

Comune di Barletta (BT)

Arcidiocesi di Trani - Barletta - Bisceglie

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

 <p>Il Progettista strutturale Ing. Michele Vitti</p>	 <p>Progetto architettonico e dir. lav. Arch. Gerardo Milillo Collaborazione Graziana Colacicco</p>	 <p>RUP Arch. Giovanni Fiore</p>
--	--	--

<h3>Progetto Strutturale - Relazione Geotecnica</h3>	<p>Tavola N. RS 09</p>
---	--

Dicembre 2014



Sommario

PREMESSA	2
SUCCESSIONE STRATIGRAFICA DEL SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA	3
TIPOLOGIA DELLE OPERE DI FONDAZIONE E INDAGINI IN SITO	6
VERIFICHE DI SICUREZZA	7
CALCOLO DEI CEDIMENTI E DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL SUBSTRATO DI FONDAZIONE	8
PROGETTAZIONE DEI MICROPALI	13

PREMESSA

La presente **relazione geotecnica**, redatta dal sottoscritto, rientra nel numero degli elaborati alla base dell'incarico professionale ricevuto dalla Diocesi Barletta-Trani-Bisceglie e affronta uno studio finalizzato alla caratterizzazione geomeccanica, al calcolo e verifica della capacità portante dei terreni di fondazione del Convento di Sant'Antonio in Barletta (BAT), nonché alla valutazione dei cedimenti del substrato dove si individua la presenza delle opere di fondazione e il progetto dei micropali che costituiscono parte sostanziale dell'intervento di rinforzo geotecnico.

Tale studio geotecnico segue quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08) e della Delibera di Giunta Regionale n°597 del 27/4/04 della Regione Puglia.

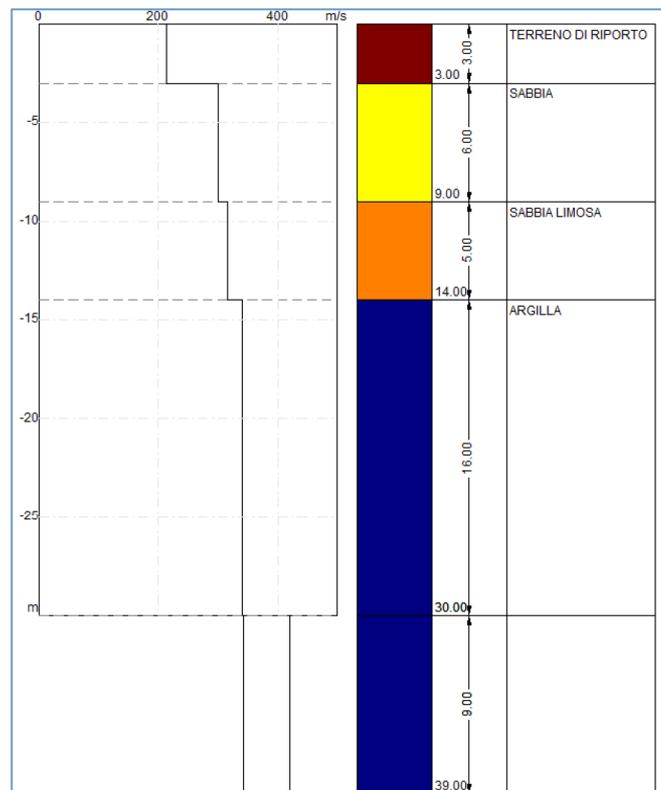
La trattazione si basa su specifiche indagini geognostiche contenute nella relazione geologica allegata alla presente e la cui interpretazione e valutazione costituiscono parte integrante della presente.

La struttura oggetto di studio è ubicata in abitato di Barletta (BAT), su un'area avente morfologia pianeggiante.

Dalla recente suddivisione e classificazione sismica del territorio nazionale pubblicata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLLPP), il sito in esame è classificato secondo parametri come gli spettri di risposta e l'accelerazione al suolo a_g , che lo fanno ricadere nella cosiddetta "**zona 2**".

