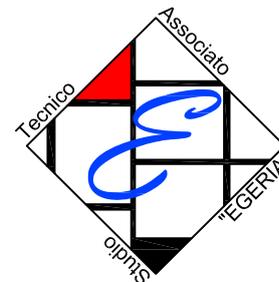


COMUNE DI ORISTANO

Provincia di Oristano



Via V. Alfieri 21, Oristano
Tel/Fax 078378797
E-mail : sa.egeria@tiscali.it
C.F./P.ta I.V.A. 01050050952

**PIANO DI LOTTIZZAZIONE
IN DONIGALA FENUGHEDU
LOCALITA' "IS COLOPIUS"**

ZONA C3.f

ELABORATO

B

**RELAZIONE
GEOTECNICA**

I PROGETTISTI:

- Dott. Ing. Andrea Lutzu
- Dott. Ing. Alberto Lutzu

COLLABORATORI:

- Dott. Arch. Francesco Cuozzo

IL DIRIG. - RESP.

IL SINDACO

Oristano, lì

I COMMITTENTI

SARDARA Luciana

CUBADDA Adriana

MANUNZA Monica

COMUNE DI ORISTANO

PROVINCIA DI ORISTANO

PROGETTAZIONE DI UNA LOTTIZZAZIONE IN DONIGALA FENUGHEDDU



Studio di Geologia Tecnica e Ambientale

Dott. Geol. Giancarlo Carboni

Via Nazionale 277

09039 Villacidro (VS)

Tel. 070 2332144 cell. 329 4177709

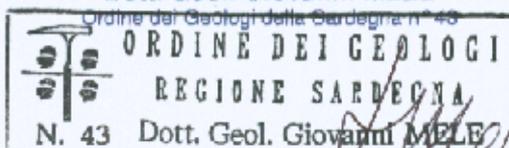
e-mail: info@geosardegna.it

www.geosardegna.it

IL GEOLOGO INCARICATO

Dott. Geol. Giovanni MELE

Ordine dei Geologi della Sardegna n° 43

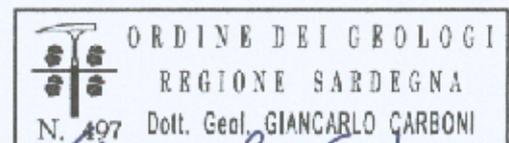


IL COMMITTENTE:

SIG.RA SARDARA E PIÙ

Dott. Geol. Giancarlo CARBONI

Ordine dei Geologi della Sardegna n° 497



OGGETTO:

**INDAGINI GEOTECNICHE PER LA
CARATTERIZZAZIONE DEI TER-
RENI DI FONDAZIONE MEDIANTE
PROVE PENETROMETRICHE DI-
NAMICHE CONTINUE**

Villacidro, li 15/10/2014



INTRODUZIONE

Nell'ambito di un piano di lottizzazione denominata " Sardara Luciana e Più", ubicata in Donigala Fenughedu, comune di Oristano, lo scrivente ha ricevuto l'incarico di effettuare un'indagine geologico-tecnica.

Si presenta quindi un inquadramento geologico della zona con i parametri geotecnici per una corretta progettazione dell'intervento. I dati topografici sono desunti dalla carta IGM scala 1:25000, Oristano Nord e dal foglio Donigala della Carta tecnica dell'Italia Meridionale, scala 1:5000.

GEOLOGIA

La geologia della zona di Oristano è costituita esclusivamente da sedimenti quaternari, sia di origine marina che continentale. Nella zona in esame si possono riconoscere i seguenti termini:

- Alluvioni antiche terrazzate;
- Alluvioni recenti;
- Argille e limi palustri.

I limiti tra le varie formazioni non sono sempre visibili, sia perchè le stesse sono ricoperte da uno spessore notevole di suolo, sia perchè la zona in esame si trova dentro il centro abitato.

Le alluvioni antiche rappresentano i depositi sedimentari piu' antichi e costituiscono la base degli altri sedimenti più recenti. Sono costituite da sabbioni quarzoso-feldspatici, a piccoli e grossi ciottoli paleozoici o scistosi. Si presentano generalmente ben costipati e mostrano una certa ferretizzazione che impartisce il tipico colore giallo-bruno.

