strumento musicale che risulta accordato secondo una scala di misura ben definita e costante. *Contemperare* indica la capacità di conciliare e di bilanciare diversi bisogni e impegni, adattandoli alle situazioni concrete.

Un richiamo insomma ad una forma di equilibrio intellettuale, che i greci chiamavano *sophrosyne*, ovvero conoscenza dei propri limiti e ricerca di ciò che è conveniente.

Sarebbe sbagliato pensare che queste doti derivino da atteggiamenti di mediocrità o di appagamento, quando invece esse devono rappresentare un carattere di serenità e di lucidità. In genere questo carattere deriva da un ordine interiore, così come l'intemperanza deriva in genere dall'assenza di questo ordine. Temperante non è soltanto chi è capace di gestire razionalmente desideri e timori, ma anche colui che è in grado di riconoscere la migliore condizione in funzione di un equilibrio personale, ma soprattutto, ed è quello che più ci interessa, è colui che agisce sempre nel rispetto degli altri, condizione fondamentale nell'esercizio della professione, nel vivere una vita sociale e nel vivere i rapporti professionali.

La compianta Rita Levi Montalcini definiva la tranquillità d'animo come capacità di ammettere i propri limiti ed i propri errori, analizzarli e risolverli, nobilitando persino questa capacità nel suo "Elogio dell'imperfezione".

La temperanza svolge insomma una funzione equilibratrice tra paure e desideri: la paura di sbagliare, la collera di fronte alle inadempienze altrui, la volontà di rivalsa, l'insofferenza nei confronti delle difficoltà sono *temperate* dalla considerazione serena e attenta della posta in gioco, dal dominio di sé e dal valore del servizio agli altri. Allo stesso modo, la temperanza modera la ricerca del potere, il bisogno di consensi e il protagonismo ad ogni costo, tutte manifestazioni che la psicologia ha incluso nella fenomenologia del narcisismo.

Richiamando ancora una volta l'articolo della Russo, l'autrice cita Giotto ed il suo affresco sui vizi e le virtù della Cappella degli Scrovegni, dove il pittore dipinge la "temperanza" con le "...sembianze di una donna dalla lunga tunica, con un freno alla bocca

e che impugna una spada interamente fasciata. Sull'altro lato, è raffigurato il vizio opposto, l'ira: una figura femminile che con gesto folle si straccia le vesti scoprendosi il petto e piegandosi all'indietro palesemente fuori di sé. I simboli sono chiari: la compostezza della prima figura, la spada fasciata e il freno indicano misura, dominio di sé, rifiuto di ogni eccesso e violenza. L'atteggiamento scomposto e rabbioso della seconda mostra invece l'incapacità di governare se stessi e di moderare le proprie emozioni".

Ho voluto richiamare questi concetti perché una categoria che non mi stanco di voler definire sociale come la nostra deve richiamarsi a queste doti nel suo difficile cammino di crescita ed a cominciare dalle prossime elezioni per il rinnovo degli Ordini Regionali deve sapere applicarle.

Il mio personale auspicio e quello del Consiglio Nazionale dei Geologi è che le prossime elezioni si svolgano in pieno contraddittorio, senza risparmiare critiche e giudizi politici, ma all'insegna di un clima di temperanza, dimostrando, prima di tutti a noi stessi, di essere una categoria matura e pronta alle sfide che un futuro ancora sin troppo incerto inevitabilmente ci riserveranno.

Gian Vito Graziano
Presidente del Consiglio Nazionale dei Geologi

RICEVIAMO E PUBBLICHIAMO

REPUBBLICA ITALIANA

Regione Siciliana

Presidenza
Dipartimento Regionale della Protezione Civile
SERVIZIO REGIONALE RISCHI IDROGEOLOGICI E AMBIENTALI

Numero codice fiscale 80012000826
Partita IVA 02711070827

Prot. n. 25777 del 16/04/2013

Al Presidente dell'Ordine Regionale dei Geologi di Sicilia — PALERMO

Al Direttore Editoriale della rivista Geologi di Sicilia — PALERMO

Oggetto: Richiesta di rettifica didascalia della copertina della rivista Geologi di Sicilia n. 4/2012

Corre l'obbligo di segnalare alle SS.LL. che la fotografia riprodotta sulla copertina del numero Ottobre-Dicembre 2012 della rivista Geologi di Sicilia, che è un dettaglio della fotografia della figura 21, non è di Fabio Cafiso bensì del Dipartimento Regionale della Protezione Civile.

Infatti, tale fotografia è stata ritratta durante il volo di un mini-elicottero (drone telecomandato) messo gratuitamente a disposizione dalla società Ticonzero di Palermo per documentare le attività di consolidamento che questo Dipartimento ha avviato a San Fratello (ME).

Pertanto, si fa espressamente richiesta di pubblicare, sul prossimo numero della rivista, una rettifica della didascalia della foto di copertina.

IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO RIA
(dott. geol. Giuseppe Basile)

IL RISCHIO DELLA SOTTOVALUTAZIONE DELLE PROBLEMATICHE GEOTECNICHE: IL CASO DELL'*UGBO RIVER BRIDGE* IN NIGERIA

Francesco Amantia Scuderi - Geologo libero professionista – f.amantiascuderi@gmail.com
Sebastiano Costa - Ingegnere libero professionista – engr.sebastiano.costa@gmail.com

RIASSUNTO Nel presente lavoro si vuol mettere in evidenza come la sottovalutazione degli aspetti geotecnici, nella fase di progettazione delle opere di ingegneria, possa indurre, nella scelta della tipologia delle opere di fondazione, errori talora talmente gravi da compromettere la sicurezza e la stabilità dell'intera opera. Un esempio eclatante è quello di un ponte progettato su un fiume in Nigeria (Ugbo River) nell'Ondo State, in una zona paludosa ubicata nell'ambito del Delta del Fiume Niger (cfr. Fig. N° 1); dalle indagini geognostiche effettuate dall'impresa appaltatrice dei lavori (Moreno D.C. West Africa Plc) il sottosuolo risultava essere costituito da uno strato di torba argillosa molto soffice, dello spessore di 56 m, poggiante su delle sabbie fini con intercalati livelli di argille torbose. Il progetto originario posto a base di gara dal Niger Delta Development Commission (N.D.D.C.) prevedeva la realizzazione di un ponte con una luce di 324 m, formato da N° 9 campate di 36 m; sia per le spalle che per le pile erano previste fondazioni su pali di grosso diametro (1300 mm) profondi 90 m (per le spalle) e 100 m (per le pile). Successivamente l'ente committente (N.D.D.C.) forniva alla ditta appaltatrice un nuovo progetto che stravolgeva quello precedente: il ponte da 324 m con 9 campate veniva sostituito con uno con luce totale di m 76, formato da sole due campate da m 36 (N° 2 spalle ed una pila centrale); inoltre, non tenendo conto della natura scadente dei terreni e dei risultati delle indagini geognostiche effettuate dalla Moreno D.C. West Africa Plc, le fondazioni erano state cambiate con pali da 600 mm di diametro, profondi m 60. Dalle verifiche geotecniche effettuate dalla Moreno D.C. West Africa Plc i suddetti pali risultavano totalmente inadeguati, non verificando soprattutto alle sollecitazioni orizzontali, con reale rischio di grave danneggiamento della struttura in elevazione e conseguente probabile crollo dell'impalcato. In questo caso la poca sensibilità per i problemi geotecnici ha indotto l'ente committente a privilegiare l'aspetto economico rispetto a quello tecnico, con conseguente grave sottovalutazione delle reali problematiche geotecniche, derivanti dalla presenza di un sottosuolo con caratteristiche meccaniche estremamente scadenti. L'impresa appaltatrice dei lavori si è fatta carico di questa mancanza, sobbarcandosi alla totale nuova progettazione sia delle opere di fondazione che di quelle in elevazione, la cui approvazione da parte dell'ente committente è ancora oggetto di discussione.

ABSTRACT The present study highlighted that the underestimation of the geotechnical aspects in the design of engineering works, in the choice of the type of foundation work, could make mistakes sometimes so severe, as to affect the security and stability of the entire work. The bridge designed on a river in Nigeria (Ugbo River) in Ondo State is a striking example; in a marshy area located in the Delta of the Niger River (see Figure N° 1); by the geological surveys carried out by the contractor (Moreno DC West Africa Plc) the subsoil appeared to be constituted by a layer of peat clay very soft, with a thickness of 56 m, resting on the fine sands with intercalated clay layers of peat. The original tender of the Niger Delta Development Commission (NDDC) involved the construction of a bridge with a span of 324 m, consisting of N°9 spans of 36 m; both abutments and piers were designed foundations on piles of large diameter (1300 mm) deep 90 m (abutment) and 100 m (for the piles). Then the (NDDC) provided to the contractor a new project that changes the previous one: the bridge with total length 324 m with 9 spans was replaced with a new bridge with total length of 76 m, consisting of only two spans of 36 m (No. two shoulders and a central pier), and, not taking account of the poor mechanical characteristics of the soil of the results of geological surveys carried out by Moreno DC West Africa Plc, the foundations had been changed with piles 600 mm diameter, 60 m deep. From geotechnical computations carried out by Moreno DC West Africa Plc these piles were totally inadequate, especially to horizontal stress verifications, with real risk of serious damage to the bridge structure and possibly resulting in the collapse of the bridge structure. In this case the N.D.D.C, for the lack of sensitivity for geotechnical problems, have preferred the economic aspect to the technical, resulting in severe underestimation of the real geotechnical problems arising from the presence of a sub-soil with very poor mechanical properties. The contractor of the work has taken charge of this lack, with total new design of the foundation and elevation works, whose approval from the client is still under discussion.



Figura 1 - *Ubicazione dell'area in esame*

CARATTERI MORFOLOGICI, GEOLOGICI ED IDROGEOLOGICI DELL'AREA

L'area in esame è ubicata nel delta del Fiume Niger, ad una distanza di circa 3,5 Km dalla costa atlantica e ricade nell'Ondo State, che è uno dei 36 stati confederati che compongono la Nigeria.

Si tratta di una zona totalmente pianeggiante che è soggetta a continue inondazioni ad opera della marea, che raggiunge oscillazioni anche superiori a m 1,5.

La rete idrografica è quanto mai ricca ed articolata (cfr. Figura N° 2), con corsi d'acqua caratterizzati da meandri liberi in continua evoluzione; la parte prossima alla costa è praticamente un acquitrino con una fitta vegetazione a mangrovie.

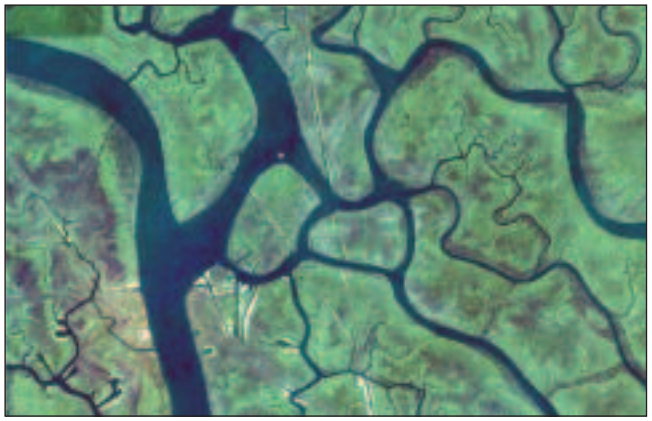


Figura 2 - *Reticolo idrografico caratteristico del Delta Niger*

Lo schema geologico di questa parte della Nigeria è stato elaborato con riferimento alla letteratura geologica disponibile ed in particolare:

- alla Carta Geologica pubblicata dal *Geological Survey Department of Federal Ministry of Mines, Power & Steel (1984).*
- alla pubblicazione dell'USGS – "*The Niger Delta Petroleum System: Niger Delta Province, Nigeria, Cameroon and Equatorial Guinea, Africa*" (1999)



Figura 3 - *Schema geologico dell'area in studio*

Nella Figura N° 3 è riportata la distribuzione areale delle formazioni presenti nel tratto di territorio in esame:

Quaternario

Qa - Depositi alluvionali: torba, sabbie ed argille lacustri

Qm - Sabbie, argille e depositi di palude (paludi a mangrovie)

Qbr - Sabbie e ciottoli (linea di spiaggia abbandonata)

Qp - Sabbie ed argille (depositi sabbiosi di pianure costiere)

Terziario

Tm - Argille con scisti e calcari (Imo Clay - Shale Group)

Cretaceo

Kuc - Arenarie non stratificate, scisti e carbone

Paleozoico

Pcg - Graniti antichi (Basement Complex)

Pcm - Metascisti indifferenziati (Basement Complex)

Pcq - Quarziti (Basement Complex)

L'area in studio ricade nell'ambito dei depositi alluvionali quaternari, costituiti da spesse bancate di torbe ed argille torbose con intercalati livelli di sabbie fini.

La falda acquifera si pone praticamente al piano di campagna; durante la perforazione dei sondaggi, non appena superato il primo strato di argille torbose soffici, si sono avuti fenomeni di artesianesimo, con fuoriuscita di acqua da boccaforo, risalente dagli strati sabbiosi inferiori; si tratta, quindi, di una falda confinata, al tetto, dallo strato di argille torbose.

SONDAGGI GEOGNOSTICI

Nel marzo 2011 la Moreno D.C. West Africa Plc effettuava una campagna di indagini geognostiche consistente in sondaggi a rotazione a conservazione di nucleo, con prove Standard Penetration Test e prelievo di campioni indisturbati, al fine di stabilire la successione stratigrafica di dettaglio dei terreni di fondazione del ponte.

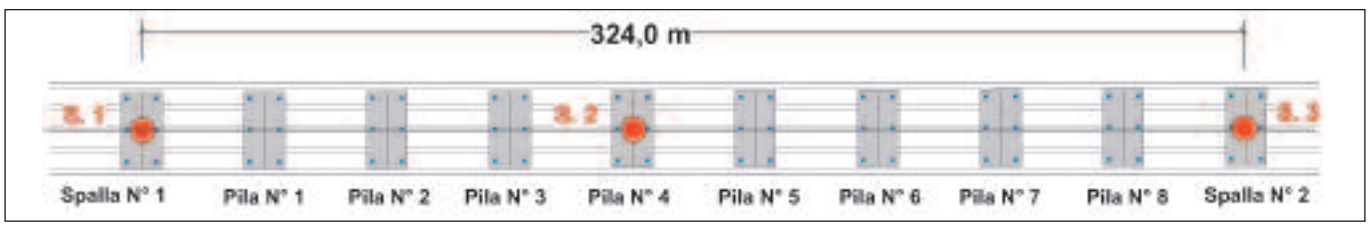


Figura 4 - *Ubicazione dei sondaggi geognostici*

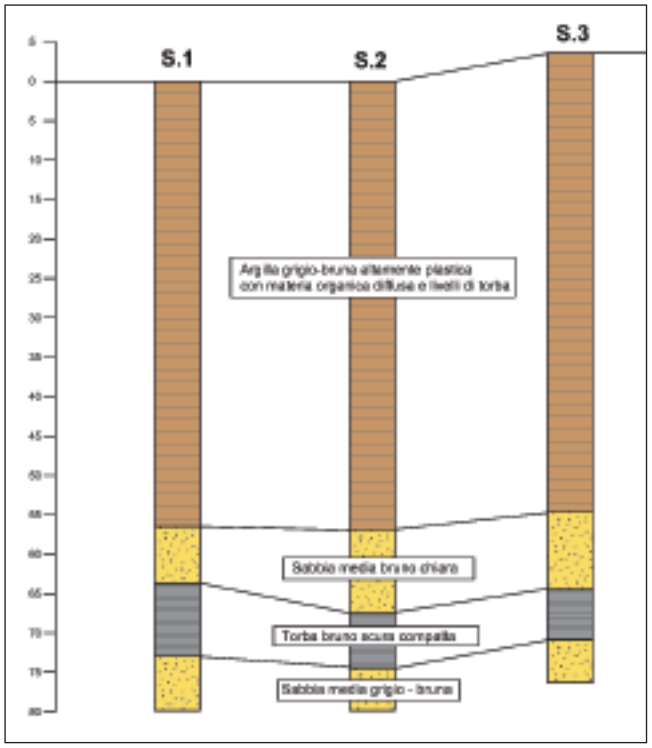


Figura 5 - *Stratigrafia schematica dei sondaggi*

Le stratigrafie dei sondaggi, la cui ubicazione è riportata nella Figura N° 4, è essenzialmente riassumibile come segue (cfr. Figura N° 5)

Sondaggio N° 1

m 0,0 ÷ 56,4 argilla grigio scura altamente plastica con sostanza organica;
m 56,4 ÷ 63,8 sabbia medio-fina bruno chiara
m 63,8 ÷ 73,0 torba bruno scuro compatta
m 73,0 ÷ 80,0 sabbia media grigio-bruna.

Sondaggio N° 2

m 0,0 ÷ 56,9 argilla grigio scura altamente plastica con sostanza organica;
m 56,9 ÷ 67,4 sabbia media bruno chiara
m 67,4 ÷ 74,5 torba bruno scuro compatta
m 74,5 ÷ 80,0 sabbia media grigio-bruna.

Sondaggio N° 3

m 0,0 ÷ 58,2 argilla grigio-bruno scura altamente plastica con sostanza organica;
m 58,2 ÷ 68,0 sabbia medio-grossa bruno-grigia
m 68,0 ÷ 74,4 torba bruno scuro compatta
m 74,4 ÷ 80,0 sabbia media grigio-bruna.

Durante la perforazione, oltre ai fenomeni di artesianesimo in precedenza accennati, si è avuta in tutti i sondaggi fuoriuscita di gas (probabilmente metano) proveniente dai livelli torbosi.