SUCCESSIONE STRATIGRAFICA DEL SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Al fine di ottenere una conoscenza diretta della geologia del sito, nonché la litologia presente al piano di posa delle opere di fondazione si è proceduto all'esecuzione di una campagna di indagini geognostiche di tipo indiretto, attraverso l'esecuzione di 1 *prospezione sismica MASW*. Da questa serie di valutazioni si è individuata la seguente successione stratigrafica:



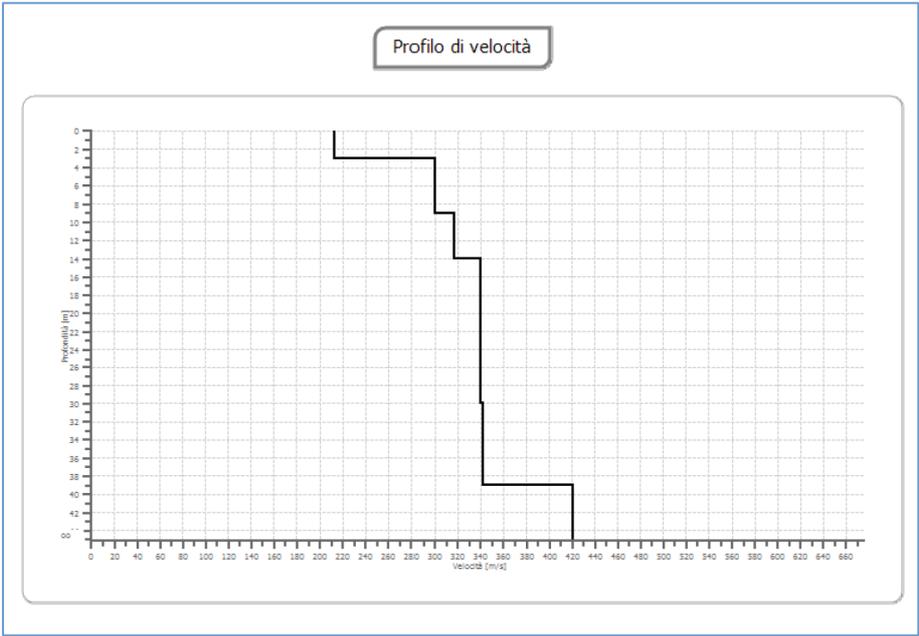
Dall'interpretazione ed elaborazione delle suddette indagini, si è valutata la capacità portante σ del terreno di fondazione e la classificazione dello stesso secondo le *Categorie di sottosuolo* di cui all'art. 3.2.2 del DM 14.01.2008, attraverso la valutazione della velocità equivalente $V_{s,30}$, di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità

Inoltre, attraverso l'esame dei risultati delle indagini geognostiche eseguite sul sito e della classificazione geomeccanica trattata nel paragrafo precedente, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione riferibili ai seguenti litotipi:

Grandezza	Sabbia limosa
Peso di volume	19 KN/mc
Angolo di attrito	25°
Coesione	0 KN/mq

In aggiunta alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di fondazione, è stato altresì possibile valutare che un ammasso roccioso con queste caratteristiche può cautelativamente essere riferito alla “*Categoria di Sottosuolo*” di tipo **C**: **“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina, mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s”**, come novellato all’articolo 3.2.2, tab. 3.2.II.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).



Profilo delle velocità delle onde di taglio eseguito in prossimità del Convento

TIPOLOGIA DELLE OPERE DI FONDAZIONE E INDAGINI IN SITO

La fondazione è quella parte di struttura a diretto contatto con il terreno, al quale vincola stabilmente la struttura stessa e trasmette i carichi su di essa agenti. A seconda del valore che assume il rapporto tra la profondità del piano di posa D e la larghezza della base B , le fondazioni possono essere suddivise in:

- *Superficiali o dirette* ($D/B \leq 1$): plinti isolati, travi rovesce, platee;
- *Intermedie* ($D/B > 1$): pozzi, cassoni;
- *Profonde* ($D/B \gg 1$): palificate.

Nel caso in esame la tipologia di fondazione è quella con travi di muratura di lato variabile tra 1,20 m e 1,50 m, in armonia con la morfologia dei setti in muratura portante; mentre il piano di posa si trova a circa 2,00 metri di profondità, dove, come è possibile evincere nel paragrafo successivo, si è in presenza di una litologia riferibile a **Sabbie limose**, con caratteristiche geomeccaniche di scarsa qualità.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Nelle verifiche di sicurezza sono stati presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo e stato limite della salvaguardia della vita della fondazioni sia a breve sia a lungo termine. **In accordo con l'art. 6.4.2.1 del DM 14.01.2008, sono state effettuate verifiche secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3)**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I; questo significa che le combinazioni hanno utilizzato delle azioni amplificate dai fattori A1, le resistenze del terreno sono state calcolate sulla base dei parametri geotecnici caratteristici, essendo gli M1 unitari, mentre per la resistenza di progetto si è utilizzato un fattore parziale R3, più cautelativo dei fattori R utilizzati negli altri approcci.