Sono state depositate, in condizioni climatiche ben diverse da quelle attuali, dal paleo-Tirso e successivamente terrazzate quando a causa dell'abbassarsi del livello marino l'alveo del Tirso si è trovato a quote molto più basse.

I migliori terrazzi si hanno procedendo verso lo sbocco del Tirso nella piana del Campidano, presso Villanova: ancora notevoli sono i terrazzi più vicini a Oristano nella zona di Solarussa-Siamaggiore.

Nella zona di Oristano si hanno solo deboli tracce. E' comunque ancora ben visibile quello di Torangius verso Silì e quello di Chiricheddu, verso la ferrovia, Mentre in zona è presente quello di Massama-Nuraxinieddu, con quote attorno ai 10 metri slm.

ALLUVIONI RECENTI

Dal disfacimento dei terrazzi alluvionali e da apporti recenti del Tirso si sono originate alluvioni che poggiano sulle precedenti, talvolta con contatti laterali, come attorno a Donigala, talvolta ricoprendole.

In questi depositi diminuisce la frazione sabbioso-ciottolosa e aumenta quella limoso-argillosa. Il colore tende al bruno e anche la consistenza diminuisce. Sono presenti nella zona in esame verso il Tirso.

DEPOSITI PALUSTRI

Le alluvioni recenti sono a loro volta ricoperte da argille palustri depositate durante le variazioni del livello marino o nelle zone stagnanti lungo la gola del Tirso. Si tratta di terreni scuri, spesso torbosi, a bassa consistenza. Nella zona in esame sono visibili in alcune zone più depresse, solitamente utilizzate come risaie.

Tutte le precedenti formazioni sono infine ricoperte da spessori variabili, ma a tratti notevoli, di suoli e ovviamente, almeno nella zona in esame, dalle costruzioni e dalle strade, cosa che si riflette sulla circolazione superficiale e sotterranea.

IDROGEOLOGIA

La circolazione naturale superficiale è ovviamente del tutto assente, trattandosi di un sito compreso nel centro abitato. Essa è quindi sostituita da quella artificiale generalmente incanalata e intubata.

La circolazione sotterranea è invece ben sviluppata, con abbondanti falde presenti sin da pochi metri di profondità.

Le informazioni sulle caratteristiche del sottosuolo possono essere desunte da alcuni pozzi scavati nelle adiacenze del sito in esame, che mostrano la tipica situazione del sottosuolo di Oristano dove è presente il substrato alluvionale, con alternanza di strati di ghiaia, sabbie e argille.

La zona di Donigala, essendo a quote più elevate, mostra una maggiore presenza di livelli sabbioso-ghiaiosi a scapito di quelli più francamente argillosi.

Si ha quindi una permeabilità per porosità che varia da bassa nei livelli argillosi, a media in quelli sabbiosi per diventare piuttosto elevata in quelli ghiaiosi.

La permeabilità, come tipico delle alluvioni antiche, è maggiore in senso orizzontale rispetto a quello verticale.

Si ha quindi la presenza di numerose falde sospese separate da livelli argillosi. Le falde più profonde hanno un marcato artesianismo.

La potenzialità delle falde, sin dai primi livelli, è piuttosto elevata e le acque sono in genere a basso contenuto salino, almeno nei livelli superficiali meno sfruttati. Nella zona in esame la falda si trova attualmente a circa 9 metri di profondità.

ESAME DEL SITO

Il sito in esame è ubicato in Donigala Fenughedu, in località Gutturu Is Scolapius, raggiungibile tramite una strada bianca che si diparte da Via Nuraxinieddu.. Il substrato geologico della zona è costituito dalle alluvioni antiche. Superficialmente però il sito è stato interessato da lavori di bonifica e di sistemazione per cui è presente un certo spessore di terreno agrario.

La morfologia è pianeggiante con quote attorno ai 10-11 metri slm.