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite, ogni m 2,0 di avanzamento, complessivamente N° 116 prove Standard Penetration Test con attrezzatura di caratteristiche standard, recante all'estremità il tubo campionatore "Raymond".

Inoltre sono stati prelevati N° 6 campioni indisturbati, con campionatore a pareti sottili e testina di prelievo Shelby alle profondità riportate in Tabella N° 1.

Tabella N° 1 - *Quota di prelievo dei campioni indisturbati*

Sondaggio N°	Intervallo di prelievo /m)	Campione N°
1	15,20 ÷ 15,80	1
2	14,50 ÷ 15,20	1
	35,00 ÷ 35,70	2
	50,00 ÷ 50,70	3
3	33,00 ÷ 33,70	1
	51,00 ÷ 51,70	2

SUBSTRATO DI FONDAZIONE DELL'UGBO RIVER BRIDGE

Dalla correlazione tra i sondaggi geognostici è stato possibile elaborare un profilo litologico sufficientemente dettagliato in relazione alle finalità del lavoro.

Essenzialmente la successione litostratigrafia è schematizzabile nella sovrapposizione quasi pianparallela di N° 4 strati, che dall'alto verso il basso sono così distinguibili (cfr. Figura N° 6):

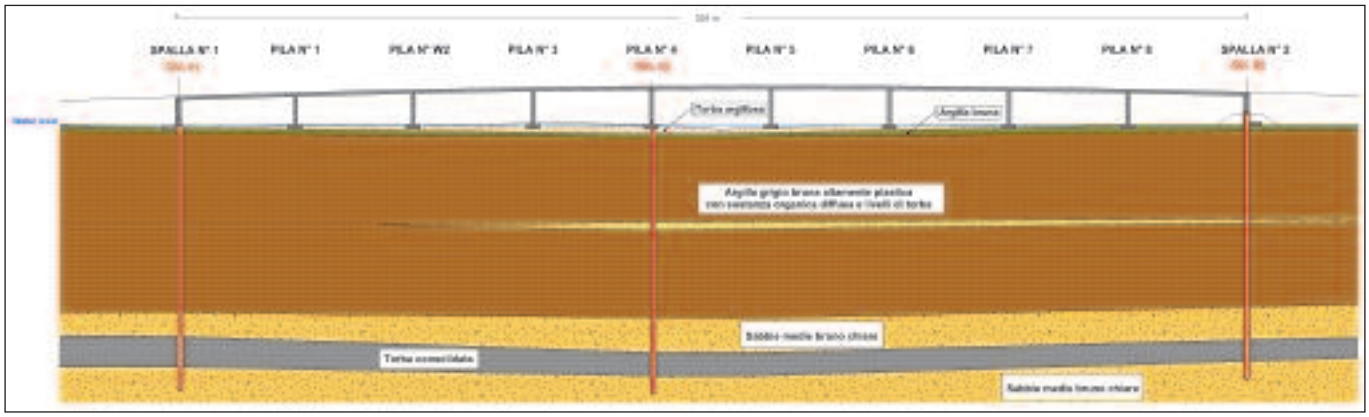


Figura 6 - *Profilo geologico dell'Ugbo River Bridge*

– *primo strato*, con spessore di m 56,5 ÷ 58,2: argille torbose e torbe argillose di colore grigio-bruno, altamente plastiche, con sostanza organica sia allo stato diffuso che in livelli di torba;
– *secondo strato*, con spessore di m 7,4 ÷ 10,5: sabbie a granulometria da fina a grossolana, di colore bruno chiaro;
– *terzo strato,* con spessore di m 6,4 ÷ 9,2: torba molto compatta, di colore bruno scuro;
– *quarto strato*, sino a m 80 di profondità: sabbie a granulometria media, di colore grigio-bruno.

Come verrà meglio specificato in seguito i pali di fondazione dovevano necessariamente superare il primo strato di argille torbose soffici, di scadentissime caratteristiche meccaniche, e penetrare negli strati sottostanti sino a raggiungere la capacità portante richiesta; nella variante di progetto elaborata dall'ente committente (N.D.D.C.) i pali Ø 600 mm profondi 60 m sfiorano appena il substrato portante sabbioso.

COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI

La definizione del comportamento meccanico dei terreni è stata effettuata sulla scorta dei seguenti criteri:
– per i terreni coesivi (argille torbose del 1° strato) si fa riferimento alle analisi geotecniche di laboratorio effettuate su N° 4 campioni indisturbati;
– per i terreni incoerenti (sabbie degli strati inferiori) si fa riferimento alle prove Standard Penetration Test.

a) Terreni coesivi

I risultati delle prove di laboratorio, riportati nella Tabella N° 2, possono riassumersi come segue:

- peso di volume γ = 14,60 ÷ 18,02 kN/m^3
- peso secco di volume γ_d = 8,13 ÷ 12,86 kN/m^3
- *parametri di taglio in termini di sforzi totali*
- coesione non drenata Cu = 38,0 – 139,0 kPa
- *parametri di taglio in termini di sforzi efficaci*
- coesione effettiva C' = 7,0 ÷ 11,0 kPa
- angolo di attrito interno φ' = 13 ÷ 17°
- *caratteristiche di compressibilità*
- modulo edometrico Eed = 0,6 ÷ 13,7 MPa (intervalli di carico 25 ÷ 1600kPa)

Trattandosi di sedimenti normalconsolidati i valori del peso di volume e della coesione non drenata si incrementano con la profondità; dalle caratteristiche granulometriche risulta che si tratta di terreni costituiti da argilla e limo con tracce di sabbia (1 ÷ 4%), con contenuto di acqua sempre superiore al limite plastico (LP) e prossimo al limite liquido (LL); infine la prova edometrica conferma che si tratta di terreni molto soffici, con valori del modulo di compressibilità molto scadenti.

Ai fini delle verifiche geotecniche, in particolare per il dimensionamento dei pali di fondazione effettuato in *termini di sforzi efficaci*, si adottano i seguenti parametri, apportando le correzioni parziali suggerite dalla più recente letteratura geotecnica:

- coesione di calcolo $$C_{calc} = \frac{C}{1,75} \quad [1]$$

- angolo di attrito di calcolo $$\varphi_{calc} = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{1,25}\right) \quad [2]$$

Dalle [1] e [2] cui si ottiene

C_{calc} = 4 kPa
φ_{calc} = 10°

Come peso di volume si adotta il valore immerso

$$\gamma_{imm} \sim 0,6*\gamma_d \quad [3]$$

Con riferimento al valore *medio* di g_d (peso secco di volume) si ha

$$\gamma_{imm} \sim 0,6*0,9 = 6,3 \text{ kN/m}^3$$

b) Terreni incoerenti

La scelta dei valori Nspt è stata fatta tenendo conto dei numerosi fattori che possono influenzare il risultato della prova, tra cui i principali sono:

Tabella N° 2 - *Sintesi dei risultati delle prove di laboratorio*

ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO													
Sondaggio N°	Profondità (m)		Peso di volume (kN/m^3)	Conte d'acqua (%)	Limiti di Atterberg		Analisi granulometrica			E.L.L.	Taglio diretto		Prova di compressione edometrica
	da m	a m			LL	PL	Ghiaia	Sabbia	Limo + Argilla	Coesione (kPa)	Angolo di attrito (*)	Coesione (kPa)	Modulo edometrico (MPa)
1	15,20	15,80	15,60	73,70	83,90	33,00	0,00	2,00	98,00	–	–	–	0,6 - 13,7
2	14,50	15,20	14,60	79,60	80,70	33,60	0,00	1,00	99,00	38,00	13,00	7,00	
	35,00	35,70	17,62	45,63	81,30	27,70	0,00	2,00	98,00	139,00	17,00	11,00	
	50,00	50,70	18,02	40,10	59,60	22,20	0,00	4,00	96,00	119,50	13,00	7,00	

- profondità della prova;
- presenza di acqua;
- granulometria dei sedimenti.

La profondità della prova influenza il risultato Nspt, giacché al variare della profondità varia la tensione litostatica efficace ($\sigma_v = \gamma x h$); tra le tante proposte formulate da molti AA, quella che sembra correntemente più utilizzata è quella di GIBBS & HOLTZ (1957), che introducono un fattore di correzione "CN", ricavabile dalla seguente relazione, al fine di riportare tutte le prove ad una tensione litostatica efficace pari a $\sigma_v = 1$ Kg/cm^2:

$$CN = Nspt \times 0{,}77 \times \log10\ [20/s_v] \qquad [4]$$

Il valore di "CN" è anche ricavabile dal grafico della Fig. N° 7.

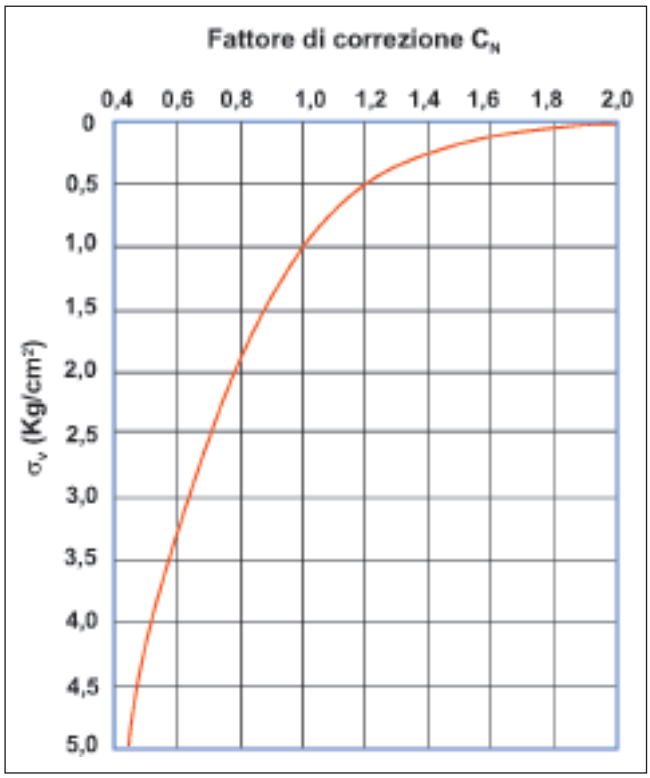


Figura 7 - *Diagramma del fattore di Correzione "CN"*

La presenza di acqua viene valutata da TERZAGHI & PECK (1948), i quali suggeriscono, per sabbie fini e/o limose sature, di adottare la seguente relazione:

$$Nc = 15 + {}^1/_2\ [Nspt - 15] \qquad [5]$$

con Nspt > 15.

Nell'ambito delle sabbie che si rinvengono negli strati inferiori sono state effettuate complessivamente 17 prove Nspt.

Per una valutazione dei parametri di taglio in termini di sforzi efficaci si adottano le correlazioni proposte da YUKITAKE SHIOI E JIRO FUKUNI (1982), attualmente utilizzate in Giappone dallo "Road Bridge Specification" e dallo "Japanese National Railway":

$$\varphi = \sqrt{15.Nspt + 15} \qquad [6]$$

$$\varphi = 0{,}3\ Nspt + 27 \qquad [7]$$

Nella seguente Tabella N° 3 sono riportati i risultati di tutte le correzioni effettuate, compresa quella per la presenza dell'acqua, per tener conto della dis-

Tabella N° 3 - *Correzioni e correlazioni dei valori di Nspt*

Sondaggio N°	Prova	Profondità (m)	Nspt	Nspt'	Nspt"	φ
N°	N°	m				(°)
1	1	60,00	38	26,50	5,46	28,64
	2	62,00	27	21,00	4,10	28,23
	3	64,00	31	23,00	4,24	28,27
	4	74,00	58	36,50	4,96	28,49
	5	78,00	85	50,00	5,92	28,77
2	6	60,00	70	42,50	8,76	29,63
	7	62,00	33	24,00	4,68	28,40
	8	64,00	39	27,00	4,98	28,49
	9	66,00	41	28,00	4,88	28,46
	10	76,00	79	47,00	5,97	28,79
	11	78,00	71	43,00	5,09	28,53
3	12	60,00	56	35,50	7,32	29,19
	13	62,00	51	33,00	6,44	28,93
	14	64,00	55	35,00	6,46	28,94
	15	66,00	50	32,50	5,66	28,70
	16	76,00	53	34,00	4,32	28,30
	17	78,00	53	34,00	4,02	28,21
				Valore medio	**5,48**	**28,65**

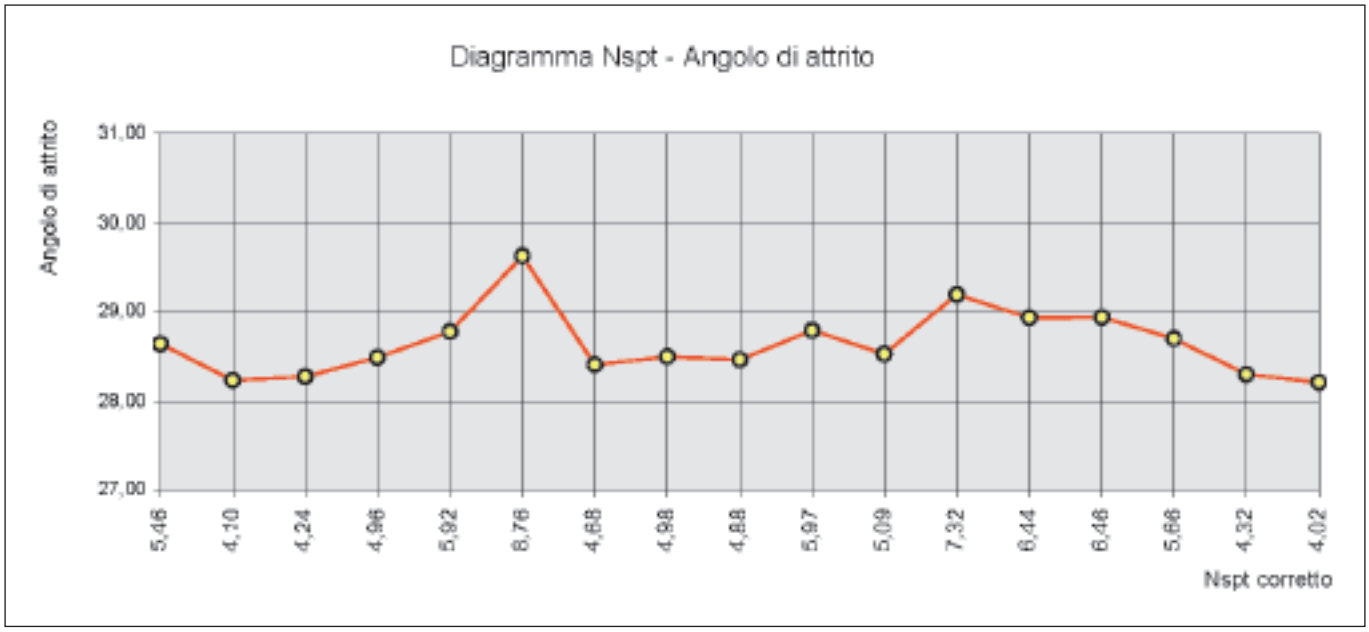


Figura 8 - *Grafico dell'andamento del valore dell'angolo di attrito*

sipazione dell'energia di infissione prodotta nell'incremento delle tensioni neutre durante la prova in terreni saturi, come quelli in oggetto.

Nella Figura N° 8 è riportato il grafico con l'andamento dei valori dell'angolo di attrito efficace determinato in tutti i sondaggi; il valore medio dell'angolo di attrito che può considerarsi rappresentativo del comportamento meccanico dei sedimenti in questione è il seguente:

$$\varphi' \simeq 28°$$

Analogamente a quanto esposto in precedenza il valore di calcolo diventa

$$\varphi_{calc} = 23°$$

Come peso di volume si adotterà il valore immerso

$$\gamma_{imm} \simeq 10 \text{ kN/m}^3$$

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

Poiché i pali di grosso diametro del progetto originario (diametro 1300 mm ed altezza 90 ÷ 100 m) sono stati successivamente modificati in pali di medio diametro più corti (diametro 600 mm ed altezza 60 m), è necessario effettuare il calcolo per ambedue le tipologie al fine di avere un raffronto significativo.

Il calcolo della capacità portante dei pali è stato effettuato secondo le "*Raccomandazioni sui Pali di Fondazione*" – A.G.I. (1982), secondo cui la *portata limite* (Q_{lim}) di ciascun palo è divisibile in due componenti:

$$\mathbf{Q_{lim} = Q_p + Q_s} \qquad [8]$$

con:

- portata alla base $\mathbf{Q_p = q_p A_p}$ [9]
- portata laterale $\mathbf{Q_s = q_s A_s}$ [10]

in cui:

$\mathbf{q_p}$ = portata unitaria di base

$\mathbf{A_p}$ = area della base del palo

$\mathbf{q_s}$ = tensione media tangenziale lungo la superficie laterale del palo

$\mathbf{A_s}$ = area laterale del palo

Sostituendo la [8] e [9] nella [10] si ottiene:

$$\mathbf{Q_{lim} = q_p A_p + q_s A_s} \qquad [11]$$

I valori di $\mathbf{q_p}$ e $\mathbf{q_s}$ si ricavano dalle seguenti espressioni:

$$\mathbf{q_p = N_c C' + N_q \gamma L} \qquad [12]$$

$$\mathbf{qs = (q_{a\,+}\, \mu K \sigma_v)\, A_s} \qquad [13]$$

in cui:

$\mathbf{N_c}$ = fattore di capacità portante:
Nc = (Nq – 1) cotanφ

$\mathbf{N_q}$ = fattore di capacità portante, ricavabile dalla Figura N° 9 (BEREZANTZEV V.G., 1965a):

$\mathbf{C'}$ = coesione efficace

$\boldsymbol{\mu}$ = coefficiente di attrito palo-terreno, ricavabile dalla Tabella N° 4

$\mathbf{K}$ = coefficiente adimensionale, ricavabile dalla Tabella N° 4

$\boldsymbol{\sigma_v}$ = tensione efficace alla quota di calcolo.