CALCOLO DEI CEDIMENTI E DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL SUBSTRATO DI FONDAZIONE

Prima di procedere con l'analisi dei cedimenti che la fondazione in esame ha subito nel corso degli anni, si è deciso di valutare preventivamente la capacità portante della stessa, considerando le condizioni di carico, al contorno e di vincolo peggiori.

Per la trattazione si è deciso di utilizzare la formula generalizzata di Brinch-Hansen in quanto le condizioni al contorno non sono usuali a causa della pendenza del terreno e del piano di posa della fondazione.

Poiché **la muratura del Convento si attesta sul piano di posa in maniera diretta**, è possibile assimilarla ad un comportamento a trave di dimensioni di base $1.20m \times 18,00m$, dunque il terreno di fondazione che considereremo sarà fino ad una profondità pari a $3B$. **Tale strato di terreno è interessato dalla presenza di sabbia limosa**, i cui parametri meccanici sono riportati nei paragrafi precedenti.

L'equazione di Brinch-Hansen nel caso di lungo termine è la seguente:

$$q_{lim} = c'_d \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma'_{1,d} \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma'_{2,d} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nella seguente trattazione si è deciso di utilizzare l'approccio 2 che è volto ad amplificare le azioni, permanenti e variabili, mentre tutti i coefficienti relativi alla parzializzazione dei parametri meccanici sono tutti pari ad 1 e quindi i parametri meccanici di progetto sono uguali a quelli caratteristici.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

I parametri caratteristici, perciò, devono essere opportunamente modificati in base ai coefficienti parziali di sicurezza relativi all'approccio 2.

$\gamma_k = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_d = 19 \text{ KN/m}^3$
$c'_k = 0$	$c'_d = 0$
$\varphi'_k = 25^\circ$	$\varphi'_d = 25^\circ$
$E' = 44460 \text{ KN/m}^2$	

Si passa ora al calcolo di tutti i coefficienti correttivi della formula di Brinch-Hansen.

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}\varphi'}{1 - \text{sen}\varphi'} \exp(\pi \text{tg}\varphi')$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg}\varphi'$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \text{tg}\varphi'$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg}\varphi'$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}\varphi' \cdot (1 - \text{sen}\varphi')^2 \cdot \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q = i_\gamma = 1$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \operatorname{tg} \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_c}{N_c \operatorname{tg} \varphi'}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \operatorname{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

Da cui il carico limite sarà pari a:

$$q_{lim} = 873,13 \frac{KN}{m^2} \rightarrow R = q_{lim} \cdot A = 8199,81 KN$$

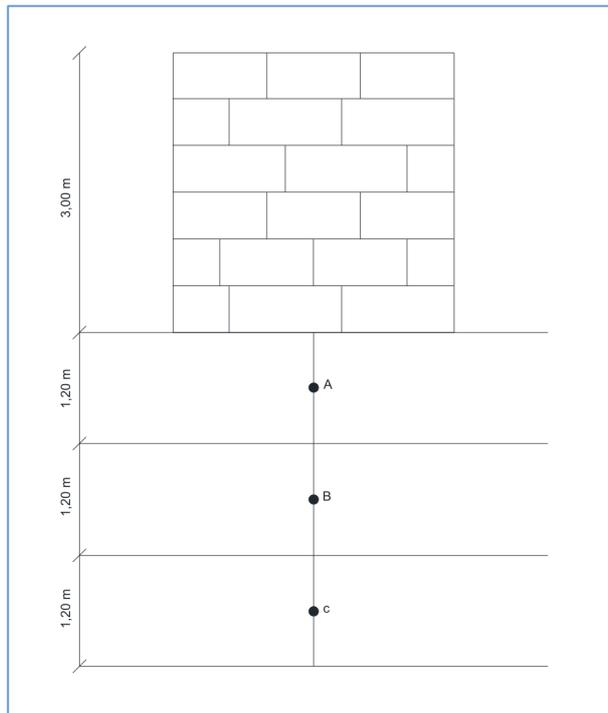
Conoscendo il carico agente sulla trave di fondazione, si può procedere al confronto con il carico limite valutato con l'utilizzo della formula di Brinch-Hansen:

$$\frac{R}{E} = 1,52 \rightarrow \mathbf{VERIFICATO}$$

È possibile notare come il rapporto tra la resistenza limite del terreno di fondazione e il carico agente sulla stessa sia superiore all'unità e dunque lontano dalla condizione di collasso.

