

**Indice:**

1. Premessa .....	2
2. Caratterizzazione geologica .....	2
3. Considerazioni geotecniche .....	3
4. Scelta della tipologia di fondazione – Conclusioni .....	4
5. Descrizione interventi .....	5
Stoccaggio olio vegetale .....	5
Cogeneratore .....	6
Vasca antincendio .....	7
Cabina elettrica – Trasformatore .....	8
6. Calcolo delle strutture .....	9
Normativa di riferimento .....	9
6.1 Metodi di analisi .....	10
Calcolo – analisi ad elementi finiti .....	11
Analisi dei pali .....	12
6.2 Effetti delle azioni e verifiche .....	15
7. Opere di ingegneria naturalistica .....	16
7.1 Descrizione degli interventi .....	16
Palizzata viva .....	16
Canali di scolo .....	17
Drenaggio .....	17

## **1. Premessa:**

La presente relazione fa riferimento alla realizzazione delle opere strutturali connesse alla realizzazione di un impianto di cogenerazione ad alto rendimento alimentato ad energia rinnovabile “olio vegetale” a servizio della piscina e del palazzetto comunale di Sant'Agata di Puglia, finalizzato a produrre energia elettrica ed energia termica, sarà costituito da nr. 01 gruppo elettrogeno completo di scambiatore di disaccoppiamento per l'energia termica prodotta a bassa temperatura.

L'energia elettrica prodotta in bassa tensione sarà opportunamente elevata in media tensione per permettere all'impianto di essere posto in parallelo con la rete elettrica nazionale.

L'energia termica prodotta verrà utilizzata per il riscaldamento delle acque della vasca della piscina comunale, e degli impianti sanitari e termici della piscina e del palazzetto comunale.

La realizzazione, della menzionata opera prevede la costruzione di opere civili ed impiantistiche per il raggiungimento degli obiettivi posti alla base del progetto. In particolare, tra gli ambiti di realizzazione, si considera nella presente relazione la costruzione di:

1. Un'area adibita allo stoccaggio dell'olio vegetale.
2. Un'area adibita al posizionamento del cogeneratore.
3. Una vasca antincendio interrata del volume complessivo di 60 mc totalmente gettata in opera.
4. Un'area adibita al posizionamento della cabina elettrica e del trasformatore.
5. Opere di ingegneria naturalistica, drenaggi, palizzata viva e sistemazione di canali, per la sistemazione del versante presente.

Nel prosieguo della presente relazione verrà data contezza delle scelte tecniche e progettuali alla base delle indicazioni realizzative riportate negli elaborati grafici costituenti il progetto esecutivo del quale questa relazione costituisce parte integrante.

## **2. Caratterizzazione geologica:**

La caratterizzazione geologica del sito dell'ex campo da tennis è desumibile dalla campagna di sondaggi geognostici e dalle successive considerazioni riportate nella Relazione Geologica.

Da un inquadramento di carattere generale del sito, interessato dall'intervento in progetto, è stato possibile evincere le caratteristiche del sottosuolo, in quanto le estensioni del cantiere sono esigue, e le prove sono risultate significative per l'esecuzione delle opere strutturali.

In merito alla località in oggetto è possibile evincere che i terreni sono costituiti da: limi argillosi, argille marnose, ed argilliti grigiastre. Il nostro campione di riferimento per l'esecuzione della progettazione è stato il sondaggio "S2" che è localizzato sull'ex campo da tennis, l'area che localizza il nostro cantiere. In tale senso si è ritenuta illustrativa e di riferimento per i dati di progetto la stratigrafia tipologica del sondaggio "S2" che riassumiamo come segue.

Stratigrafia litologica	Sondaggio "S2"	Dati utilizzati nel progetto rilevati dal QUADRO SINOTTICO delle prove di laboratorio				

Profondità		Descrizione Litologica	$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$	Cu [KPa]	$\phi$
0.00	6.00	Limi argillosi	19.313	19.572	65.50	24.12°
6.00	8.00	Argilla marnosa grigio	19.773	20.028	81.50	21.74°
8.00	12.00	Argille marnose grigiastre	19.437	20.770		31.63°
12.00	15.50	Argilliti grigiastro				
15.50	21.00	Argille marnose	19.764	20.208	89.00	24.05°
21.00	26.50	Argilliti grigistre				

Per tutti gli altri valori di riferimento geologico si rimanda l'argomento alla relazione geologica allegata al presente progetto.