Tabella N° 4 - *Valori dei coefficienti m e K*

Tipo di palo		Valore di K	Valore di μ
Battuto	Acciaio	0,5 – 1,0	tan 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1,0 – 2,0	tan (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1,0 – 3,0	tan φ'
Trivellato		0,4 – 0,7	tan φ'

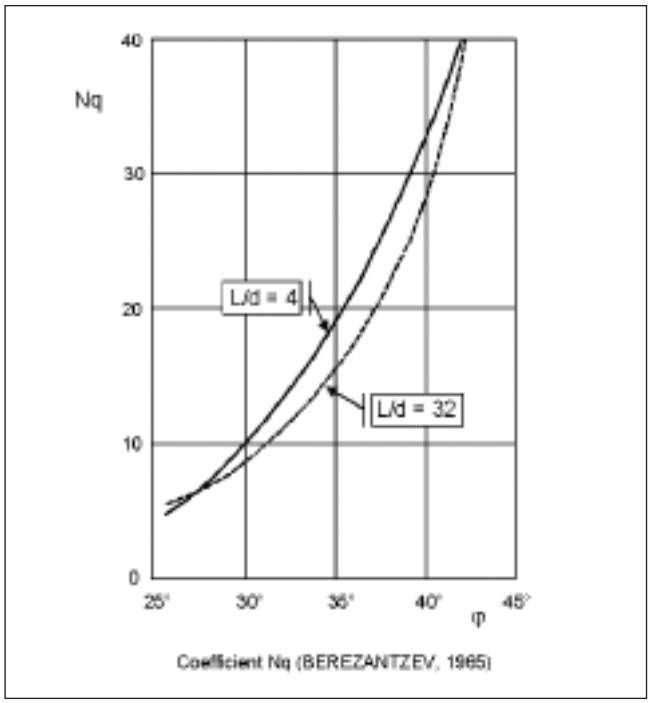


Figura 9 - *Grafico dei valori di Nq*

Per tener conto delle condizioni generali in cui si andrà ad operare e della necessità di impiego di bentonite nel corso della perforazione nei calcoli, effettuati con apposito programma, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza:

– Fattore di sicurezza Fs = 3,5

– Coefficiente riduttivo per effetto di gruppo ε = 0,8

La capacità portante nell'ipotesi di *progetto originario* risulta:

Fondazione spalle (pali Ø 1300 mm – H = 90 m)

$$Q_{amm} = 7193 \quad kN$$

Fondazione pile (pali Ø 1300 mm – H = 100 m)

$$Q_{amm} = 9495 \quad kN$$

Nell'ipotesi della *variante di progetto* (pali Ø 600 mm – H = 60 m) si ha:

$$Q_{amm} = 1275 \quad kN$$

Per i pali Ø 600 mm si ha, quindi, una drastica riduzione della capacità portante al 18%, per i pali delle spalle, ed al 13% per i pali delle pile.

I suddetti valori devono ancora essere decrementati per il fenomeno dell'*attrito negativo*, indotto sia dal naturale fenomeno di consolidazione del banco di argille torbose, sia dal sovraccarico del rilevato di approccio alle spalle, che provocherà cedimenti di consolidazione elevatissimi (circa 100 cm), di cui si omette il calcolo.

Tuttavia le problematiche più gravi ed importanti non sono solo quelle legate alla capacità portante, bensì sono rappresentate dalle verifiche delle deformazioni dei pali snelli (Ø 600 mm) alle sollecitazioni verticali (svergolamento) ed orizzontali; per la determinazione di queste ultime è necessario valutare l'entità del modulo di reazione orizzontale.

MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE

Per il dimensionamento strutturale dei pali di fondazione viene calcolato il modulo di reazione orizzontale **Kh** secondo i seguenti criteri:

a) Per i terreni coesivi si adotta la relazione proposta da REESE L.C. & MATLOCK H. (1956)

$$Kh = \frac{\delta \cdot Z}{D} \quad (Kg/cm^3) \qquad [14]$$

in cui:

δ = 0,022 per Cu < = 0,25 Kg/cm^3

δ = 3,51 per Cu > 0,25 e < 0,50 Kg/cm^3

Z = profondità (cm)

D = diametro del palo (cm)

b) Per i terreni incoerenti DAVISSON M.T. (1970) suggerisce la seguente relazione:

$$Kh = \frac{\beta \cdot Z}{D} \quad (Kg/cm^3) \qquad [15]$$

in cui:

β coefficiente ricavabile dalla Tabella N° 5

Z = profondità (cm)

D = diametro del palo (cm)

Tabella N° 5 - *Valori del coefficiente β*

	Secco - Umido	Saturo
Sabbia soffice (Dr% < 30%)	0,224	0,1238
Sabbia media (Dr% > 30%)	0,672	0,448
Sabbia e ghiaia grossolana (Dr% > 70%)	1,792	1,088

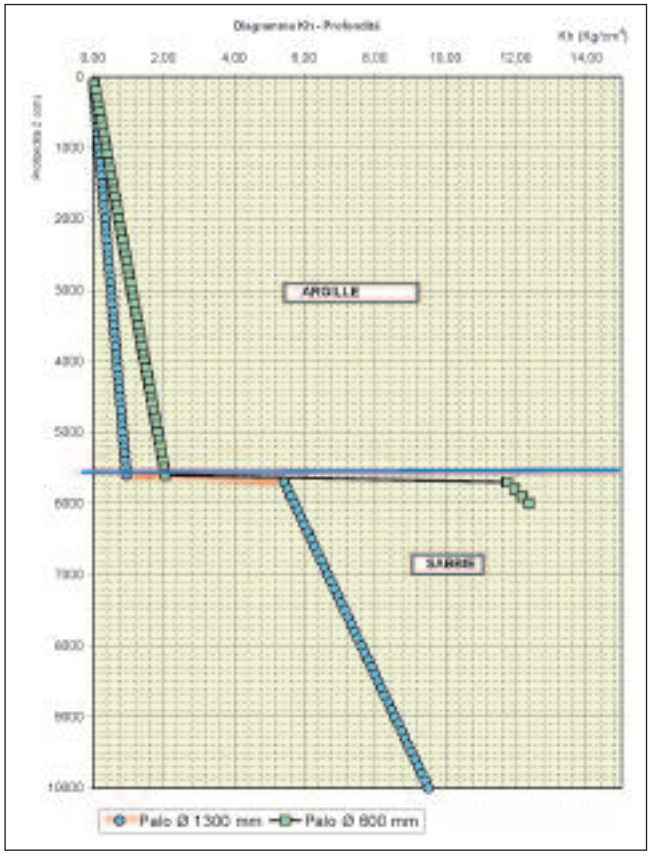


Figura 10 - *Diagramma Kh – profondità*

Nel diagramma della Figura N° 10 è riportato l'andamento di Kh con la profondità per ciascuno dei due tipi di palo.

Valori dello stesso ordine di grandezza si ottengono utilizzando la seguente espressione (BOWLES J.E., 1997):

$$k_h = C\ (cN_c + 0.5\ \gamma\ B\ N_\gamma) + C\ (\gamma\ N_q)\ z^n \quad [16]$$

in cui:

B = diametro del palo
z = profondità
n = esponente di profondità posto pari ad 1.

I coefficienti N_c, N_γ ed N_q sono quelli di BRINCH HANSEN J. (1965), mentre il coefficiente C è pari a 40 nel Sistema Internazionale (nell'ipotesi che la capacità portante ultima si abbia per spostamenti prossimi ad un pollice, ossia 2.54 cm).

La lunghezza dei pali è stata discretizzata in segmenti di lunghezza Δl ed il terreno è stato modellato con un numero n di molle, ciascuna con rigidezza:

$$K_i = \frac{\Delta l_i + \Delta l_{i-1}}{2} B\ k_h \quad [17]$$

TENSIONI INDOTTE DAL RILEVATO DI APPROCCIO ALLA SPALLA

Il rilevato di approccio alla spalla ha un'altezza di m 8,8 ed indurrà nel banco di argille torbose soffici il fenomeno della consolidazione con conseguenti cedimenti, instaurando il fenomeno di attrito negativo sui pali di fondazione; inoltre le componenti orizzontali (σ_x, σ_y) assumono un ruolo molto importante, se non determinante, nelle verifiche degli spostamenti orizzontali dei pali.

Per valutare lo stato tensionale in prossimità dei pali di fondazione si calcolano le componenti del carico indotto dal rilevato nelle due direzioni principali, quella normale (σ_n) e quella orizzontale ($\sigma_x \simeq \sigma_y$), secondo le equazioni

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi}\left[\tan^{-1}\left(\frac{ab}{z \cdot R_3}\right) + \frac{abz}{R_3}\left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2}\right)\right] \quad [18]$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi}\left[\tan^{-1}\left(\frac{ab}{z \cdot R_3}\right) - \frac{abz}{R_1^2 \cdot R_3}\right] \quad [19]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi}\left[\tan^{-1}\left(\frac{ab}{z \cdot R_3}\right) - \frac{abz}{R_2^2 \cdot R_3}\right] \quad [20]$$

$$R_1 = (a^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \quad [21]$$

$$R_2 = (b^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \quad [22]$$

$$R_3 = (a^2 + b^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \quad [23]$$

le cui variabili "a" e "b" rappresentano le distanze dall'origine nel piano x – y e z la profondità.

Nel caso del rilevato in esame le dimensioni della base del tratto di rilevato considerato sono

a = b = 63 m

L'andamento dei valori delle suddette tensioni indotte è riportato nei diagrammi delle Figure N° 11 (componente normale σ_n) e 12 (componente orizzontale σ_x).

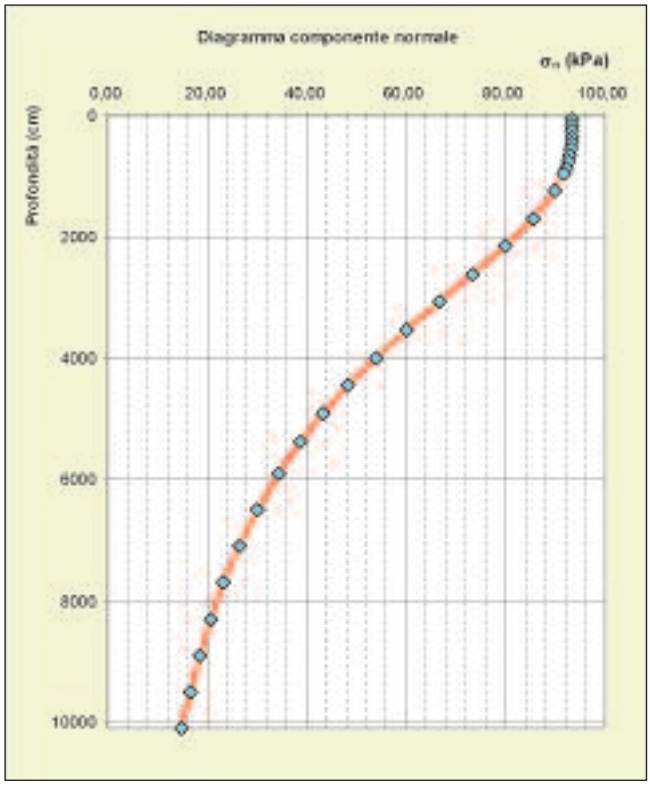


Figura 11 - *Diagramma σ_n – profondità*

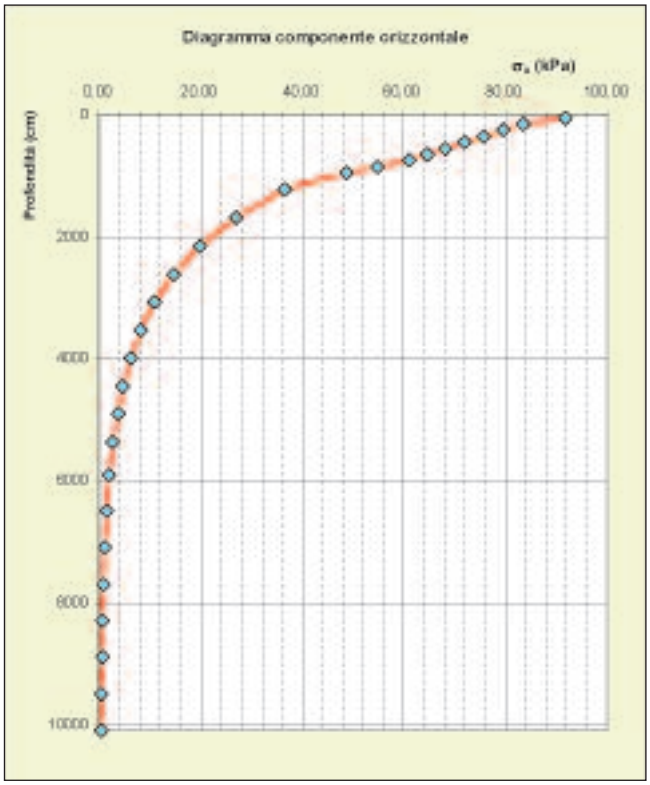


Figura 12 - *Diagramma σ_x – profondità*

ATTRITO NEGATIVO

Per la determinazione dell'attrito negativo (Q_N) agente lungo il fusto dei pali si fa riferimento alla *componente normale* (σ_n) delle tensioni indotte dal rilevato, distribuita lungo tutta l'area laterale del palo nello strato soggetto al fenomeno di consolidazione (A_L), moltiplicata per un coefficiente β che individua l'aliquota di trasferimento della tensione al fusto del palo, secondo la seguente relazione

$$Q_N = \left(\sum_1^n A_i . \sigma_{ni} \right) . \beta \qquad [24]$$

in cui:

- A_i rappresentano gli *n* valori dei tratti delle aree laterali considerate
- σ_{ni} rappresentano gli *n* valori della componente normale in corrispondenza di ciascun tratto di area laterale considerata
- β coefficiente di trasferimento delle tensioni dal terreno al fusto del palo

Tale coefficiente β secondo BROMS B.B. (1976) per argille soffici normalconsolidate può assumersi pari a

$$\beta = 0{,}2$$

Sostituendo nella [24] i valori ricavabili dal grafico della Figura N° 11 si ottengono i seguenti risultati per l'attrito negativo agente nello strato di argille torbose che si rinviene da m 0 a m 56 dal p.c.:

- Palo Ø 1300 mm
  Q_N = - 3148 kN
- Palo Ø 600 mm
  Q_N = - 1451 kN

La portata utile dei pali si riduce quindi ai seguenti valori:

- Palo Ø 1300 mm – H = 90 m
  $Q_{utile} = Q_{amm} - Q_N = 7193 - 3148 = 4045$ kN
- Palo Ø 1300 mm – H = 100 m
  $Q_{utile} = Q_{amm} - Q_N = 9495 - 3148 = 6347$ kN
- Palo Ø 600 mm – H = 60 m
  $Q_{utile} = Q_{amm} - Q_N = 1275 - 1451 =$ - 176 kN

Per il palo Ø 600 mm l'attrito negativo (Q_N) è maggiore della portata ammissibile (Q_{amm}) e, quindi, si ha una portata utile (Q_{utile}) negativa.

SVERGOLAMENTO DEI PALI

Poiché si hanno valori molto bassi del modulo di reazione orizzontale è necessario effettuare la verifica allo svergolamento dei pali soggetti a carico assiale; il palo, sotto carico assiale, tende ad inflettersi secondo una sinusoide con un numero di semionde date dall'equazione (TIMOSHENKO S.P., 1961):

$$Pcr = \left(m^2 + \frac{b}{m^2} \right) \cdot Pe \qquad [25]$$

$$b = \frac{Kh \cdot D \cdot L^4}{\pi^4 \cdot Ep \cdot Jp} \qquad [26]$$

$$Pe = \pi^2 \cdot Ep \cdot \frac{Jp}{L^2} \qquad [27]$$

Pcr carico critico
Ep modulo di elasticità del palo
Jp momento di inerzia del palo
D diametro del palo
L altezza del palo
Kh modulo di reazione orizzontale
Pe carico eleuriano
m numero di semionde
b coefficiente adimensionale

Per tentativi si trova il valore di *m* al quale corrisponde il carico critico inferiore; la lunghezza della semionda *m* si assume come lunghezza critica, oltre alla quale si può verificare lo svergolamento del palo (cfr. Figura N° 13).