Dopo aver valutato la capacità portante del terreno di fondazione si può procedere alla valutazione del cedimento di fondazione. Si eseguirà la verifica dei cedimenti utilizzando le relazioni di Stainbrenner.

In questo caso, poiché i cedimenti si considerano trascurabili oltre una profondità pari a $3B$, si andrà a suddividere il terreno in una serie di substrati come illustrato di seguito:



La relazione di Stainbrenner è la seguente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\arctg \frac{LB}{cz} + \frac{LBz}{c} \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) \right]$$

Dove:

$$m^2 = L^2 + z^2$$

$$n^2 = B^2 + z^2$$

$$c = \sqrt{B^2 + L^2 + z^2}$$

Dove q è il carico netto, ossia il carico che agisce effettivamente al piano di posa della fondazione e che nell'analisi dei cedimenti va calcolato considerando i parametri caratteristici:

$$q_{netta} = q_{es} - \sigma_v|_{z=D} = \frac{N}{BL} + \gamma_{cls} h_{fond} + \gamma_{rinterro}(D - h) - \gamma_w z_w - \sigma_v|_{z=D} = 134,99 \text{ KN/m}^2$$

Il procedimento di valutazione dell'incremento di tensione è iterativo e verrà sviluppato per ogni substrato in cui è stato suddiviso il terreno. Il cedimento finale, quindi, sarà dato dalla somma dei cedimenti parziali di ogni substrato e risulta pari a:

$$W = 0,77 \text{ mm}$$

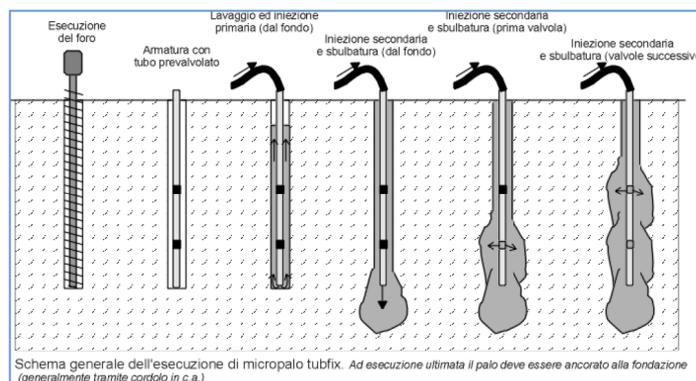
Nonostante le verifiche di capacità portante e dei cedimenti risultano soddisfatte, i gravi dissesti rilevati in tutto il Convento e nelle strutture adiacenti, fanno pensare alla necessità di intervenire con un sistema di fondazioni profonde che consentano di superare lo stato sabbioso e mettere in collegamento il fabbricato con lo strato di argilla maggiormente coesivo e con migliori caratteristiche meccaniche.

PROGETTAZIONE DEI MICROPALI

I concetti espressi nell'ultima parte del paragrafo precedente hanno portato alla progettazione di un intervento migliorativo, come la **realizzazione di una scarpa in c.a. da rendere solidale alla parete della facciata del Convento e dal quale partiranno, per una profondità di 10 m una serie di micropali del tipo tubfix** (per maggiore chiarezza consultare la tavola esecutiva allegata).

Il micropalo nato in Italia negli anni cinquanta ha avuto un notevole sviluppo in quanto largamente impiegato come opera di sottofondazione di edifici soggetti a dissesti statici. I micropali sono pali di piccolo diametro che contengono un elemento strutturale per trasferire i carichi e/o limitare le deformazioni e che possono essere realizzati mediante attrezzature di ridotte dimensioni. L'utilizzo dei micropali, infatti, garantisce elevate capacità portanti rendendoli particolarmente adatti per il consolidamento delle fondazioni e può essere eseguito sia in terreni molto eterogenei che in presenza di formazioni rocciose altamente fratturate come nel presente caso.

Nella figura sottostante è possibile seguire le operazioni di iniezione del micropalo e la formazione del bulbo.



Per quanto riguarda il calcolo della portanza dei pali si rimanda alle schede allegate.

Si allegano alla presente:

- Scheda di calcolo della capacità portante;

- Scheda di calcolo dei cedimenti;
- Calcolo della portanza dei micropali;

Tanto si doveva sulla base dell'incarico ricevuto.