### 3. Considerazioni geotecniche:

Le prove in sito e le analisi di laboratorio effettuate e considerate come fondamento delle osservazioni riportate all'interno della Relazione Geologica, consentono di effettuare una valutazione generale dello stato dei luoghi.

Le considerazioni che di seguito sono riportate scaturiscono da una attenta lettura dei documenti, dalla valutazione dei risultati prodotti dalle prove, al fine di affrontare in maniera condivisa le scelte di natura geologico – tecnica riguardanti il progetto.

In particolare, si intuisce dalla Relazione Geologica che le aree interessate dalla progettazione sono caratterizzate da terreni compressibili con sedimenti fini rappresentati da limi, argille e argilliti che possono determinare situazioni geotecniche particolari, in special modo si presentano livelli argillosi che determinano rotture dei terreni di fondazione e cedimenti considerevoli.

Quanto riportato fa esplicito riferimento alla necessità, in determinate condizioni, di ricorrere a sistemi fondali profondi per garantire stabilità delle opere e scongiurare indesiderati cedimenti differenziali.

#### **4. Scelta della tipologia di fondazione – conclusioni:**

La presente relazione tecnica è stata redatta al fine di evidenziare le ragioni che hanno portato alla scelta progettuale di utilizzare dei pali di fondazione per ogni singolo manufatto da utilizzare nel progetto. La caratterizzazione geologica da un lato, le caratteristiche dimensionali, strutturali e le configurazioni di carico dall'altro, hanno reso possibile effettuare valutazioni che hanno conto del comportamento complessivo delle strutture e delle interazioni terreno – fondazione.

La stratigrafia caratterizzante il sito, come emerso da queste pagine e come più approfonditamente esposto dalla Relazione Geologica, presenta strati dotati di scarse caratteristiche meccaniche, composti da terreni a matrice limosa, argillosa.

A questo si unisce la presenza di falda acquifera collocata in posizione relativamente superficiale, infatti in "S1" il livello di falda è presente a -2.30 metri, in "S2" a -6.00 metri e in "S3" a -3.00 metri. Tali valori di falda determina un ammolimento delle coltri superficiali che nel immediato sottosuolo, portando al superamento dei valori limite di resistenza al taglio dei materiali affioranti, già di per se molto scadenti, determinando la mobilitazione di una massa considerevole di materia, creando delle probabili frane di collamento sul versante.

In tal senso, le conformazioni di alcune delle strutture in esame caratterizzanti l'insediamento in oggetto generano la restituzione di pressioni sul terreno non idonee alla realizzazione di opere fondali di natura superficiale.

Questo, unitamente alle caratteristiche geometriche intrinseche di ciascun manufatto unitamente alla estensione superficiale e alla significatività impiantistica e funzionale, hanno fatto ritenere necessario ricorrere a fondazioni profonde del tipo su pali trivellati di grande diametro.

Le valutazioni quantitative e numeriche sono riportate nella Relazione di Calcolo e permettono di evincere il rispetto delle indicazioni normative relative ai coefficienti di sicurezza necessari; all'interno di essa sono anche riportati i tassi di lavoro dei materiali costituenti le fondazioni e la dimostrazione del rispetto delle tensioni ammissibili.

Per quanto sopra esposto, l'intervento, nel rispetto delle disposizioni progettuali individuate, si ritiene perfettamente compatibile con le caratteristiche del sottosuolo ed attuabile nel rispetto delle Norme vigenti e delle esigenze della Committenza.