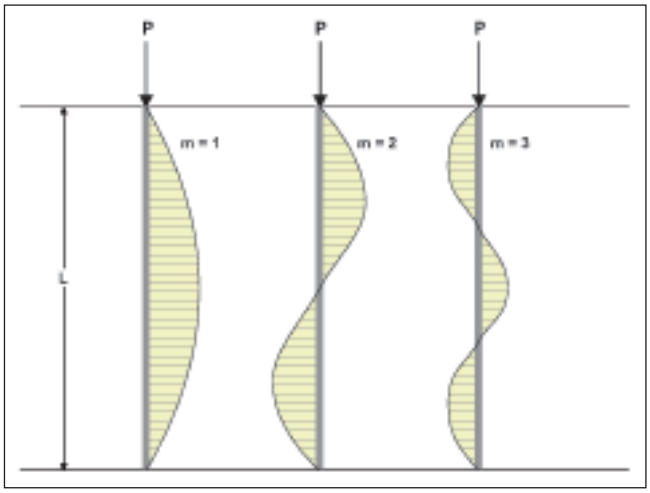


Figura 13 - *Svergolamento secondo una sinusoide con numero m di semionde*

Nelle Tabella N° 6 e 7 sono riportati i risultati per i due tipi di pali (Ø 600 mm e Ø 1300 mm), da cui si ricavano le seguenti lunghezze critiche, oltre le quali si può avere il fenomeno dello svergolamento per i corrispondenti carichi critici:

– Palo Ø 1300 mm L_{crit} = 50 m
– Palo Ø 600 mm L_{crit} = 15 m

Tabella N° 6 - *Calcolo della lunghezza critica per il palo Ø 600 mm*

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA D'ONDA CRITICA (TIMOSHENKO S.P., 1961)			
Carico critico	Pcr	Kg	6.278.546,65
Numero di semionde	m	–	8
Diametro del palo	D	cm	60
Modulo di elasticità del palo	E	Kg/cm^2	250000
Momento d'inerzia del palo	J	cm^4	636172,51
Modulo di reazione orizzontale	Kh	Kg/cm^3	1,02
Altezza del palo	H	cm	6000
Carico Eleuriano	Pe	Kg	43602,58
Coefficiente adimensionale	b	–	5119,671
Lunghezza d'onda critica	**Wc**	cm	**1500**

Tabella N° 7 - *Calcolo della lunghezza critica per il palo Ø 1300 mm*

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA D'ONDA CRITICA (TIMOSHENKO S.P., 1961)			
Carico critico	Pcr	Kg	13.767.160,35
Numero di semionde	m	–	4
Diametro del palo	D	cm	130
Modulo di elasticità del palo	E	Kg/cm^2	250000
Momento d'inerzia del palo	J	cm^4	14019848,09
Modulo di reazione orizzontale	Kh	Kg/cm^3	0,1
Altezza del palo	H	cm	10000
Carico Eleuriano	Pe	Kg	345925,89
Coefficiente adimensionale	b	–	380,768
Lunghezza d'onda critica	**Wc**	cm	**5000**

Avendo schematizzato i pali con modello agli elementi finiti, è stata condotta una analisi di instabilità (buckling) al fine di determinare il moltiplicatore di carico che porta alla prima forma di instabilizzazione.

I moltiplicatori trovati sono pari a 18 per i pali da 600 e pari a 36 per i pali da 1300. Pertanto in entrambi i casi la verifica è soddisfatta, nonostante la grande snellezza degli elementi in esame.

CARICO ORIZZONTALE SUI PALI

Come accennato in precedenza la componente orizzontale del sovraccarico indotto dal rilevato implica una notevole sollecitazione sui pali di fondazione della spalla, cui si deve aggiungere la sollecitazione orizzontale prevista dal BRITISH STANDARD (5400 - 2 - 2006), attualmente utilizzato in Nigeria, per tener conto dell'azione di frenamento o accelerazione.

Nel caso in esame, per la tipologia di strada in oggetto, l'azione orizzontale valutata per la prima colonna di carico è pari a:

$$Q_{lk} = 457 \text{ kN}$$

Lo spostamento orizzontale alla testa dei pali ed alla quota dell'impalcato è valutato nelle condizioni di esercizio, poiché lo spostamento di carattere ciclico, associabile all'azione dei carichi orizzontali, è di grande rilievo. Tale spostamento deve essere compatibile con la fruizione della struttura *e tale da non produrre plasticizzazione del terreno per accumulo ciclico di deformazione plastiche*. Una formulazione possibile per il calcolo dello spostamento orizzontale, con analisi lineare, è quella di modellare il palo come una trave alla Winkler poggiante su un suolo elastico, in grado di reagire in entrambi i versi.

Come più sopra ricordato, nel caso in esame è stata preferita una modellazione agli elementi finiti del complesso formato dalla spalla e dal gruppo di pali, in modo tale da tenere conto sia della variazione del modulo del terreno con la profondità, sia dell'effettivo grado di vincolo alla testa dei pali.

Il modello della spalla e dei pali proposti dal committente (N.D.D.C.) è illustrato in Figura N°14. Nel modello, benché trattasi di pali in gruppo, date le scarse caratteristiche del terreno è stato ritenuto opportuno considerare libera la sommità dei pali per una altezza z_{crit} posta pari a 3 volte il diametro dei pali, al fine di tenere conto del cedimento per azione passiva tridimensionale.

Inoltre sono considerate: le azioni del rilevato sulla spalla, schematizzate come forze di superficie sia sulla elevazione sia sul plinto; le azioni indotte dal rilevato sui pali, in modo approssimato considerate eguali per tutti i pali, come forze concentrate applicate ogni metro e valutate come prodotto della tensione alla quota del

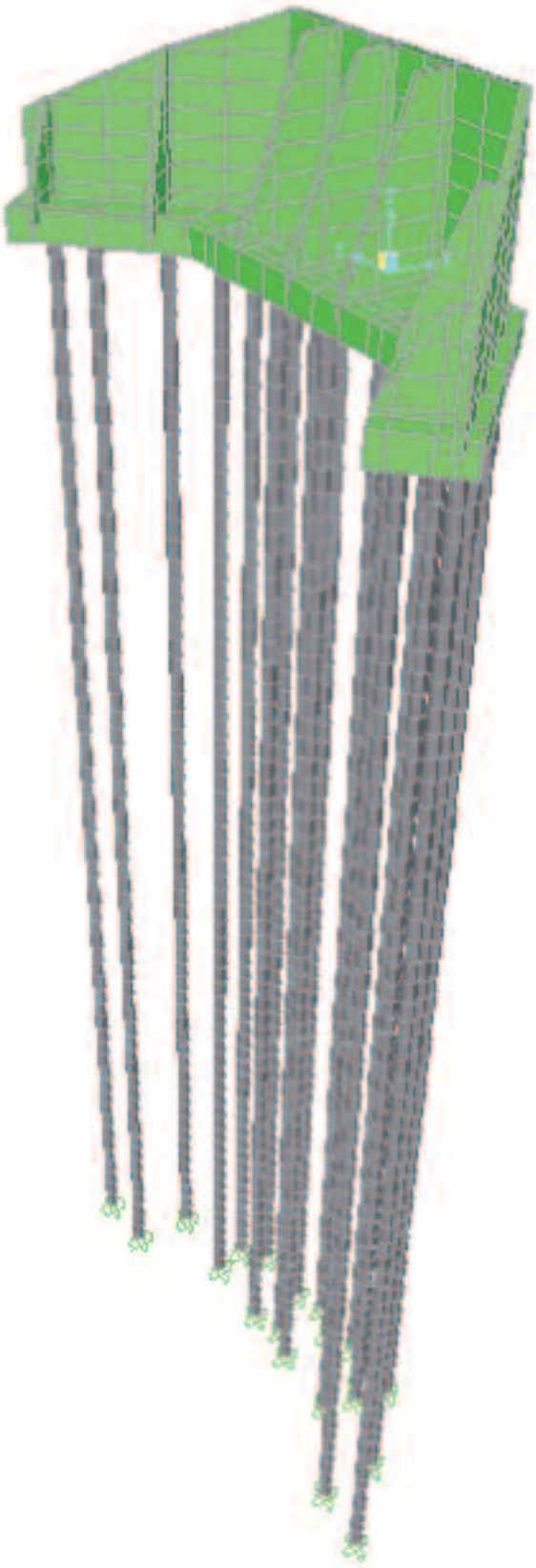


Figura 14 - *Schema di calcolo degli spostamenti della spalla su pali Ø 600 mm*

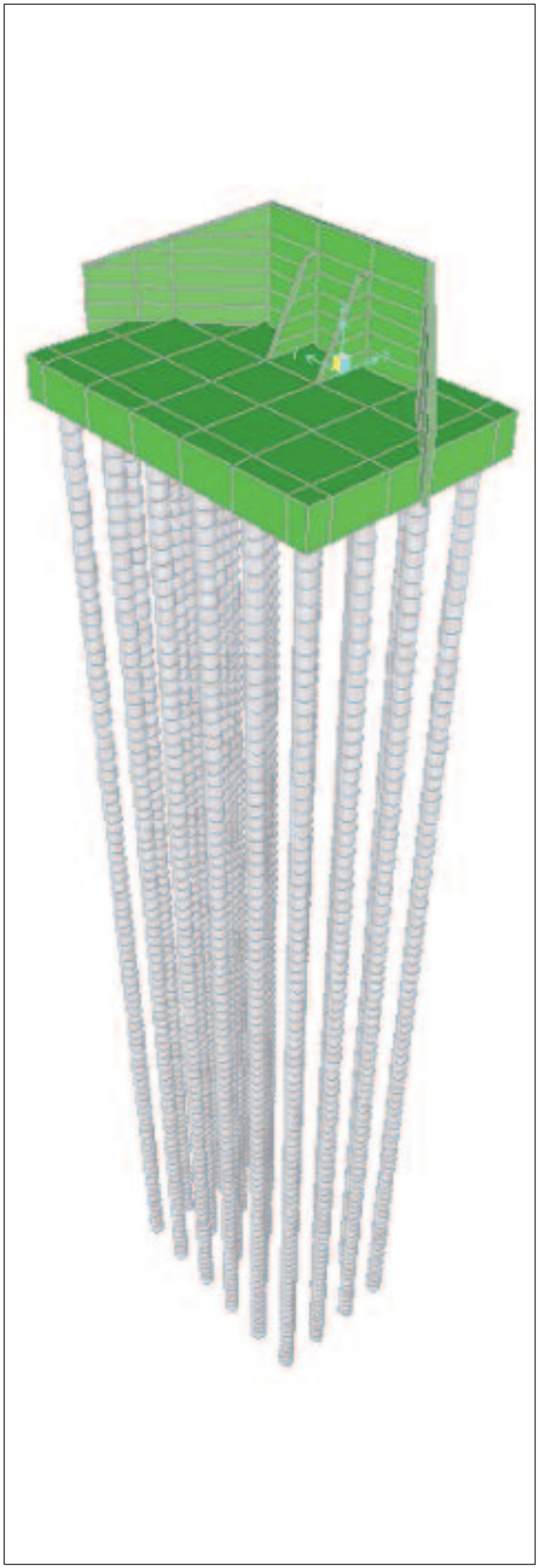


Figura 15 - *Schema di calcolo degli spostamenti della spalla su pali Ø 1300 mm*

nodo per l'area data dal prodotto B*ΔL; l'azione orizzontale del di frenamento è applicata sulla spalla alla quota dell'impalcato unitamente alle forze verticali trasmesse dallo schema di carico considerato.

Nello schema proposto dalla Moreno D.C. West Africa Plc con pali da 1300, illustrato in Figura N°15 la spalla è stata ridisegnata al fine di incrementare l'interasse dei pali in senso longitudinale ad un minimo di sei volte il diametro degli stessi. L'effetto di gruppo sulla risposta alle azioni orizzontali non è esplicitamente considerato nella valutazione dello spostamento orizzontale, ma è implicitamente tenuto in conto attraverso una distribuzione planimetrica dei pali coerente con le ipotesi adottate nel calcolo.

Lo spostamento massimo del palo viene definito in relazione alla "lunghezza caratteristica λ" (o elastica) che è determinabile con la seguente espressione:

$$\lambda(cm) = \left[\frac{\left(4\,E\,J\right)}{k\,D}\right]^{\frac{1}{4}} \qquad [28]$$

in cui:

E (Kg/cm^2) = modulo elastico del palo
J (cm^4) = momento di inerzia del palo
D (cm) = diametro del palo
K (Kg/cm^3) = modulo di reazione orizzontale.

Nel caso di palo con testa incastrata (impedita a ruotare) lo spostamento massimo alla testa del palo è dato dalla seguente espressione

$$X_{max} = \frac{H}{\left(D.k.\lambda\right)} \qquad [29]$$

con H (Kg) = carico orizzontale applicato alla testa del palo.

Nel caso in esame vengono analizzate le due seguenti configurazioni:

- variante al progetto, proposta dal cliente (N.D.D.C.): plinto della spalla poggiante su N° 16 pali Ø 600 mm, profondi m 60, oltre a N° 6 pali sotto i muri d'ala;
- progetto proposto dalla Moreno West Africa Plc: plinto della spalla poggiante su N° 24 pali Ø 1300 mm profondi m 90.

Nelle Tabelle N° 8 e N° 9, rispettivamente per i pali Ø 600 mm e Ø 1300 mm, sono riportati sia tutte le forze orizzontali agenti a livello dell'impalcato, sia i corrispondenti spostamenti.

Dal confronto delle tabelle si evince come lo spostamento legato alle sole azioni di frenata/accelerazione siano accettabili solo nel secondo caso (pali Ø

Tabella N° 8 - *Pali Ø 600 mm - Forze orizzontali e spostamenti in corrispondenza dell'impalcato*

Pali Ø 600 mm - N ° 22	**Forza orizzontale** (kN)	**Spostamento** orizzontale (cm)
Effetto dovuto alla componente orizzontale della sollecitazione indotta dal rilevato (kN 944 x 22)	20768	6,75
Effetto dovuto alla spinta attiva del rilevato sulla spalla (kN 32 x 22)	2904	4,72
Effetto della forza orizzontale dovuta alla frenata/accelerazione	457	2,34
Totale	**2429**	**3,81**

Tabella N° 9 - *Pali Ø 1300 mm - Forze orizzontali e spostamenti in corrispondenza dell'impalcato*

Pali Ø 1300 mm - N ° 24	**Forza orizzontale** (kN)	**Spostamento** orizzontale (cm)
Effetto dovuto alla componente orizzontale della sollecitazione indotta dal rilevato (kN 2889 x 24)	5036	3,13
Effetto dovuto alla spinta attiva del rilevato sulla spalla (kN 130 x 24)	3120	0,39
Effetto della forza orizzontale dovuta alla frenata/accelerazione	457	0,38
Totale	**53713**	**3,90**

1300 mm); per pali da Ø 600 mm infatti lo spostamento in esercizio supera da solo il limite plastico per il suolo.

Ipotizzando un rilevato di tipo alleggerito (con tubi tipo "armco") in grado di ridurre il carico sul terreno al 40%, si otterrebbe una forza orizzontale totale all'incirca pari a

$$H_{1300} = 32.000 \text{ kN}$$

cui corrisponderebbe uno spostamento totale massimo in testa pari a cm 2,6, che è un valore accettabile.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dalle verifiche eseguite sia per i pali di fondazione proposti dall'ente committente (N.D.D.C.) nella variante al progetto (Ø 600 mm H = 60 m), sia per quelli del progetto originale (Ø 1300 mm H = 90 ÷ 100 m) si hanno i seguenti risultati che inducono a considerare la variante al progetto del tutto sconsigliabile:

a) *capacità portante del pali* – tenendo conto dell'attrito negativo indotto dal fenomeno della consolidazione, sia naturale che indotta dal sovraccarico del rilevato di approccio alle spalle, la capacità portante netta dei pali da 600 mm profondi m 60 è praticamente nulla; per i pali Ø 1300 mm la capacità portante netta è pari a 4045 kN per le spalle e 6347 kN per le pile;

b) *svergolamento dei pali* – in relazione al Modulo di Reazione Orizzontale (Kh) delle argille con torba che si rinvengono nello strato superficiale spesso m 56, dai calcoli risulta che per il palo Ø 600 mm la lunghezza critica, oltre la quale è probabile il fenomeno dello svergolamento, è L_{crit} = 15 m, mentre per il palo Ø 1300 mm la lunghezza critica è L_{crit} = 50 m; in ambedue i casi però il carico di esercizio è di gran lunga inferiore a quello critico, per cui non sussiste la possibilità di instabilità dovuta a svergolamento;

c) *verifica alle sollecitazioni orizzontali* – le verifiche sono state effettuate tenendo conto sia dell'effetto dell'accelerazione e/o frenata dei mezzi pesanti, sia della componente orizzontale indotta dal sovraccarico del rilevato; per i pali Ø 600 mm si hanno spostamenti alla testa del palo molto elevati (13,8 cm) e, quindi, non accettabili; per i pali Ø 1300 mm tali spostamenti sono molto più ridotti (3,9 cm) e possono ulteriormente essere ridotti con l'adozione di un rilevato alleggerito; inoltre, gli spostamenti legati alle azioni di frenamento/ accelerazione risultano compatibili con la struttura in elevazione;

d) *carichi verticali e tensioni indotte sui pali*: l'aliquota di spostamento dovuta alle tensioni indotte dai carichi verticali suggerisce l'adozio-

ne di rilevati alleggeriti; una ulteriore riduzione dell'effetto delle tensioni indotte può essere ottenuto semplicemente anticipando la costruzione del rilevato rispetto l'esecuzione dei pali;

e) *vincoli impalcato spalla:* l'azione orizzontale di frenamento o accelerazione è di tipo istantaneo. Nelle analisi sopra eseguite sono state considerate travate separate e vincolate alle spalle per le azioni longitudinali. Una soluzione che preveda un impalcato con soletta di continuità e smorzatori viscosi orizzontali su tutti gli appoggi, permetterebbe di distribuire l'azione dinamica orizzontale a tutti i pali del viadotto con conseguente riduzione degli spostamenti orizzontali.

In sintesi si può quindi affermare che la realizzazione del complesso spalla e pali Ø 600 mm, proposta dalla N.D.D.C., avrebbe prodotto dei danni irreversibili al ponte, con probabile successivo crollo dell'impalcato.

Attualmente tutte le verifiche geotecniche effettuate dalla Moreno D.C. West Africa Plc sono al vaglio dei consulenti della N.D.D.C.