DOTT. ING. MICHELE VITTI

CONVENTO SANT'ANTONIO - BARLETTA - CALCOLO CAPACITA' PORTANTE TERRENI DI FONDAZIONE

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma'_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma'_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi')$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi'$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi'$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

$$k = \begin{cases} \frac{D}{B} & \text{per } \frac{D}{B} \leq 1 \\ \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{B} \right) & \text{per } \frac{D}{B} > 1 \end{cases}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left[1 - 0.5 \cdot \frac{H}{V + A \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \varphi'} \right]^5$$

$$i_\gamma = \left[1 - 0.7 \cdot \frac{H}{V + A \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \varphi'} \right]^5$$

$$b_q = (1 - \eta \operatorname{tg} \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi'}$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^\beta$$

Parametri del terreno		Parametri della fondazione	
c'	0	B	1,2 m
γ'	19 KN/m ³	D	3 m
φ'	25 °	L	18 m
0,4363323			
Parametri di carico			
Peso	5391,1 KN		

Costanti del sistema	
Nq	10,662142
Nc	1
Nγ	6,7582965

Sc	1
Sq	1,0310872
Sγ	0,9733333

dc	1
dq	1,3700679
dγ	1

ic	1
iq	1
iγ	1

bc	1
bq	0,935951
bγ	0,935951

βc	1
βq	0,9993094
βγ	0,9993094

Valutazione del carico limite

qlim	873,12805 KN/m ²
R	8199,8112 KN

R/E	1,5209904	VERIFICATO
-----	-----------	------------

CONVENTO SANT'ANTONIO - BARLETTA - CALCOLO CEDIMENTI TERRENI DI FONDAZIONE

$$q_{netta} = q_{es} - \sigma_v \Big|_{z=D} = \frac{N}{BL} + \gamma_{cls} h_{fond} + \gamma_{rinterro} (D - h) - \gamma_w z_w - \sigma_v \Big|_{z=D}$$

qnetta 134,99074

$$(\Delta\sigma_z) = \sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\arctg \frac{LB}{cz} + \frac{LBz}{c} \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) \right]$$

$$m^2 = L^2 + z^2; n^2 = B^2 + z^2; c = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}$$

Parametri del terreno

c'
γ'
φ'

0
19 KN/m³
25 °
0,4363323

Parametri di carico

Peso

4147 KN

Parametri della fondazione

B	1,2 m
D	3 m
L	18 m
E'	44460 KN/m ²

Primo strato

z	B	L	m ²	n ²	c	Δσz	σ'f	E'ed	ε
0,6	0,52	1,7	3,25	0,6304	1,8762729	25,804671	171,61868	53352	0,0004837

Secondo Strato

z	B	L	m ²	n ²	c	Δσz	σ'f	E'ed	ε
1,8	0,52	1,7	6,13	3,5104	2,5299012	10,173116	131,89246	53352	0,0001907

Terzo Strato

z	B	L	m ²	n ²	c	Δσz	σ'f	E'ed	ε
3	0,52	1,7	11,89	9,2704	3,4871765	4,9477931	133,79117	53352	9,274E-05

Cedimento totale	0,0007671 m
	0,77 mm

**PORTANZA PER CARICHI VERTICALI DEI PALI TRIVELLATI
(Teoria di Berezantzev)**

Riferimento: Pali Fondaz. L = 10m d = 0,1m

DM 14_01_2008 -§ 6.4.3.1.1

Lunghezza palo	m	10,00
Diametro palo	m	0,10
Peso del palo: Pg=	daN	196

STRATIGRAFIA:

	tipologia:	denominazione
strato 1	incoerente denso	sabbia
strato 2	coerente n.cons./misti	sabbia limosa
strato 3	coerente n.cons./misti	argilla
strato 4		0
strato 5		0

Pressione qz alla quota di testa del palo	daN/m ²	41.470
---	--------------------	---------------

PORTANZA LATERALE: PL = AI * (so + k*mu*qz)

		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	m	6	4	0	0	0
densità	daN/m ³	1900	1900	1800	0	0
Angolo Attrito	(°)	25,0	25,0	28,0	0,0	0,0
Coesione	daN/cm ²	0,00	0,00	1,10	0,00	0,00
s _o	daN/cm ²	0,000	0,000	0,000		
k		0,400	0,578	0,531		
μ		0,466	0,466	0,531		
q _z	daN/m ²	47170	56670	60470		
Portanza laterale	daN	16.565	19.172	0		
PORTANZA LATERALE LIMITE: PL					35.737daN	
PORTANZA LATERALE: PLc = PL / (1,15*1,6)					19.422daN	

PORTANZA ALLA PUNTA: PP = Ap * (Nc*C+Nq*qz)