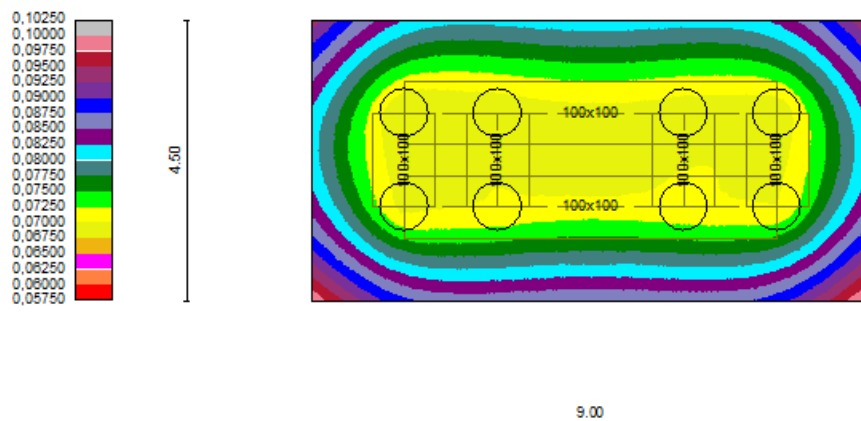
## **5. Descrizione interventi:**

### **Stoccaggio "Olio vegetale"**

Lo stoccaggio dell'olio vegetale avviene mediante due serbatoi da 25 mc con peso totale cadauno di 55 ton, posizionati completamente fuori terra. I serbatoi verranno posizionati su una piastra delle dimensioni (9.00x 4.50 m) sul perimetro della piastra viene posizionato un muro di coronamento. Tale muro ha la funzione in caso di fughe di olio di non far disperdere quest'ultimo nell'ambiente. Di conseguenza, considerando le dimensioni in pianta della piastra e lo spessore medio di una soletta in cls da realizzare come fondo e struttura di sostegno, diviene immediato osservare che l'insorgenza di probabili cedimenti differenziali dovuti alle caratteristiche di cedevolezza possedute dal terreno ed evidenziate nelle stratigrafie geotecniche messe a punto dagli studi geologici effettuati e sopra menzionati, unitamente alla rigidità del materiale costituente la struttura, provocherebbero lesionamenti del fondo che renderebbero la vasca completamente incapace di assolvere alla funzione per la quale viene concepita.

Per sopportare i momenti ribaltanti, gli sforzi normali ed i tagli è stato infatti necessario ricorrere ad un insieme di pali distribuito omogeneamente, al di sotto dei serbatoi imponendo così alle stesse pressioni sul terreno di superare i valori limite scaturiti dai calcoli.

I pali impiegati per questo intervento sono trivellati con diametro di 80 cm ed una lunghezza complessiva di 21 metri, al fine di restituire la capacità portante compatibile con i coefficienti di sicurezza ed al fine di attraversare un congruo numero di strati litologici tali bloccare eventuali piani di scivolamenti presenti.

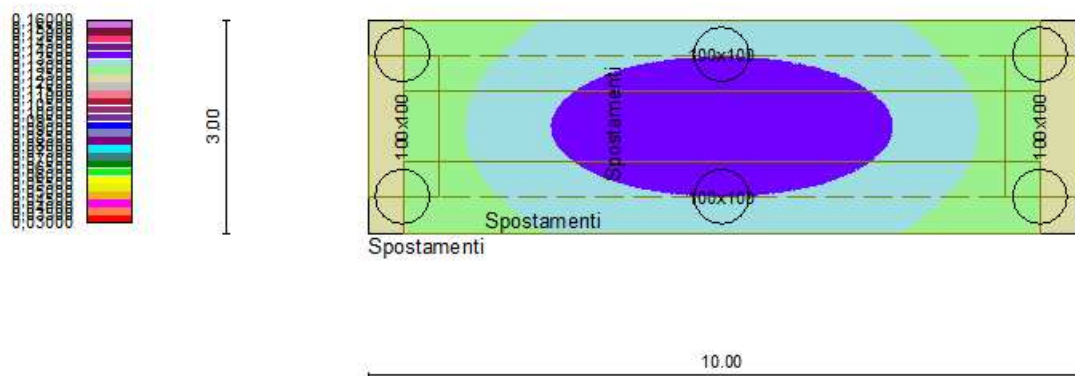


Valori cedimenti

Per l'area di stoccaggio degli olii vegetale pertanto si è adottata una piastra di 30 cm, al di sotto di ogni serbatoio sono stati collocati quattro pali collegati tra loro da una trave di dimensione (100 x 100 cm).

### **Cogeneratore:**

Il carico del cogeneratore anche se di modeste entità, al fine di contenere le pressioni sul terreno all'interno dei valori idonei per le caratteristiche meccaniche del medesimo, per evitare di incorrere in perniciosi cedimenti differenziali che, oltre a compromettere la stabilità del cogeneratore metterebbero in considerevole difficoltà il mantenimento delle connessioni impiantistiche che sistematicamente corredano l'insieme, è stato ritenuto opportuno ricorrere all'impiego di fondazioni profonde, a tale ipotesi si aggiunge anche quella di attraversare numerosi strati litologici al fine di bloccare eventuali piani di scivolamento.