Un'altra problematica di primaria importanza, che non può essere affrontata in questa sede, deriva dalle verifiche idrauliche del tutto disattese nel progetto di variante; difatti il deflusso delle acque di marea, computato nel progetto originale del ponte da 324 m di lunghezza, non è più garantito e verificato nel ponte con luce ridotta a soli 72 m.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano i titolari della MORENO D.C. WEST AFRICA PLC (Gruppo MORENO GROUP PLC), Dott. Nicola Busacca ed Ing. Mario Stella che hanno messo a disposizione tutto il materiale necessario e che con la loro disponibilità e collaborazione hanno reso possibile la stesura della presente nota.

BIBLIOGRAFIA

A.G.I. (1982): "*Raccomandazioni sui Pali di Fondazione*" – Questioni di Geotecnica, Commissione AGI per la Normativa Geotecnica – Associazione Geotecnica Italiana

BEREZANTZEV V.G., 1965a: "*Design of Deep Foundations*". Proc. 5th Int. Conf. on S.M. & F.E. Montreal

BOWLES J.E. (1997): "*Foundation Analysis and Design*" - The McGraw-Hill Companies, Inc.

BRINCH HANSEN J. (1965): "*A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*", B.N. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 5 ÷ 11

BROMS B.B. (1976): "*Piles Foundations – Pile Group*", Gen. Rep. to. VI Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vienna, V.2.1, pp. 103 – 132

DAVISSON M.T. (1970): "*Lateral Load Capacity of Piles*", High. Res. Rec., N. 333: 104-112

FEDERAL MINISTRY OF MINES, POWER & STEEL (1984) – Geological Survey Department – "*Geological Map of Nigeria*"

GIBBS H.J., HOLTZ W.G. (1957): " *Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing*" , Proc. IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London

REESE L.C. & MATLOCK H. (1956): "*Non Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth*", Proc. 8th Texas Conf. S.M. and F.E. Spec. Pub. 29, Bureau of Eng. Res. Univ. Of Texas, Austin

SHIOI Y., FUKUNI J. (1982): "*Application of N-value to Design of Foundation in Japan*", Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam

TERZAGHI K., PECK R.B. (1948): "*Soil mechanics in Engineering Practice*", J. Wiley & Sons, New York

TIMOSHENKO S.P. – GERE J.M., (1961): "*Theory of elastic stability*", Mc Grow Hill. New York

TUTTLE M.L.W., CHARPENTIER R.R. & BROWNFIELD M. E. (1999) – U.S.G.S. – "*The Niger Delta Petroleum System: Niger Delta Province, Nigeria, Cameroon and Equatorial Guinea, Africa*" – Denver, Colorado, USA.

AZIENDA CON SISTEMA GESTIONE QUALITA' UNI EN ISO 9001 CERTIFICATO DA CERTIND

GEOSERV di Ojeni Saverio Angelo
Laboratorio Geotecnico
Via Roma - 98077 S.Stefano di Cam. (ME)
Tel./Fax 0921 331280-Tel. Mob. 327 1619113
www. geoserv.it / e-mail: info@geoserv.it
IL LABORATORIO ESEGUE E CERTIFICA LE SEGUENTI ANALISI E PROVE:
Contenuto in acqua, Peso di volume, Peso specifico
Analisi granulometrica per sed. e stacciatura
Limiti di Atterberg e di Ritiro, Prove di compressione E.L.L.,
Prove di compressione edometrica, Taglio diretto e residuo,
Prova "CBR", Prove di compressione triassiale (UU, CU, CD)
ed altre varie prove ed analisi previste dalla Circolare 7618/STC

LABORATORIO AUTORIZZATO CON DECRETO DEL MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI AI SENSI DELL' ART. 59 DEL DPR n° 380/2001 E DELLA CIRC. 7618/STC-SETTORE "A"

STUDIO GEO-ARCHEOLOGICO INERENTE ALCUNE EVIDENZE ANTROPICHE NEL TERRITORIO COMUNALE DI PETRALIA SOTTANA (PA)

Emanuele Di Giampaolo* - Ricercatore I.E.ME.S.T.
Alessandro P. Torre* - Ricercatore I.E.ME.S.T. - **Luciano Fabio Torre*** - Ricercatore I.E.ME.S.T.
* Dipartimento Scienze Territoriali - Sezioni: Geologia Ambientale, Geositi e Geoturismo; Geologia e Risorse Naturali
Ringraziamenti: **Dott. A. Di Benedetto** per il suo contributo

RIASSUNTO Geologia e Archeologia sono due discipline che possono raggiungere, interagendo, obbiettivi di alta qualità scientifica. Questo lavoro pone un accento su come, attraverso il rilevamento geologico di campagna, possano essere individuate probabili strutture remote la cui veridicità può essere attestata solamente da successivi studi archeologici. Nel territorio comunale di *Petralia Sottana* (Provincia di Palermo), sono stati identificati alcuni siti puntuali che potrebbero essere collocati presumibilmente dall'età del Neolitico sino al periodo arcaico; ciò anche in relazione al noto insediamento della "Grotta del Vecchiuzzo" ubicato in prossimità dell'abitato di *Petralia Sottana* (Cozzo Prangi).

ABSTRACT Geology and archaeology are two interactive fields that can reach high quality goals scientifically based. Our research underlines how, through the country archaeological find, we can identify ancient structures. The following archaeological studies guarantee the veracity of those findings. In the *Petralia Sottana* municipal area (Palermo district) we identified a few local findings belonging to the period going from the stone age to the primitive age. Belonging to the stone age is also the famous site "Grotta del Vecchiuzzo" located next to the *Petralia Sottana* built-up area (Cozzo Prangi).

La redazione di questo studio geo-archeologico proviene dalla collaborazione tra diverse professionalità, fondamentale, a nostro avviso, nel raggiungimento di ottimi obiettivi di ricerca.

Il censimento dei siti attenzionati in questo lavoro deriva dai rilievi sul campo eseguiti dai geologi *Torre* durante la campagna geologica svolta negli anni 2005/2007 per la realizzazione della carta geologica formale aggiornata, in scala 1:50.000, dei Fogli *Castelbuono* e *Cefalù* - (Progetto C.A.R.G.).

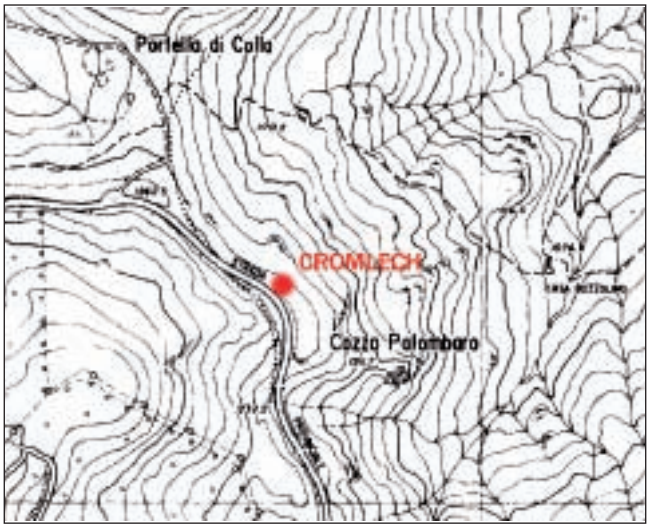
Le annotazioni di campagna, conservate negli anni, in cui vennero individuate delle "anomalie" geomorfologiche sul terreno e la presenza di caverne artificiali all'interno di affioramenti rocciosi, con le relative coordinate identificative, vengono adesso, attraverso i gruppi di ricerca dello I.E.ME.S.T., interpretate in un sistematico studio di dettaglio coinvolgendo il dott. E. Di Giampaolo, archeologo.

Ovviamente, questo studio non è risolutivo nel definire una spiegazione sulla presenza o scopo dei siti attenzionati, ma vuole comunque essere da stimolo a quanti volessero integrare proprie successive analisi oppure a collaborare allo sviluppo di quanto fino ad ora scoperto all'interno del territorio del Parco delle Madonie.

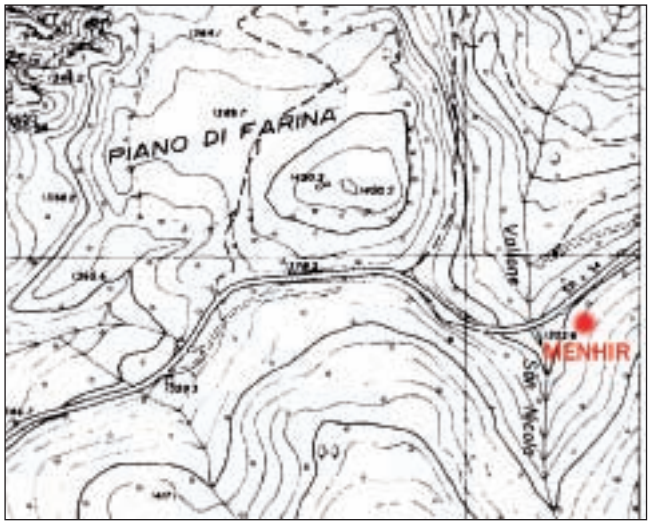
Nello specifico del lavoro compiuto, i siti degni di nota individuati dai geologi nel territorio comunale di Petralia Sottana sono tre; i primi due riferibili a probabili strutture dolmeniche (*Cromlech* e *Menhir*), il terzo, plausibilmente, a strutture a Tholos.

I siti, sono ubicati all'interno o in prossimità del bacino imbrifero del Fiume Imera Meridionale, a sottolineare l'importanza, nel passato, di questa asta fluviale.

Identificazione dei siti su C.T.R.



Sezione n° 610100



Sezione n° 622010



Sezione n° 610090

ANALISI GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA DI SUPERFICIE DEI SITI INDIVIDUATI

Cromlech: situato in destra stradale della S.P. n. 54, direzione Piano Battaglia da Petralia Sottana, tra *Portella di Mandarini* e *Portella di Colla*; idrogeologicamente posto in prossimità dello spartiacque principale che divide il bacino imbrifero del *Fiume Imera Meridionale* dal bacino imbrifero del *Fiume Pollina*, vicino ad antiche forme sorgentizie, il luogo gode di una panoramica mozzafiato da cui si scorgono anche le *Isole Eolie* nei giorni con poca foschia.

Il sito è perfettamente integrato con le litologie rocciose affioranti nell'area, per cui risulta difficilmente individuabile se non si possiede un "occhio" esperto o comunque allenato al rilievo di campagna.

Come già anticipato in premessa è stato eseguito un rilievo geologico di dettaglio, coadiuvato da osservazioni dirette effettuate in corrispondenza delle incisioni naturali oltre che su tagli insiti del terreno; ciò ha consentito di conoscere le caratteristiche litologiche dei terreni interessati dallo studio, potendo così constatare la presenza predominante di un affioramento roccioso sedimentario annoverato in letteratura con il nome di "Flysch Numidico", di età Oligocene sup.-Miocene inf.. Esso è costituito da argilliti siltose brune e argille-marnose color tabacco, diagenizzate, facilmente divisibili in scagliette romboedriche, con la presenza di strati decimetrici di arenaria quarzosa molto tenace ed intercalazioni ferro-manganesifere di taglia lutitica. Queste argilliti, in generale, hanno potenze di centinaia di metri e al loro interno si trovano blocchi calcarei mesozoici che da pochi m^3 possono raggiungere volumi ragguardevoli; quest'ultimi aventi una struttura di breccia o conglomeratica (*Wildflysch di Monte San Salvatore*).

Attorno ad uno di questi blocchi mesozoici, che riteniamo in affioramento naturale, abbiamo individuato una serie di blocchi calcarei, intervallati tra loro da una distanza più o meno costante, con volumi nettamente inferiori al blocco al quale fanno da corona; il posizionamento, secondo noi, non è attribuibile ad eventi geomorfologici naturali bensì ad eventi antropici.

I blocchi calcarei, rialzati su un piccolo terrapieno, risultano posti a semicerchio partendo da un blocco calcareo posizionato in verticale in prossimità dell'Ovest magnetico e terminano il loro "spostamento" in un blocco calcareo, a nostro avviso in parte legato all'affioramento naturale, piazzato vicino al Sud magnetico. Attiguo all'Est magnetico si rileva un grosso blocco calcareo piazzato artificialmente su un altro piccolo terrapieno.

All'interno di questo semicerchio di blocchi calcarei se ne rinviene un secondo più piccolo soprattutto per la volumetria dei blocchi utilizzati.

La totalità dei blocchi utilizzati per i semicircoli (soprattutto quelli esterni), possiedono un aspetto cromatico che li rende più bruni rispetto ai calcari del blocco in affioramento posto al centro; inoltre, su questi, si rinvengono spesso incrostazioni ferromanganesifere dal caratteristico colore rosso scuro-ruggine.

All'interno del grosso blocco in affioramento naturale abbiamo individuato una conca scavata nella roccia, in cui si rinviene un blocco roccioso a forma di cuneo che indica pressappoco il Nord magnetico.

Si potrebbe obbiettare che, essendo l'affioramento "colpito" da piccoli fenomeni carsici epigei (vaschette di corrosione e solchi), anche la conca rientrerebbe in questa fenomenologia; ma a nostro avviso, la particolare "geometria" della conca, ci spinge a pensare che sia opera dell'uomo.

In una piccola parete verticale limitrofa alla conca abbiamo notato due segni scanalati sulla roccia (Rune?), esattamente:



Potrebbero anch'essi essere frutto del processo carsico, anche se con difficoltà una dissoluzione naturale produce linee così rette.

L'areale, a nostro avviso, ha subito, nel settore nord, delle evoluzioni geomorfologiche riassumibili in piccole frane di colamento che probabilmente hanno modificato l'"architettura" originaria del luogo.

Sulla veridicità dell'intero sito si potrebbe contestare che, essendo questo vicino alla sede stradale e che in quel punto essa si trova in sezione di scavo, ciò che abbiamo segnalato sia frutto dei mezzi meccanici utilizzati per la realizzazione della provinciale; riteniamo però improbabile che gli operatori dell'epoca avessero tanta cura nel posizionare il terreno di riporto, con relative rocce, non utilizzato per eventuali riempimenti.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto Google



Elementi rocciosi del *Cromlech* posti a semicerchio



Panoramica del *Cromlech*



Conca con elemento roccioso indicante il Nord magnetico



Simbologia scanalata nella roccia?

Menhir: situato in sinistra stradale della S.P. n. 54, direzione Piano Battaglia da Petralia Sottana, posto in prossimità di *Piano Farina*, immediatamente prima del viadotto che scavalca il *V.ne San Nicola*, si nota un grosso blocco roccioso di litologia quarzarenitica, in probabile affioramento naturale, sul quale sembra posizionato artificialmente un blocco roccioso, anch'esso quarzarenitico, di forma quadrangolare.

Sul fianco Ovest del corpo roccioso si nota una piccola trincea lineare che interessa la roccia in lunghezza di circa 2,00 metri e avente una direzione magnetica pressappoco Nord-Sud.

Alzando gli occhi in direzione Sud dalla trincea, al centro del bosco soprastante, si nota un blocco quarzarenitico di particolare forma trapezoidale, di notevole volumetria e isolato dal contesto roccioso affiorante.

La geologia della zona è sempre riferibile ai quei sedimenti annoverati come *Flysch Numidico* ma di paleo-ambiente deposizionale differente rispetto allo stesso sedimento dell'area del presunto *Cromlech*; infatti, scompaiono i blocchi mesozoici e compaiono i banconi quarzarenitici tipici del *Membro di Geraci*.

Rimandando a studi di maggior dettaglio fatti su documentati *Menhir* che per comparazione potrebbero darci degli elementi in più, si potrebbe obbiettare che il bancone roccioso limitrofo la sede stradale sia opera dei mezzi meccanici utilizzati all'epoca per la realizzazione della stessa e che il blocco di forma trapezoidale sia frutto di una frana di crollo a spese del piccolo costone roccioso posto più a monte.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Affioramento roccioso con trincea avente direzione Nord-Sud magnetico



Blocco roccioso trapezoidale

Tholos: Muovendosi in destra idraulica del Fiume Imera Meridionale, costeggiando l'asta fluviale, all'altezza del punto d'immissione del Torrente Maimone affiorano le sabbie ben cementate della Formazione *Terravecchia*, dal caratteristico colore grigio-giallastro.

La serie tipo di questa Formazione geologica debutta con dei conglomerati poligenici in matrice arenaceo-sabbiosa di colore rossastro per degradare verso l'alto a sabbie grigio-giallastre ben cementate a loro volta sostituite gradualmente dalle argille sabbiose e/o marnose grigio-blu a luoghi riccamente fossilifere.

Nella zona oggetto d'indagine si rilevano anche piccoli affioramenti conglomeratici riferibili a terrazzamenti fluviali di paleoalveo.

All'interno dell'affioramento sabbioso sopra citato si notano delle cavità, probabilmente già note agli abitanti locali, che benché sino a poco tempo fa fossero utilizzate da pastori ci rimandano a tempi storici remoti.

L'architettura dello scavo nella roccia, di per sé facile alla lavorazione per le qualità litologiche, denuncia l'uomo come artefice dell'opera e fa sì che l'insieme delle grotte artificiali possiedano un fascino particolare in relazione al loro originario scopo e concernente utilizzo.

Il luogo è facilmente raggiungibile dal *Ponte di Blufi*.