(Teoria di Berezantzev)

Strato 2	sabbia limosa	
densità	daN/m ³	1900
Ang. Attrito	(°)	25,0
Coesione	daN/cm ²	0
Nq		4,9
Nc		9,0
q _z	daN/m ²	60470
PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP		2.326daN
PORTANZA ALLA PUNTA: PPc = PP / (1,35*1,6)		1.077daN

PORTANZA TOTALE TERRENO IN COMPRES.: Ptot = PLc+ PPc	20.499daN
---	------------------

CARICO MAX IN COMPRES. SUL PALO: Pc,comp = Ptot - Pg	20.303daN
CARICO MAX IN TRAZIONE SUL PALO: Pc,traz = Pg + PL/(1,25*1,6)	18.065daN

**DETERMINAZIONE CARICO AMMISSIBILE FOND. SUPERFICIALI
PALIFICATA INTESA COME BLOCCO MONOLITICO
Formula di Terzaghi**

Dati:

Carico ripartito sulla superficie del terreno	p =	41470	kg/m ²
Profondità del piano di posa della fondaz.	D =	200	cm
Base della fondazione	B =	120	cm
Lunghezza della fondazione	L =	1800	cm
N° totali dei pali	n° p =	10	

Caratteristiche del terreno di posa della fondazione:

Peso specifico	γ_t =	1900	daN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	25	°
Coesione	c =	0	daN/cm ²

Valori dei coefficienti di portanza:

N_c =	20,72
N_q =	10,66
N_y =	10,87

Coefficienti di forma:
(circolare=quadrata)

ζ_c =	1,03
ζ_q =	1,03
ζ_y =	0,97

Carico ripartito a quota del piano di posa:

$$q = p + \gamma_t \times D = 4,147 + 0,0019 \times 200 = 4,53 \text{ daN/cm}^2$$

Determinazione tensione limite del terreno

$$Q_{t,lim} = \zeta_c N_c C + \zeta_y N_y \gamma_t B/2 + \zeta_q N_q q$$

$$Q_{t,lim} = 1,03 \times 20,72 \times 0 + 0,97 \times 10,87 \times 0,0019 \times 120/2 + 1,03 \times 10,66 \times 4,53 =$$

$$Q_{t,lim} = 50,94 \text{ daN/cm}^2$$

Determinazione della tensione di calcolo:

Coefficiente di sicurezza : = 2,3

$$Q_{t,calc.} = Q_{t,lim} / 2,3 = 50,94 / 2,3 = 22,15 \text{ daN/cm}^2$$

Carico netto di calcolo sul terreno alla profondità della palificata:

$$Q_{calc.} = Q_{t,calc.} - q = 22,15 - 4,53 = 17,62 \text{ daN/cm}^2$$

Portanza ammissibile di un palo per palificata intesa come blocco monolitico:

$$P_{calc.} = (Q_{calc.} - q) \times L \times B / n^{\circ} p = 17,62 \times 1800 \times 120 / 10 = 380.592 \text{ daN}$$

PARTICOLARE SCALA 1:100

PARTICOLARE SCALA 1:50



MICROPALI Ø76 mm
spessore 7,1 mm
peso 12,1 Kg/m
perforazione Ø100 mm
profondità 3 m

- MATERIALI -

- Acciaio: Fe 360
- CIs: Rck 350
- CIs additivato con Bentonite nella misura del 2% in peso

Procedimento di iniezione dei micropali tubfix

La cementazione sarà eseguita nella modalità in pressione, con il tubo di armatura tappato sul fondo e provvisto di speciali valvole di non ritorno poste su coppie di fori diametralmente opposti lungo il tubo e avvolti da manicotti di gomma aderenti al tubo e bloccati da anelli in fili d'acciaio (valvola a manchette).

La sequenza dell'iniezione è la seguente:

- premettiamo che lo svolgimento di tutte le operazioni di iniezione si effettuano per mezzo di un otturatore (packer) a doppia o singola tenuta che si voglia effettuare una iniezione selettiva o con messa in pressione unica delle valvole.
- riempimento della cavità anulare tra armatura e pareti del foro (guaina) con adeguata miscela cementizia composta da acqua-cemento (boiaccia) tramite la valvola posta a fondo foro;
- a presa avvenuta si effettueranno valvola per valvola le iniezioni selettive e ripetute a pressioni controllate di volumi di miscela cementizia sino al riempimento teorico dei vuoti del terreno.
- riempimento finale del tubo di armatura