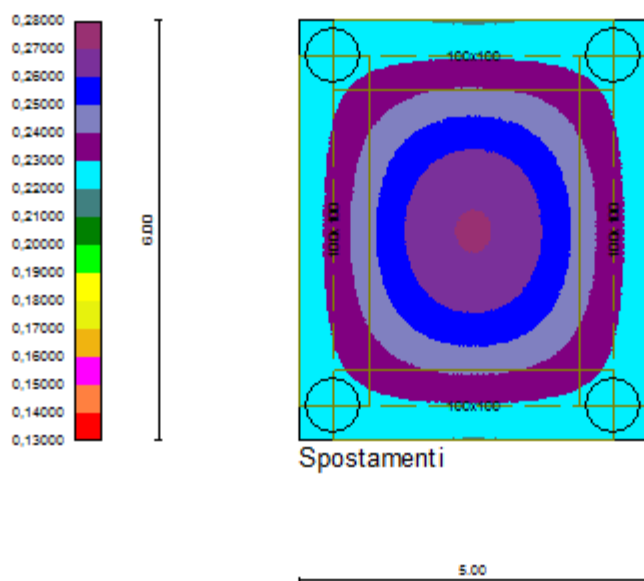


Anche in questo caso, per quanto sopra esposto, si è fatto ricorso a pali trivellati. La piastra ha dimensioni di (10.00x 3.00 m) e il suo spessore di 30 cm, le travi di collegamento hanno dimensione di (100x100 cm), i pali sono sei ed hanno diametro di 80 cm e lunghezza di 21.00 metri.

### **Vasca antincendio:**

All'interno dell'impianto è presente anche una vasca antincendio della capacità complessiva di 60 mc, realizzata completamente in cls gettato in opera. La struttura si presenta completamente interrata, questo consente la parziale compensazione dei carichi verticali, rende la vasca caratterizzata da un assetto statico e di interazione con il sottosuolo migliorate.

Considerando le dimensioni in pianta della vasca e lo spessore medio della soletta in cls da realizzare come fondo e struttura di sostegno, diviene immediato osservare che l'insorgenza di probabili cedimenti differenziali dovuti alle caratteristiche di cedevolezza possedute dal terreno ed evidenziate nelle stratigrafie geotecniche messe a punto dagli studi geologici effettuati e sopra menzionati, unitamente alla rigidità del materiale costituente la struttura, provocherebbero lesionamenti del fondo che renderebbero la vasca completamente incapace di assolvere alla funzione per la quale viene concepita. Per tale ragione al fine di eliminare tali disomogeneità di comportamento fondale, è stato stabilito di destinare il sostegno della soletta di fondo ad un insieme di pali opportunamente distribuiti per ripartire i carichi del sottosuolo.