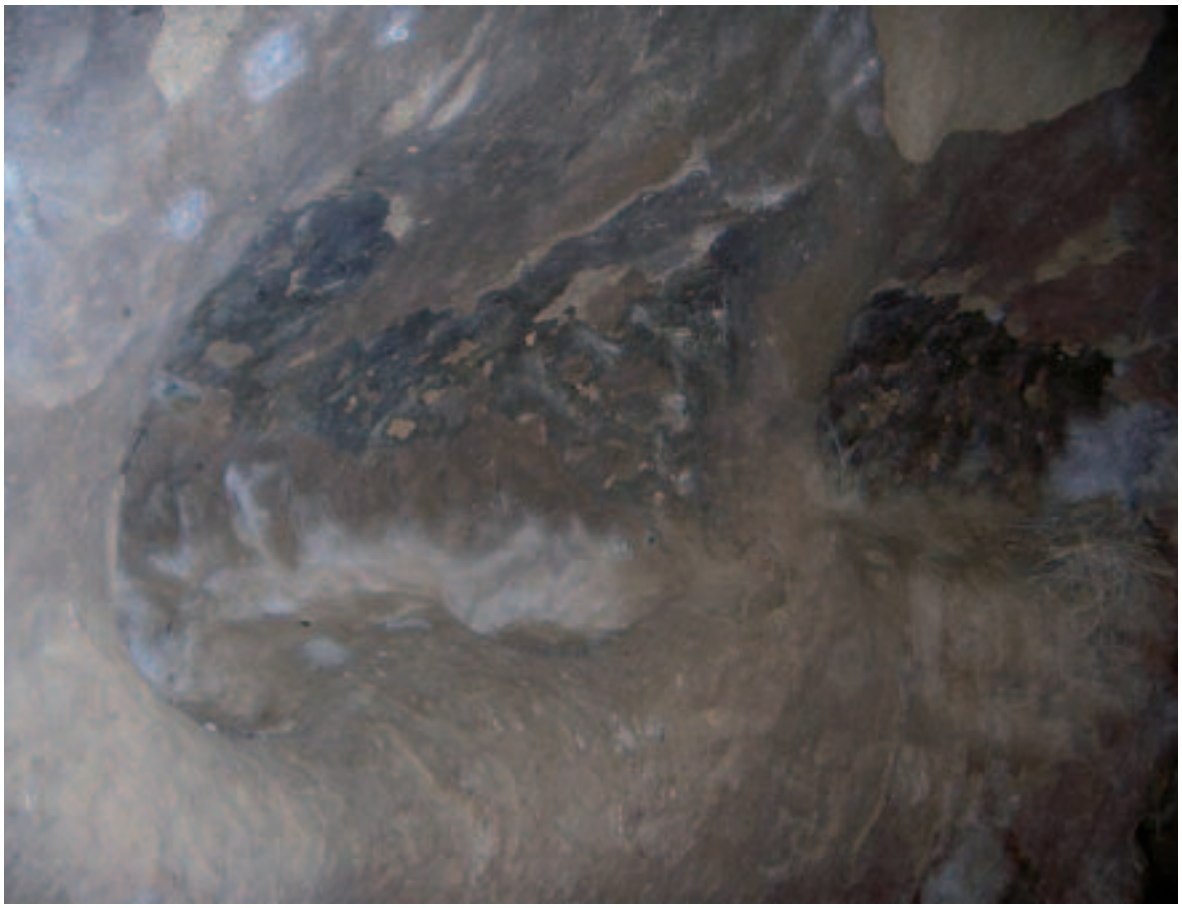
Ingresso di un *Tholos* nell'affioramento roccioso



Vista dalla Camera centrale



Oculum* nel secondo *Tholos



Nicchie nella parete rocciosa all'interno del secondo *Tholos*



Simbologia scavata nella roccia all'esterno dei siti?

RELAZIONE ARCHEOLOGICA

Lo studio dell'architettura megalitica si presenta come un'importante ed innovativa sezione della ricerca archeologica. Tale settore di studi è molto praticato nell'Europa centrale e settentrionale, mentre, quasi sconosciuta nel sud e, soprattutto, in Sicilia. Solo da qualche anno si stanno conducendo delle ricerche archeologiche in questa direzione concentrate, però, soprattutto nel settore sud-orientale della Sicilia.

Con il termine cromlech, derivante dal gallese Crom (Curva) e lech (Pietra, altare)[1] si suole indicare un monumento megalitico di forma circolare o ellittica a scopo fondamentalmente sacrale. È ancora oggi in discussione la necessità del cromlech di svolgere una funzione meramente cultuale o anche funeraria[2]. Nella maggior parte dei casi i cromlech rispettano un preciso orientamento astrologico che ha fatto supporre il loro collegamento ad un primitivo culto del sole[3]. Si deve, infatti, notare che la maggior parte dei cromlech sinora studiati presenta la possibilità di un particolare gioco di ombre[4] al sorgere o al tramontare del sole in uno degli equinozi o dei solstizi durante il corso dell'anno.

Queste informazioni inviterebbero a supporre che tali monumenti fossero stati creati per un culto del sole, ma con la funzione pratica del trasmettere ai posteri una sorta di calendario per i lavori agricoli.

Tra i cromlech più importanti si deve menzionare quello di Stonehenge, decisamente il più grande ed il più famoso, ed alcuni italiani, presenti soprattutto nell'Italia Settentrionale, come quello del Piccolo San Bernardo[5] e quello celtico di Golasecca[6], nel comprensorio del Ticino. Tutti questi monumenti, a partire da Stonehenge presentano una datazione non precedente al 3000 a.c. e, in particolare, sembrano essere più antichi quelli dell'Europa centro-settentrionale, e più recenti quelli dell'Europa meridionale[7].

---

[1] Per una più accurata definizione del termine *cromlech* cfr. CREMONESE 2003, pp. 1,2, BIANCHI 1998, p. 1.

[2] A tal proposito cfr. BIANCHI 2008, PICCOLO 2007.

[3] Per una più attenta disamina del collegamento cultuale dei cromlech ved. CREMONESE 2003, BIANCHI 1998.

[4] Per la descrizione dettagliata di questo fenomeno cfr. CREMONESE 2003, p.1.

[5] CREMONESE 2003.

6 BINACHI 1998.

[7] Si pensi che il cromlech di Golasecca è datato intorno all'VIII sec.a.C., mentre quello del Piccolo San Bernardo è datato al bronzo finale (c.a. 1200 a.C.).

Il cromlech di Passo Mandarini

A passo Mandarini, nel comune di Petralia Sottana (PA), lungo la SP 54 che procede in direzione di Piano Battaglia, è presente un monumento megalitico assimilabile ad un cromlech. Tale struttura, dal diametro esterno di 16,60 m, è costituita da due archi concentrici di pietre infisse nel terreno (menhir) con altezza media di c.a. 1 m ed impostati su un piccolo terrapieno (fig. 1). Il monumento è difficilmente riconoscibile da occhio inesperto dal momento che al suo interno sono presenti diversi affioramenti del banco roccioso calcareo.

Il rilievo in pianta ha messo in luce una serie di caratteristiche che indicano tale allineamento megalitico come un monumento, probabilmente databile alla tarda età del Bronzo. Il doppio arco concentrico è composto da 13 megaliti infissi nel terreno ad un distanza di c.a. 2 metri l'uno dall'altro. Di particolare importanza sono la pietra n. 1 e la pietra n. 2 (fig. 2). La n. 1 ha forma triangolare con dimensioni di 89.4 cm per 53 cm ed indica precisamente il nord; essa è alloggiata su un alto affioramento roccioso tramite un incavo artificiale realizzato appositamente. La pietra n. 2, precisamente ortogonale alla 1, sembra essere stata posizionata come indicatore dell'Est; essa, cosa anomala, poggia su un piccolo terrapieno circolare indipendente da quello dell'intero cromlech. Di particolare importanza la costruzione geometrica che il cromlech assume, e che si è potuta evincere in base allo studio della pianta dello stesso. Sembra rilevante il fatto che i due archi siano quasi concentrici[8] (Fig. 3); infatti, basta semplicemente applicare una piccola correzione all'arco 2, (fig. 3 arco color verde), per notare che, pur rimanendo nell'asse dei megaliti di questo arco, esso si presenta concentrico a quello più esterno (n. 1). Tale discrasia di centro tra i due archi potrebbe essere stata causata da un rimaneggiamento successivo dell'area o, più facilmente, dal crollo di alcune pietre ivi posizionate.

Ulteriore annotazione geometrica deve effettuarsi nell'immaginare un cerchio (fig. 3, cerchio 1) che, facendo centro nella pietra 2, coinvolge la pietra 1 e l'affioramento 3. Viste le importanti valenze astronomiche di tali manufatti, queste coincidenze geometriche non devono essere sottovalutate.

Si deve, inoltre, sottolineare che i megaliti dell'arco esterno (1) sono all'incirca equidistanti tra loro (fig. 3), con una variazione di interasse compresa tra 1,5 m e 2,1 m.

[8] Si deve considerare, infatti, che i centri distano tra loro c.a. 1 m sulla direttrice NE-SO, ma questo piccolo errore deve essere attribuito all'irregolarità determinata dal crollo di alcune pietre, tanto da poter essere quasi certi della loro concentricità; a tal proposito cfr. la correzione all'arco 2, visibile in *fig. 3*.



Figura 1 - *Cromlech di Passo Mandarini.*

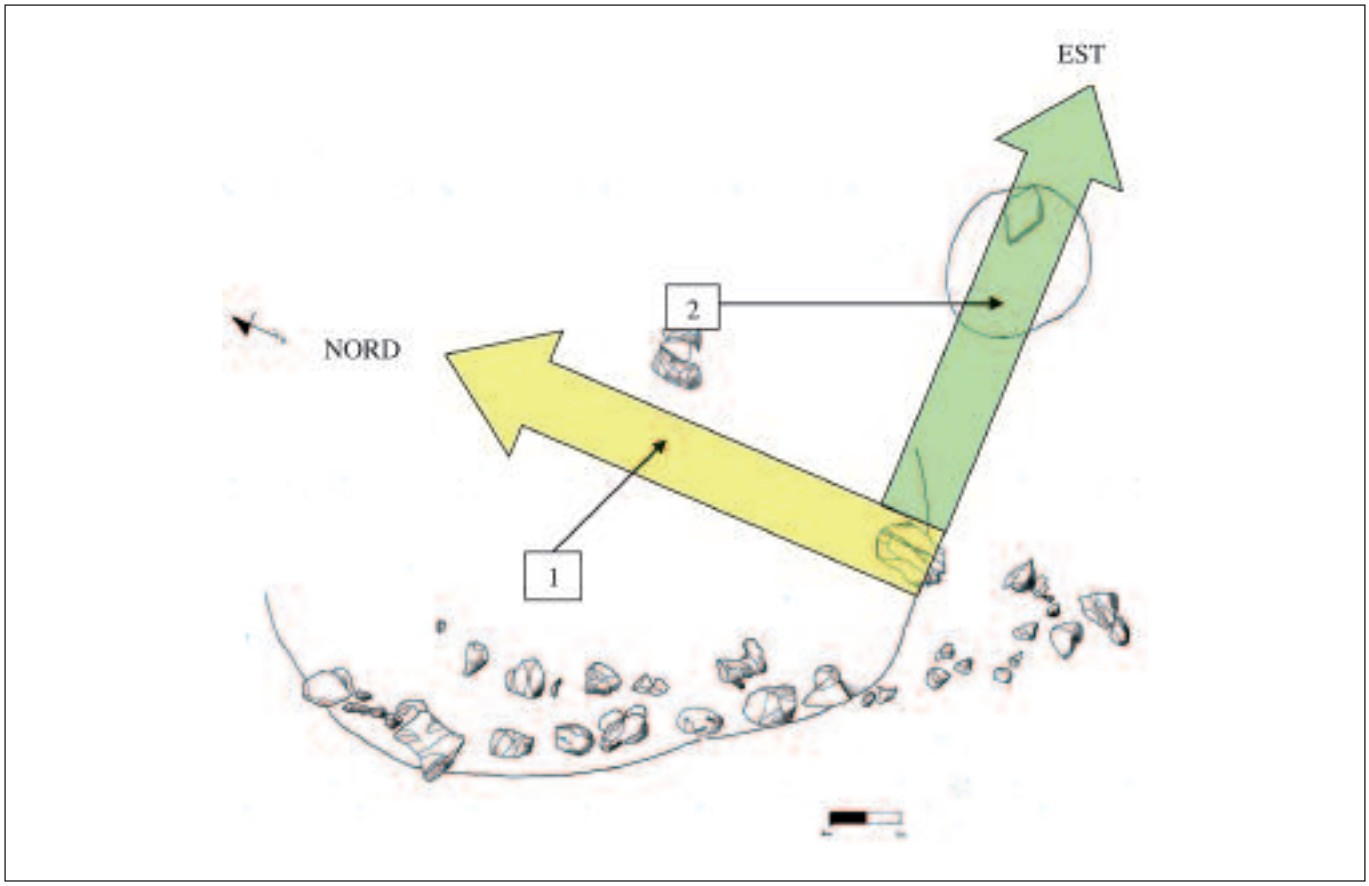


Figura 2 - ***Pianta del cromlech di Passo Mandarini.***

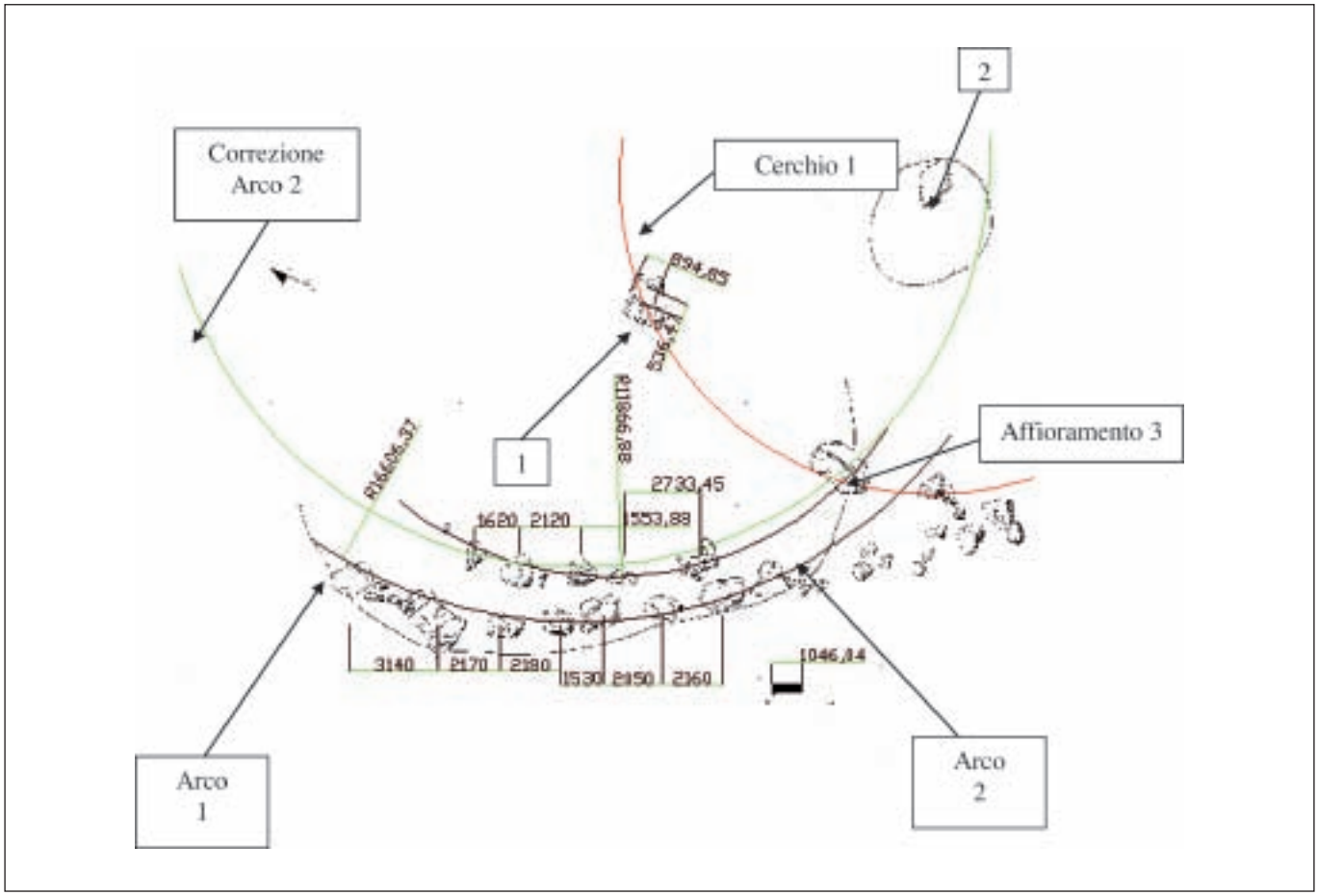


Figura 3 - ***Pianta del cromlech di Passo Mandarini; analisi geometrica.***

Altre evidenze archeologiche

Rimanendo all'interno del comune di Petralia Sottana, lungo la SP 54 che conduce a Piano battaglia, in località Pomieri si trova un particolare masso rivolto esattamente ad est a forma trapezoidale (fig. 4). Intorno a tale anomalia archeologica sarebbe opportuno condurre ricerche dal momento che esso potrebbe rappresentare una sorta di menhir con funzione cultuale o funeraria.