Sito in esame

INDAGINI GEGNOSTICHE

La zona in esame è ben conosciuta in quanto sono presenti altre abitazioni. E' stata comunque ulteriormente indagata con pozzetti geognostici e dai quali sono stati prelevati campioni indisturbati sui quali sono state eseguite le analisi di laboratorio.



I due pozzetti, dei quali si allega la stratigrafia, hanno mostrato le stesse caratteristiche.



Pozzetto tipo

CARATTERISTICHE TECNICHE DEI MATERIALI

I pozzetti geognostici, le prove penetrometriche e le analisi di laboratorio hanno evidenziato, non tenendo conto del terreno superficiale, la presenza di due unità litologiche fondamentali: una più superficiale costituita da sabbie con ghiaia ben addensate, di colore nocciola e una sottostante costituita da un livello sabbioso-argilloso sempre abbastanza addensato. Il piano di posa delle fondazioni è previsto sui 1,7 metri dal piano campagna.

Sono stati prelevati due campioni sui quali sono state eseguite le analisi di laboratorio.

Strato	profondità	Classificazione	Peso di volume	Angolo di attrito	Coesione
1	1,5m	A2-6	1,823	33,84°	0,4 kPa
2	3 m	A7-6	1,847	20.91	5,2 kPa

Dalle analisi si deduce che lo strato superiore, sabbioso, ha un alto angolo di attrito e una bassa coesione, mentre quello sottostante, argilloso sabbioso, ha un medio angolo di attrito e una coesione abbastanza elevata.

Il piano di fondazione è previsto a circa 1,7 metri di profondità, sullo strato ben addensato. Data la natura dei terreni, omogenei per tutta la superficie, non si avranno cedimenti differenziati. Si riportano comunque i dati relativi a una prova edometrica eseguita su terreni simili.

Strato	profondità	Descrizione del campione	Peso di volume	Indice dei vuoti e_0	Indice di compressione
2	3,3 m	A7-6 Argilla sabbiosa bruna, consistente	1,882	0,566	0,152

PROVE PENETROMETRICHE

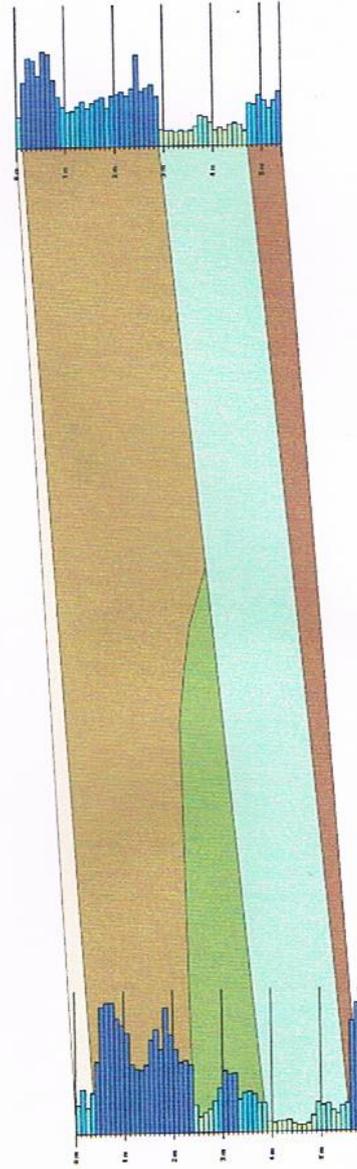
Le prove penetrometriche, delle quali si allega la relazione, hanno confermato le caratteristiche stratigrafiche e tecniche del substrato. In particolare la l'elevata compattezza del primo strato e quella minore del secondo.

E' stata quindi elaborata, in base alle suddette prove, una sezione litostratigrafica. Dall'esame della stessa si ha la diretta visione delle caratteristiche del terreno, con la conferma, come detto, della presenza di due elementi litostratigrafici.