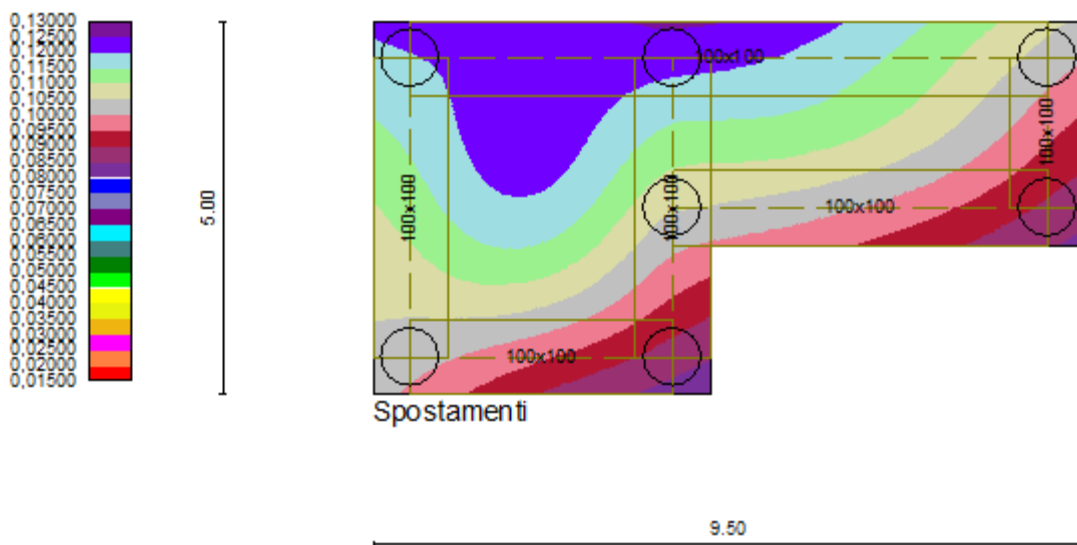


Anche in questo caso per quanto sopra esposto si è fatto ricorso a pali trivellati da 80 cm di diametro e 17 metri di lunghezza. I pali sono quattro e posizionati agli angoli, la piastra ha dimensione (4.00x5.00 m) ed ha uno spessore di 40 cm. I pali son collegati mediante travi di dimensione di (100x100 cm). La vasca antincendio ha dimensione interne (4.70x3.70 m), i setti della vasca antincendio sono alti 3.50 metri e il suo spessore è di 30 cm. La vasca viene chiusa da una piastra di spessore di 20 cm che viene poggiata sui setti perimetrali.

### **Cabina elettrica – trasformatore:**

Tali strutture sono realizzate per ospitare una parte impiantistica del complesso, queste sono realizzate in strutture prefabbricata da adagiare su piastra, Il carico della cabina elettrica e del trasformatore anche se di modeste entità, al fine di contenere le pressioni sul terreno all'interno dei valori idonei per le caratteristiche meccaniche del medesimo, per evitare di incorrere in perniciosi cedimenti differenziali che, oltre a compromettere la stabilità del cogeneratore metterebbero in considerevole difficoltà il mantenimento delle connessioni impiantistiche che sistematicamente corredano l'insieme, è stato ritenuto opportuno ricorrere all'impiego di fondazioni profonde, , a tale ipotesi si aggiunge anche quella di attraversare numerosi strati litologici al fine di bloccare eventuali piani di scivolamento.





Anche in questo caso i pali calcolati sono trivellati avventi diametro 80 cm e lunghezza 21 metri questi sono stati posizionati agli angoli come si vede dalla figura ne sono sette e sono collegati da una trave di dimensione (100x100 cm). La piastra ha uno spessore di 30 cm.

## 6. Calcolo delle strutture:

### Normativa di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

## **6.1 Metodi di analisi**

**Calcolo – Analisi ad elementi finiti:**

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale  $w$  e le rotazioni intorno agli assi  $x$  e  $y$ ,  $\phi_x$  e  $\phi_y$ , legati allo spostamento  $w$  tramite relazioni

$$\phi_x = -dw/dy$$

$$\phi_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento  $\mathbf{k}_e$  ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento  $\mathbf{p}_e$ .

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura  $\mathbf{K}$  ed il vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ . La soluzione del sistema

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali  $\mathbf{u}$ .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni  $M_x$ ,  $M_y$  ed  $M_{xy}$ .

Il terreno di fondazione se presente viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo  $k$  ed all'area dell'elemento.

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti  $u$  e  $v$  nel piano  $XY$ . L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano

della lastra  $\bar{\sigma}_x$ ,  $\bar{\sigma}_y$  e  $\tau_{xy}$ . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali  $N_x$ ,  $N_y$  e  $N_{xy}$ .

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

### **Analisi dei pali:**

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito  $\phi$  e la coesione  $c$ . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

$Q_T$      portanza totale del palo

$Q_P$      portanza di base del palo

$Q_L$      portanza per attrito laterale del palo

$W_P$      peso proprio del palo

e le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo  $Q_A$  applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta  $\eta_p$  ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale  $\eta_l$ .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_p / \eta_p + Q_l / \eta_l - W_p$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_l / \eta_l + W_p$$

### Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p(cN'_c + qN'_q)$$

dove  $A_p$  è l'area portante efficace della punta del palo,  $c$  è la coesione,  $q$  è la pressione geostatica alla quota della punta del palo,  $\gamma$  è il peso di volume del terreno,  $D$  è il diametro del palo ed i coefficienti  $N'_c$   $N'_q$  sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro  $\eta$  che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

$K_0$  rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come:  $K_0 = 1 - \sin\phi$ .

### Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \text{integrale}_S \tau_a dS$$

dove  $\tau_a$  è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta$$

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno,  $\gamma$  è il peso di volume del terreno,  $z$  è la generica quota a partire dalla testa del palo,  $L$  e  $P$  sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo,  $K_s$  è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

#### Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica  $K$  espressa in  $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$  che rappresenta la pressione (in  $\text{Kg/cm}^2$ ) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidezza assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite,  $X_{\max}$  oppure fino a quando non si raggiunge il valore della

pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

## 6.2 Effetti delle azioni e verifiche

Le pressioni limite ed ammissibili per i terreni riscontrati (limi ed argille) sono state eseguite in condizioni non drenate in considerazione della natura prevalentemente limosa dei terreni di fondazione. Il calcolo si fonda sull'assunzione della resistenza al taglio in condizioni non drenate ( $s_u$ ) ed in termini di tensioni totali, come dettato dallo studio degli *stress path* il quale prevede condizioni di criticità a breve termine.

Tali valori risultano ovviamente indipendente dalla geometria della fondazione, salvo considerazioni in merito al valore della resistenza al taglio in condizioni non drenate mobilitata, a sua volta funzione della profondità e quindi del volume di terreno influenzato dalla fondazione stessa. Tutti elementi che hanno condotto, unitamente all'eterogeneità del sottosuolo, alla definizione del valore caratteristico della  $s_u$  basato sul suo valore minimo come espresso dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 al par. C6.2.2 e per i cui dettagli si rimanda alla "Relazione Geotecnica".

Sono state effettuate tutte le verifiche (strutturali e geotecniche) secondo l'**Approccio 1** definito dal D.M. 14 gennaio 2008. In funzione dei carichi agenti sulla struttura e dell'approccio scelto per la verifica, i coefficienti di combinazione delle azioni elementari dovuti ai coefficienti parziali delle azioni. Nel considerare i parametri geotecnici del terreno, per le combinazioni ove è previsto, sono stati utilizzati i coefficienti riduttivi  $M$  delle caratteristiche dei terreni definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 14 gennaio 2008. Infine, qualora sia previsto, la gerarchia delle resistenza calcolata è stata ridotta in funzione dei coefficienti riduttivi  $R$  forniti in funzione del tipo dell'opera da verificare.

5 combinazioni di carico agli SLU → Approccio 1

secondo le quali tutte le verifiche agli SLU risultano soddisfatte tenuto conto, però, di quanto disposto dalle NTC 2008 le quali al par. 2.6.1 prevedono che "Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali"; nel contempo al par. 6.4.2.1 è previsto che le suddette verifiche siano

effettuate nei confronti di almeno uno dei due approcci previsti. In definitiva, tenuto conto dei disposti normativi, si ritiene che le verifiche agli SLU siano soddisfatte.

Per tutti i valori e parametri si rimanda alla relazione di calcolo.

## **7. Opere di ingegneria naturalistica**

L'intervento ha per oggetto l'esecuzione a corpo di opere e provviste occorrenti per la realizzazione dei lavori di sistemazione idraulica e riqualificazione ambientale del versante su cui è presente la nostra area di progetto. L'esigenza primaria a cui deve rispondere l'intervento previsto è, la messa in sicurezza del territorio sotto il profilo idraulico, nonché la riqualificazione del contesto ambientale sotto il profilo naturalistico.

Pertanto le opere che si è pensato di realizzare sono:

- a. Palizzata viva per la sistemazione del versante
- b. Canali di scolo al fini di limitare le corrosioni superficiali
- c. Drenaggio al fine di abbattere il livello di falda.

Pertanto, le opere di contenimento delle piene dei canali, nonché quelle di difesa longitudinale e trasversale da realizzare devono assicurare la stabilità del versante nel rispetto della natura dei luoghi e, quindi, minimizzando l'impatto ambientale attraverso l'impiego di soluzioni tecnologiche di ingegneria naturalistica o interventi di mitigazione per i manufatti di maggiore impatto.