Altre evidenze particolarmente interessanti dal punto di vista scientifico sono situate, sempre nel territorio del comune di Petralia Sottana, in c.da Maimone (fig. 5), ai confini con il comune di Blufi. Tale area ricopre un elevato interesse archeologico[9] dal momento che sono lì presenti una serie di ipogei a più camere riutilizzati fino all'epoca moderna. Tali strutture, scavate interamente nell'arenaria, rappresentano la tipica tomba di epoca preistorica, ed in particolare sono databili alla fine del neolitico. Questa datazione è deducibile non dai reperti, purtroppo assenti nell'attuale piano di calpestio delle grotte, ma semplicemente dalla tipologia, dal momento che fonti storiche e studi recenti hanno dimostrato che la tomba a camera di tipo ipogeico si sviluppa in Sicilia intorno al 3000 a.C. ed assume la conformazione di sepoltura multipla solo a partire dal 2500 a.C.[10]. Tali sepolture, note volgarmente come "Tombe Sicane" o "Tombe a Forno", presentano un ingresso comune a più camere sepolcrali, nelle quali le sepolture sono ricavate per mezzo dell'escavazione di nicchie nella parete rocciosa. Particolarmente rilevante uno di questi ipogei, con copertura assimilabile ad un tholos ricavato nella parete di arenaria; tale struttura presenta anche il classico foro superiore (oculum) caratteristico dei tholoi; se fosse vera tale deduzione, allora la struttura sembrerebbe databile al bronzo finale (c.a. 900-800 a.C), periodo di diffusione di questa tipologia architettonica in Sicilia[11].

BIBLIOGRAFIA

CREMONESE 2003: Orianna Cremonese, *Il cromlech del Piccolo San Bernardo*, Aosta 2003. Yuri Leveratto.

BIANCHI 1998: Maria Adelaide Bianchi, *Necropoli Protostorica della cultura di Golasecca nella Prima Età del Ferro*, Golasecca 1998.

FINLEY 2009: Moses I. Finley, *Storia della Sicilia Antica*, ottava edizione, Bari 2009.

I.S.P.R.A. (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale), S.G.I. (Servizio Geologico D'Italia) – Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 – Fogli n°: 597/Cefalù, 610/Castelbuono. Ente realizzatore: Regione Siciliana - Assessorato Territorio e Ambiente.

MONTAGNA 2009: Carmelo Montagna, *Il Tesoro di Minos: l'architettura della gurfa di Alia tra preistoria e misteri*, Palermo 2009.

PICCOLO 2007: Salvatore Piccolo, Antiche Pietre. *La cultura dei dolmen nella Sicilia sud-orientale*, Siracusa 2007.

[9] Si pensi che essa è confinante con un'area denominata come *"Vallone Anticaglia"*, dove ricognizioni archeologiche del sottoscritto hanno consentito di portare alla luce reperti di epoca romana.

[10] Per una dettagliata disamina della datazione di questa tipologia sepolcrale cfr. FINLEY 2009, pp. 15-23 con bibliografia precedente.

[11] Per una trattazione generica di questa tipologia architettonica cfr. MONTAGNA 2009.



Figura 4 - *Probabili menhir in località Pomieri.*



Figura 5 - Ipogeo in c.da Maimone, Petralia Sottana.

Cedimenti nelle fondazioni?
Soluzioni:

Con la divisione AKTIV proponiamo il nuovo sistema di fondazione profonda per affrontare i casi più complessi di prevenzione o di cura dei cedimenti, costituito da pali attivi a bassa invasività ed articolato su due linee di prodotto.

Multiresine® di KAPPAZETA è il sistema brevettato che recupera i cedimenti delle fondazioni in modo rapido, efficace e duraturo.



GEOUP®

GEOUP® è la linea di pali pressoinfissi a contrasto per la stabilizzazione definitiva ed il sollevamento di costruzioni e pavimentazioni esistenti.



GEOROUND®

Domanda di brevetto italiano n. RE2000116

GEOROUND® è la linea di pali ad elica per la realizzazione di fondazioni profonde e tiranti, di prestazioni assolute e certificate, sia per strutture esistenti che per nuove realizzazioni.



SISTEMA MULTIRESINE®

Domanda di brevetto italiano n. RE2000065 - Europeo n. 101519080

Il metodo di consolidamento con resine espandenti che supera le debolezze delle metodologie fino ad oggi disponibili.
Una tecnica intelligente, che dapprima mette in azione le resine ad alta densità la cui resistenza va a saturare i vuoti più grandi creando una base di eccezionale durezza. Quando gli speciali sensori delle apparecchiature **KAPPAZETA** rileveranno un aumento della pressione, il sistema convertirà il flusso iniettando invece le resine ad alto potere espandente la cui forza di penetrazione saturerà e compatterà anche le zone prive di vuoti macroscopici.
Se in corso d'opera si rileveranno cambiamenti di condizione, automaticamente verrà utilizzata ogni volta la resina più adatta. Il risultato ottenuto sarà ottimale sia in termini di forza che di estensione creando una altissima diffusione delle resine, un elevatissimo grado di compattazione, la massima riduzione dell'indice dei vuoti e valori ottimali di resistenza meccanica in ogni condizione geotecnica.
Non si dovrà più scegliere tra forza e resistenza: il nuovo sistema MULTIRESINE® risponde alle specifiche caratteristiche del suolo, risolvendo in modo definitivo i casi di cedimento e ottenendo il necessario incremento prestazionale dei terreni di fondazione.
I RISULTATI? CERTIFICATI da KAPPAZETA, specialista nei consolidamenti **dal 1986.**

Sopralluoghi e preventivi gratuiti

Numero Verde
800 40 16 40

www.kappazeta.it

KAPPAZETA CONSOLIDAMENTI

ESEMPIO DI CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA SULLE STRUTTURE: DALLO SPETTRO ELASTICO ALLO SPETTRO DI PROGETTO

Leonardo Balistreri - Geologo libero professionista

L'esempio indicato sviluppa le fasi di calcolo per individuare secondo le NTC 2008 l'azione sismica di cui sarà soggetta una ipotetica costruzione per un periodo di ritorno di 475 anni (stato limite considerato SLV). Partendo dai dati della pericolosità sismica di base, si determina l'amplificazione del sito; questo, conoscendo le caratteristiche costruttive e dimensionali del fabbricato, ci permette di ricavare lo spettro elastico e quello di progetto per azioni orizzontali e verticali, con la determinazione di: Khi e Kv, Sd(T), valori che troveranno applicazione nel calcolo e nella verifica strutturale.

Si suppone di calcolare l'azione sismica esercitata su un fabbricato di civile abitazione in muratura di due piani fuori terra avente un'altezza costante di 6,50 m. dal p.c..

Si determinano:

a) la classe d'uso "II" che corrisponde a un coefficiente C_u =1,00;
b) vita nominale V_N = 50 anni;
c) periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N * C_u = 50 * 1,00 = 50$ anni
d) categoria di sottosuolo determinata da misura strumentale e classificata di tipo "C", valori di Vs_{30} compresi tra 180÷360 m/s
e) categoria topografica del sito pianeggiante "T1", con valore del coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1,00$
f) probabilità di superamento del periodo di riferimento: Si considera la stato limite ultimo SLV (stato limite di salvaguardia della vita), corrispondente a $P_{VR} = 0,1$
g) periodo di ritorno determinato dal periodo di riferimento V_R e dalla probabilità P_{VR} secondo la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\mathrm{Int}(I-P_{VR})} = 475 \text{ anni}$$

h) calcolo dei parametri della pericolosità sismica a_g, F_o, T_c* dal reticolo di riferimento:

SITI DI RIFERIMENTO

Dai quattro punti del reticolo di cui all'allegato "B" del D.M. 14/01/2008 (fig. 1), sarà possibile ottenere i parametri spettrali del sito da costruire.



Fig. 1

Nodo Reticolo	ID	LONG	LAT	a_g (g/10) (Tr=475)	F_o (Tr=475)	T_c*) (Tr=475)	Distanza dai nodi
P1	47835	13°,114	37°,534	1,245	2,370	0,290	3055 m
P2	47836	13°,177	37°,534	1,060	2,420	0,320	5540 m
P3	48057	13°,114	37°,484	1,042	2,390	0,310	2550 m
P4	48058	13°,177	37°,484	0,910	2,470	0,320	5250 m

Acquisite le distanze dai quattro nodi della griglia, rispetto al sito di progetto, si sono calcolati i valori di a_g, F_o, T_c*, come medie pesate dei quattro vertici della maglia di riferimento, per un tempo di ritorno di Tr = 475 anni utilizzando la relazione:

$$p = \left(\sum_{i=1}^{4} pi / di \right) / \left(\sum_{i=1}^{4} I / di \right)$$

ag = (1,245/3055 + 1,060/5540 + 1,042/2550 + 0,910/5250) / (1/3150 + 1/5725 + 1/2650 + 1/5450) = 1,083 g/10 = 0,1083 g

F_o = (2,370/3055 + 2,420/5540 + 2,390/2550 + 2,470/5250) / (1/3150 + 1/5725 + 1/2650 + 1/5450) = 2,403 adimensionale

Tc = (0,290/3055 + 0,320/5540 + 0,310/2550 + 0,320/5250) / (1/3150 + 1/5725 + 1/2650 + 1/5450) = 0,307 sec.

T_R = 475		
a_g	F_0	T_C *
0.108	2.403	0.307

a_g = espresso in g
F_o = adimensionale
T_c* = espresso in sec.

a_g = 0.108 g (accelerazione di picco al suolo)
F_o = 2.403 (max fattore amplificazione spettro orizzontale)
T_c* = 0.307 s (inizio tratto velocità costante spettro orizzontale)

Questi dati definiscono la "pericolosità sismica di base" del sito da costruire in termini di massima accelerazione orizzontale attesa a_g in condizioni di campo libero, su un sito di riferimento rigido di sottosuolo di categoria "A", con superficie topografica orizzontale con riferimento alla probabilità P_{VR} = 0,1 nel periodo di riferimento V_N = 50 anni, corrispondente a T_R = 475 anni. I dati di partenza di questa pericolosità sismica vanno implementati in relazione alla diversa categoria di sottosuolo del sito, che nel nostro caso è "C" e alle eventuali condizioni topografiche del sito da costruire.

AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA DEL SITO DA COSTRUIRE

Calcoliamo il coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_s \times S_T$$

La categoria topografica del sito è T1 corrispondente a un coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1,00.

Tabella 3.2.IV – CATEGORIE TOPOGRAFICHE

Categoria	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media > 30°

Tabella 3.2.V – ESPRESSIONI DI Ss E DI Cc

Categ. sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40-0,40F_o a_g/g \le 1,20$	$1,10(T^*_c)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70-0,60F_o a_g/g \le 1,50$	$1,05(T^*_c)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40-1,50F_o a_g/g \le 1,80$	$1,25(T^*_c)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00-1,10F_o a_g/g \le 1,60$	$1,15(T^*_c)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA S_T

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

Calcolo espressione di S_s con la formula:

$$S_s = 1{,}70\text{-}0{,}60\ F_o a_g/g$$

se a_g è in m/s^2 il dato va diviso per 9,81 se a_g è espresso in g la formula diventa:

$$S_s = 1{,}70\text{-}0{,}60\ F_o a_g$$

Sostituendo i valori:

$S_s = 1{,}70 - 0{,}60 \times 2{,}403 \times 0{,}108 = 1{,}70 - 0{,}155 = 1{,}54$ dalla relazione Tabella 3.2.V S_s deve essere compreso tra $\geq 1{,}00$ e $\leq 1{,}50$ pertanto nel nostro caso S_s si assume = 1,50

Calcolo espressione di C_c con la formula:

$$C_c = 1{,}05(T^*_c)^{-0{,}33}$$

Sostituendo i valori:

$$C_c = 1{,}05 \times 1/(0{,}307)^{0{,}33} = 1{,}05 \times 1/0{,}677 = 1{,}05 \times 1{,}477 = 1{,}55$$

Calcoliamo il coefficiente S con la formula:

$$S = S_s \times S_T$$

Sostituendo i valori:

$$S = 1{,}50 \times 1 = 1{,}50$$

Accelerazione massima attesa nel sito

$$a_{max} = a_g \cdot S\ ;$$

$$a_{max} = 0{,}108 \cdot 1{,}50 = 0{,}162\ g$$

Calcolo periodi di $T_C - T_B - T_D$

Con le formule:

$T_C = C_c \times T_c^*$
$T_B = T_c/3$
$T_D = 4{,}0 \times a_g/g + 1{,}6$ se a_g è in m/s^2 il dato va diviso per 9,81 se a_g è espresso in g la formula diventa:
$T_D = 4{,}0 \times a_g + 1{,}6$

Sostituendo i valori nelle formule:

$T_C = 1{,}55 \times 0{,}307 = 0{,}47$ sec.
$T_B = 0{,}47/3 = 0{,}156$ sec.

$T_D = 4{,}0 \times 0{,}108 + 1{,}6 = 0{,}432 + 1{,}6 = 2{,}032$ sec.

Determinazione del fattore η

È un fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali per ξ diversi dal 5% mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/5 + \varepsilon} \geq 0{,}55$$

normalmente $\xi = 5\%$, pertanto il valore di $\eta = 1$.

Calcolo componenti orizzontali dello spettro elastico

Dati:

a_g = 0,108 g = 0,108 x 9,81 = 1,059 m/s^2
F_o = 2,403
S = 1,50
η = 1
T_C = 0,47 sec.
T_B = 0,156 sec.
T_D = 2,032 sec.
T = 0,20 sec. (periodo proprio di vibrazione del fabbricato in oggetto)

Per la valutazione del periodo proprio di vibrazione dell'edificio, nel nostro caso si prende in considerazione solo il primo periodo T(1), calcolato con la formula riportata dal DM 2008 per costruzioni non superiori 40 m di altezza, con la formula $T1 = C1*H^{3/4}$ dove C1 = 0,05 (coefficiente dipendente dal tipo di costruzione, H = 6,50 m (altezza del fabbricato da realizzare). Tale semplificazione dell'ammissibilità dell'analisi lineare statica, dovrà soddisfare secondo la norma la seguente relazione:

$$T1 < 2{,}5\ Tc;\ 0{,}2 < 2{,}5*0{,}47;\ 0{,}2 < 1{,}175$$

$$T_B \leq T < T_C \quad \rightarrow \quad 0{,}156 \leq 0{,}2$$

§ 3.2.3.2.1 NTC 2008
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot [T/T_B + (1/\eta \cdot F_o) \cdot (1\text{-}T/T_B)]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$ (nel nostro caso si utilizza questa relazione)
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot (T_C/T)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot (T_C \cdot T_D / T^2)$

Nelle quali:
T = periodo di vibrazione della struttura di progetto;
S_e = accelerazione spettrale orizzontale.

Dalla tabella l'accelerazione spettrale orizzontale S_e si calcola con la relazione:

$$S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o$$

Sostituendo i dati:

$S_e(T) = 0{,}108 \times 1{,}50 \times 1 \times 2{,}403 = 0{,}389\ g \times 9{,}81 = 3{,}82\ m/sec^2$

Calcolo componenti verticali dello spettro elastico

dalla tabella (3.2.VII NTC 2008) e dal periodo proprio di vibrazione del fabbricato, si evince:

$$T_C \le T < T_D \quad \rightarrow \quad 0{,}15 \le 0{,}2 < 1{,}0$$

§ 3.2.3.2.2 NTC 2008
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

$0 \le T < T_B$	$S_{ev}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot [T/T_B + (1/\eta \cdot F_o) \cdot (1-T/T_B)]$
$T_B \le T < T_C$	$S_{ev}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$
$T_C \le T < T_D$	$S_{ev}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot (T_C/T)$ (nel nostro caso si utilizza questa relazione)
$T_D \le T$	$S_{ev}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot (T_C \cdot T_D / T^2)$

Nelle quali:
T = periodo di vibrazione della struttura di progetto;
S_{ev} = accelerazione spettrale verticale

TABELLA (3.2.VII NTC 2008)
VALORI DEI PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLA COMPONENTE VERTICALE

Categoria sottosuolo	S_S*	$T_B^{(V)}$	$T_C^{(V)}$	$T_D^{(V)}$
A,B,C,D.E	1,0	0,05 sec.	0,15 sec.	1,0 sec.

L'accelerazione spettrale verticale S_{ev} si calcola con la relazione:

$$S_{ev}(T) = a_g \times S^* \times \eta \times F_v \cdot (Tc^{(V)}/T) \qquad (S^*=S_s^* \times S_T;\ S^*=1{,}0 \times 1 = 1)$$

F_v = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima in termini di accelerazione verticale massima del terreno.

$$F_v = 1{,}35 \times F_o\ (a_g/g)^{0{,}5}$$

se a_g è in m/s^2 il dato va diviso per 9,81 se a_g è espesso in g la formula diventa:

$$F_v = 1{,}35 \times F_o\ (a_g)^{0{,}5}$$

Sostituendo i dati:

$$F_v = 1{,}35 \times 2{,}403 \times (0{,}108)^{0{,}5} = 1{,}066$$

Sostituendo i dati:

$$S_{ev}(T) = 0{,}108 \times 1 \times 1 \times 1{,}066 \times 0{,}15/0{,}20 = 0{,}086\ g \times 9{,}81 = 0{,}843\ m/sec^2$$

Massimo spostamento orizzontale del suolo d_g

$$d_g = 0{,}025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D \quad (a_g \text{ in } m/s^2)$$

sostituendo i valori:

$$d_g = 0{,}025 \times 1{,}059 \times 1{,}50 \times 0{,}47 \times 2{,}032 = 0{,}0379\ m = 3{,}79\ cm$$

Massima velocità orizzontale del terreno v_g

$$V_g = 0{,}16 \times a_g \times S \times T_C$$

sostituendo i valori:

$$v_g = 0{,}16 \times 1{,}059 \times 1{,}50 \times 0{,}47 = 0{,}119\ m/s$$

FATTORE DI STRUTTURA

La struttura da progettare avrà una capacità dissipativa nei confronti dell'azione sismica, questo è messo in conto con un fattore riduttivo, denominato fattore di struttura "q", (questo valore viene determinato dallo strutturista della costruzione)

$$q = q_o * K_r$$

$q_o = 2* \alpha_u/\alpha_1 = 2 * 1,8 = 3,6$ (valore max dipendente dal livello di duttilità attesa e dalla tipologia strutturale e da un rapporto tra l'azione sismica con formazione di cerniere plastiche tali da rendere labile la struttura e il primo elemento strutturale che raggiunge la plasticizzazione a flessione.

Tabella 7.8.1 NTC 2008 – valori di q_o per le diverse tipologie strutturali

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_o
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo gerarchia della resistenze	$3,0\ \alpha_u/\alpha_1$

$\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$ – costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani (§ 7.8.1.3 NTC 2008)
$K_r = 1$ - fattore riduttivo che dipende dalla regolare altezza della costruzione (§ 7.3.1 NTC 2008);

$$q = 3,6 * 1 = 3,6$$

SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO SLV - COMPONENTE ORIZZONTALE -

Dal § **3.2.3.2.1 NTC 2008 -** SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI - si ottiene lo spettro di progetto, sostituendo al posto di Ë il valore 1/q (inverso del fattore di struttura, nel nostro caso q = 3,6).

$$T_B \leq T < T_C$$

$$0,156 \leq 0,2 < 0,47$$

$$S_d(T) = a_g \,.\, S \,.\, 1/q \,.\, F_o$$

$$S_d(T) = 0,108 \,.\, 1,50 \,.\, 0,277 \,.\, 2,403 = 0,1078\ g \,.\, 9,81 = 1,0578\ m/s^2$$

$$S_d(T) \geq 0,2\ a_g \quad (\S 3.2.3.5\ NTC\ 2008)$$

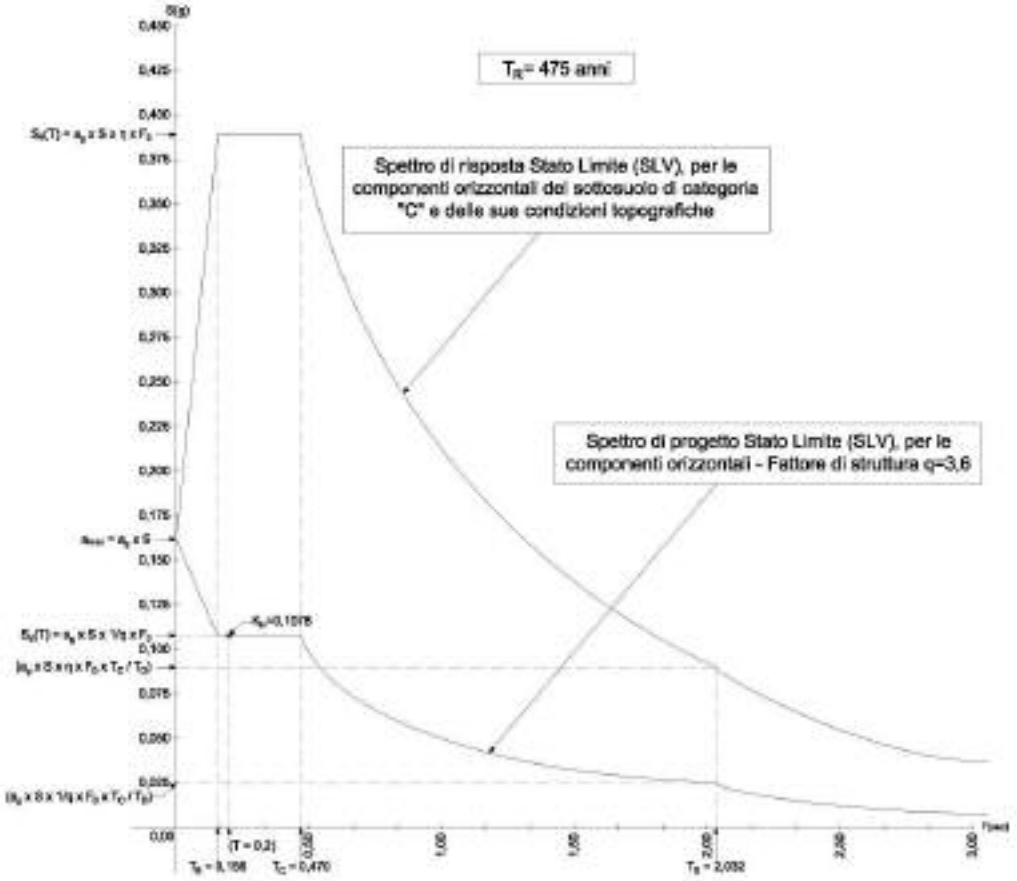
SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO SLV - COMPONENTE VERTICALE -

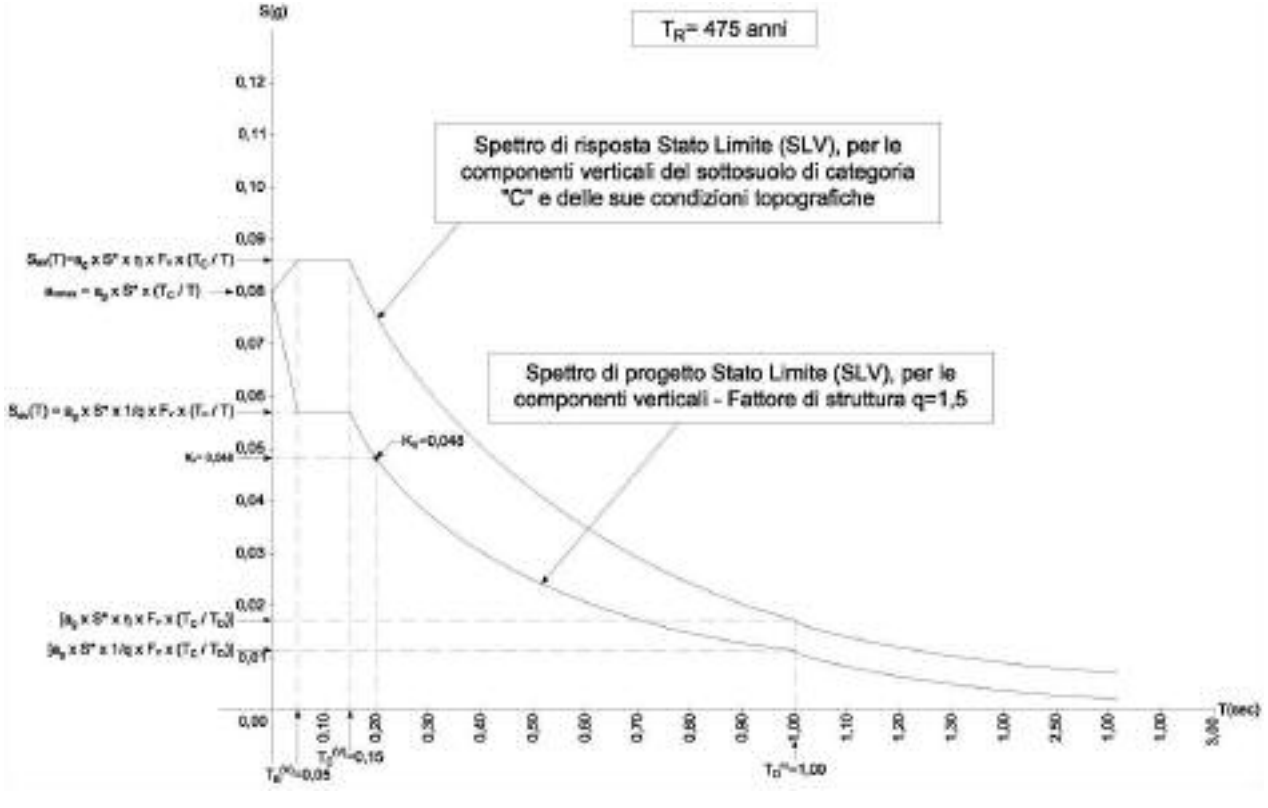
Dal § **3.2.3.2.2 NTC 2008 -** SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI VERTICALI - si ottiene lo spettro di progetto, sostituendo al posto di Ë il valore 1/q (inverso del fattore di struttura, la norma prevede che il fattore di struttura verticale nello stato di limite considerato SLV è sempre = 1,5).

$$T_C^{(V)} \leq T < T_D^{(V)} \quad \rightarrow \quad 0,15 \leq 0,2 < 1,0$$

$$S_{dv}(T) = a_g \,.\, S^* \,.\, 1/q \,.\, F_v \,.\, (Tc^{(V)}/T)$$

$$S_{dv}(T) = 0,108 \,.\, 1,0 \,.\, 1/1,5 \,.\, 1,066 \,.\, 0,15/0,20 = 0,057\ g \,.\, 9,81 = 0,56\ m/s^2$$


S(g)
T_R= 475 anni
Spettro di risposta Stato Limite (SLV), per le componenti orizzontali del sottosuolo di categoria "C" e delle sue condizioni topografiche
Spettro di progetto Stato Limite (SLV), per le componenti orizzontali - Fattore di struttura q=3,6
K_h=0,1078
T(sec)
(T = 0,2)
T_B = 0,158
T_C = 0,470
T_D = 2,032


S(g)
T_R= 475 anni
Spettro di risposta Stato Limite (SLV), per le componenti verticali del sottosuolo di categoria "C" e delle sue condizioni topografiche
Spettro di progetto Stato Limite (SLV), per le componenti verticali - Fattore di struttura q=1,5
K_v=0,048
T(sec)
T_B=0,05
T_C=0,15
T_D=1,00

Dallo spettro di progetto (SLV) per le componenti orizzontali e verticali troviamo sulle ordinate, in corrispondenza del periodo di vibrazione della struttura (T = 0,2), i valori rispettivamente di $\mathbf{K_{hi} = 0{,}1078}$ (valore che va utilizzato per la verifica allo scorrimento) e $\mathbf{K_V = 0{,}048}$ (valore che va utilizzato per la combinazione sismica, stati limiti ultimi SLV).

UTILIZZO DEI PARAMETRI CALCOLATI

1) Per la verifica allo SLU di fondazioni superficiali soggette ad azioni sismiche si utilizza il valore K_{hi}, per determinare il taglio sismico:

$$T_K = N_K \cdot \mathbf{K_{hi}} \; ; \quad \text{dove} \quad N_K = G1 + Q_K \; ;$$

T_K = taglio sismico
N_K = carichi permanenti strutturali + carichi variabili;
$\mathbf{K_{hi}}$ = coefficiente sismico orizzontale di progetto

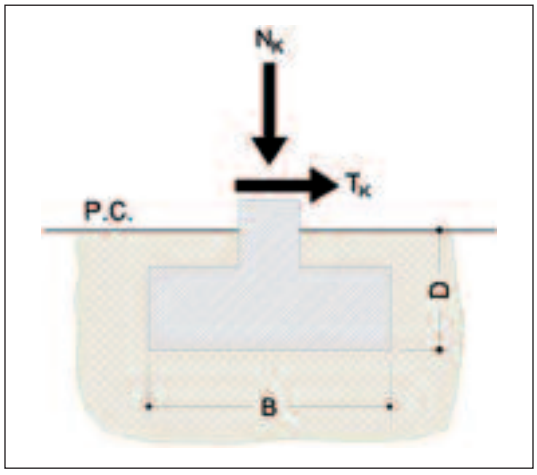


Fig. 2

2) per valutare l'azione sismica, con i pesi della costruzione, (stati limite ultimi SLV) si fa riferimento al § 3.2.4 , con la seguente espressione:

$$W = G1 + G2 + E + \Sigma_j \, \psi_{2j} \, Q_{Kj}$$

G1 = peso proprio degli elementi strutturali
G2 = peso proprio degli elementi non strutturali
Q_{Kj} = pesi variabili
ψ_{2j} = coefficiente di combinazione (tabella 2.5.1 NTC 2008)
E = azioni derivanti dai terremoti; $E = (G1 + G2 + \psi_{2j} \cdot Q_{Kj}) \cdot \mathbf{K_V}$
$\mathbf{K_V}$ = coefficiente sismico verticale di progetto.

3) spinta sismica totale applicata alla massa sismica di peso W della costruzione, con la formula:

$$F_h = W/g \cdot \mathbf{S_d(T)} \cdot \lambda$$

F_h = forza totale applicata alla massa totale di peso W della costruzione;
W = massa totale di peso W della costruzione;
$\mathbf{S_d(T)}$ = accelerazione ricavata dall'ordinata dallo spettro orizzontale di progetto;
λ = coefficiente che tiene conto del numero dei piani della costruzione;
g = accelerazione di gravità.

Naturalmente la spinta sismica totale (F_h) va distribuita sui i due livelli, proporzionalmente alle rispettive altezze e al valore delle masse stesse.

BIBLIOGRAFIA

Norme Tecniche per le Costruzioni "DECRETO del 14 gennaio 2008, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 04/02/2008 – Supplemento Ordinario n. 30.

Abbiamo letto per voi

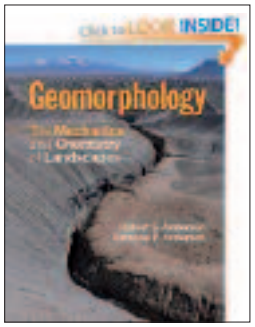


Luca Basilone

LITOSTRATIGRAFIA DELLA SICILIA

pgg. 160 - Arti Grafiche Palermitane

La diversificazione e la classificazione delle svariate unità litologiche riconosciute sul terreno è uno strumento essenziale per chi voglia approcciarsi alle problematiche geologiche e ambientali di una data regione. La litostratigrafia fornisce strumenti utilizzabili per la comprensione degli aspetti del paesaggio, per la valutazione dei rischi e delle pericolosità geologiche, per la ricerca delle risorse minerarie e naturali e per la gestione e valorizzazione del territorio, specialmente se finalizzate all'attività antropica. Questa raccolta delle unità litostratigrafiche siciliane, arricchisce le conoscenze geologiche della regione ed è un ulteriore supporto per la lettura delle nuove Carte Geologiche in scala 1:50.000 del progetto Carg (Cartografia Geologica Nazionale). "Litostratigrafia della Sicilia" è un testo che discutendo e presentando i nuovi dati in una sintesi espressa con metodologia scientifica, si rivolge sia a ricercatori di stratigrafia siciliana e mediterranea, sia a coloro che si apprestano a studiare e conoscere per la prima volta le successioni sedimentarie affioranti in Sicilia e la loro articolata e complessa evoluzione stratigrafica. Il lavoro è certamente utile sia in ambito accademico che in quello professionale (enti pubblici e privati, professionisti liberi), dove gli aggiornamenti che scaturiscono dalla ricerca di base sono essenziali per fini applicativi, ma anche per l'individuazione di peculiari siti geologici da tutelare e valorizzare.



Robert S. Anderson - Suzanne P. Anderson

GEOMORPHOLOGY

The Mechanics and Chemistry of Landscapes

pgg. 654 - Cambrige University Press - Dollari 64,98

Il testo è didatticamente innovativo offrendo un metodo di approccio, moderno che valorizza al meglio gli aspetti quantitativi della geomorfologia. L'approfondimento e l'interpretazione dei paesaggi sono stati sviluppati dai principi di base, schematizzati in semplici modelli, attraverso inedite e originali equazioni che contribuiscono in chiave analitica a rappresentare e analizzare gli aspetti di evoluzione dinamica e chimica dei paesaggi. Sono inclusi nel testo esempi e applicazioni di casi reali originali e finalizzati agli studenti di geologia e ambientali, permettendo loro di applicare la teoria al livello di esperienza maturato. Il libro copre argomenti di ricerca di avanguardia, tra cui i metodi di datazione e modellazione del nuclide cosmogenico, evidenzia le correlazioni tra vari campi delle scienze della Terra, attraverso una sintesi della ricerca attuale che illustra l'importanza della geomorfologia nella comprensione dei cambiamenti ambientali. Il testo offre agli studenti tutti gli strumenti di base per esplorare in maniera accurata l'interpretazione geomorfologica dei paesaggi e di potere partecipare pertanto, in un campo di studio in rapida crescita, evidenziando i principali problemi di conservazione sostenibile del paesaggio.
(Traduzione di Gian Piero Todaro)



Giulio Riga

ESERCIZI RISOLTI DI INGEGNERIA GEOTECNICA E GEOLOGIA APPLICATA

vol. I - pgg. 384 - Euro 25,50 - EPC Editore

Questo testo nasce essenzialmente da una raccolta di esercizi sviluppati per essere utilizzati nelle diverse situazioni di lavoro che si sono presentate e nei programmi di calcolo automatico realizzati a partire dal 1985. Il libro, sia nelle sue parti che nel suo insieme, si configura come un manuale pratico aggiornato e di duttile impiego che contiene una vasta selezione di esercizi svolti. Lo scopo è quello di offrire una panoramica delle possibilità di calcolo che si hanno nel campo dell'ingegneria geotecnica e di far acquisire il metodo di calcolo per lo svolgimento dei problemi proposti utilizzando solo carta e penna. Le procedure di calcolo proposte, sperimentate da vari autori in casi reali, presuppongono un minimo di conoscenze teoriche delle tematiche trattate. Al tal fine, l'Autore ha ritenuto utile presentare ciascun esercizio accompagnato da una breve descrizione del tema trattato, dei metodi di calcolo utilizzati e delle formule necessarie per risolverlo. Il volume esplora alcuni dei più importanti argomenti dell'ingegneria geotecnica e della geologia applicata: 1) Pressione totale, effettiva e neutrale, 2) Distribuzione degli sforzi, 3) Capacità portante delle fondazioni superficiali, 4) Cedimenti delle fondazioni superficiali, 5) Fondazioni profonde, 6) Geofisica, 7) Idrologia.