### **7.1 Descrizione degli interventi:**

#### **Palizzata viva:**

Struttura in tondame ottenuta mediante la posa di tronchi verticali e orizzontali disposti perpendicolarmente tra loro, questi ultimi sovrapposti a quelli verticali e chiodati ad essi. All'interno delle camere così ottenute, vengono poste in corso d'opera talee di salici e/o arbusti radicati (talvolta supportati da pezzi di rete elettrosaldata) e il tutto viene ricoperto con inerte terroso locale. Una grata di piccole dimensioni può essere eseguita anche con l'impiego di astoni vivi. La stabilizzazione è immediata grazie all'armatura di legno e l'effetto aumenta con la radicazione delle specie vegetali, che svolgono anche un'azione drenante. Il legno col tempo



marcisce, per cui, oltre a buone chiodature, è necessario che le piante inserite nella struttura siano vitali e radichino in profondità, così da sostituire la funzione di sostegno e consolidamento della scarpata una volta che il legno abbia perso le sue funzioni.

Per tale opera si utilizza; Tronchi di castagno o conifere scortecciati  $\varnothing 15 \div 25$  cm,  $L = 2,0 \div 5,0$  m; picchetti in ferro  $\varnothing 14$  (16) m,  $L = 40 \div 10$  cm; talee legnose di salici  $L$  min. 1,0 m; inerte; sementi idonee; arbusti autoctoni; rete elettrosaldada di contenimento dell'inerte tra le camere.

### **Canali di scolo:**

Copertura di scarpate soggette a erosione mediante la stesura di biostuoie o stuoie sintetiche tridimensionali, spessore min. 10 m, sormontati da una rete metallica a doppia torsione zincata e plastificata. Rete e stuoie vengono fissati al terreno mediante picchetti o barre metalliche, legati a monte e a valle con una fune di acciaio. Nel caso di versanti molto ripidi e particolarmente friabili, tutti i picchetti della superficie vengono collegati mediante fune d'acciaio per migliorare l'aderenza al substrato. La quantità di picchetti per mq dovrà essere valutata in base alla pendenza della scarpata e comunque in quantità non inferiori a 1-2 picchetti per mq. L'abbinamento rete metallica-biostuoia può essere utilizzato per realizzare canalette di scorrimento in analogia con le geostuoie tridimensionali bitumate in loco. L'abbinamento con la stuoia organica non è invece proponibile su sponde soggette a frequente sommersione per le quali viene impiegata la stuoia sintetica. Il rivestimento viene abbinato a idrosemina a spessore e messa a dimora di arbusti autoctoni e, nelle stazioni ecologicamente favorevoli, di talee di specie con capacità di propagazione vegetativa.

Per tale opera si utilizza: Biostuoia (anche preseminata) o geostuoia tridimensionale (di min. 10 m di spessore e massa areica minima pari a 750 g/mq picchetti o barre in acciaio (di dimensioni dipendenti dal tipo di substrato); rete metallica a doppia torsione zincata e plastificata di maglia minima 6 x 8 cm e filo di diametro minimo 2,2 mm; fune di acciaio; idrosemina a spessore; arbusti autoctoni e/o talee.

### **Drenaggio:**

Al di sopra del muro di sostegno presente nell'area di cantiere c'è la necessità di realizzare un drenaggio, infatti in tale zona in fase di studi geologici nel sondaggio "S1" è stata individuata una

falda a -2.30 metri. Tale drenaggio ha punto di partenza localizzata sulla curva di livello a quota 620,00 e portata alla profondità di -5.00 metri, quindi lo scarico è individuato lungo il canale di scolo delle acque superficiali a quota 614.80 metri. La lunghezza di tale drenaggio è di circa 58 metri. Lo scavo di drenaggio avrà base di 60 cm, verrà riempito con diversi strati di ghiaia lavata di dimensione 40/70 e 20/40. Gli strati verranno disposti in modo tale da non creare intasamenti e saranno protetti da geo tessuto in modo tale che corpi esterni non entrino in contatto con il sistema di raccolta dell'acque. Alla base del drenaggio verrà posizionato un tubo drenante utile per accelerare lo smaltimento delle acque eccedenti. Il tubo sarà in PVC flessibile e rivestito esternamente con fibra di cocco o in polipropilene, il diametro richiesto è un  $\phi$  100mm.

Sant'Agata di Puglia il 18/05/2012

Il progettista

Ing. Pietrocola Pasquale