Lottizzazione Donigala Fenugheddu - Oristano

Sezione litotecnica

scala delle altezze 1:10
scala delle distanze 1:300



DOCUMENTO DI PROVA

Rif. Lab. : 6835/13

Committente: Lottizzazione Sardara **Data inizio prova:** 12/09/13
Progetto: Lottizzazione Sardara - Donigala Fenugheda
Campionamento: A cura del Dott. Giovanni Mele
Sondaggio/pozzetto: P1 **Campione:** C1 **Profondità (m dal p.c.):** 1,5

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

ASTM D 3080 - 98 / UNI CEN ISO/TS 17892-10

Descrizione del campione: Argilla sabbiosa bruno rossiccia, consistente

Caratteristiche della prova: Consolidata drenata su provini ricostruiti con rimozione dei clasti > di 5 mm

Immersione in acqua del provino durante la consolidazione e la fase di taglio: sì no

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	8,8			
Peso di volume umido iniziale	g/cm ³	1,823	1,818	1,809	1,827
Peso di volume secco	g/cm ³	1,676	1,671	1,662	1,679

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min	4			
Tempo minimo di durata della prova	min	50,8			
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min	0,18			

TAGLIO

Tensione verticale applicata	kPa	53,09	102,54	197,97	302,08
Resistenza massima al taglio	kPa	35,5	65,1	142,2	198,5
Deformazione orizzontale alla rottura	%	9,3	15,0	15,0	15,0
Velocità di prova	mm/min	0,08			

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

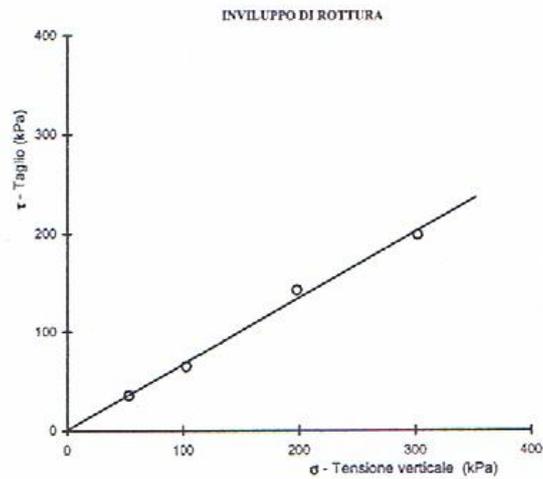
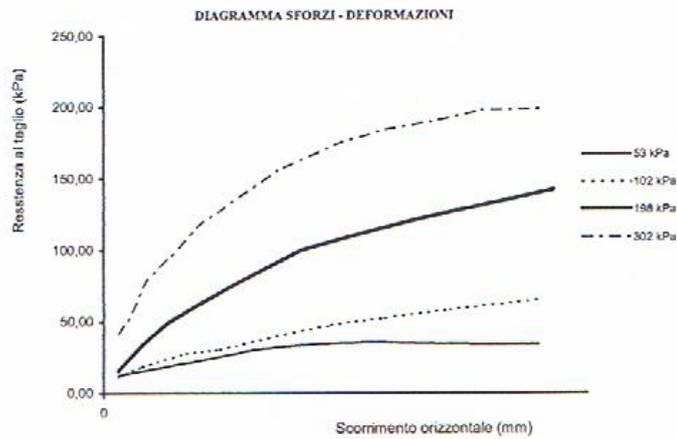
ANGOLO DI
RESISTENZA AL
TAGLIO
33,84 °

COESIONE
0,4 kPa

Data : 12/09/2013
Pag. : 1/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080 - 98
(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)



soiltech s.n.c.

geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)

Tel. 070/862381 - E-mail soiltech@iscn.it

Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223 - F.IVA 03018780928

Ced. P. Caula 347/7167780 - I. Dessì 368/7853386

DOCUMENTO DI PROVA

Certificato n° : 6836/13

Committente Lottizzazione Sardara

Data inizio prova: 11/09/13

Opera: Lottizzazione Sardara - Donigala Fenughedu

Campionamento: A cura del Dott. Giovanni Mele

Pozzetto: 2

Sigla del campione: C2

Profondità (m dal p.c.): 3,0

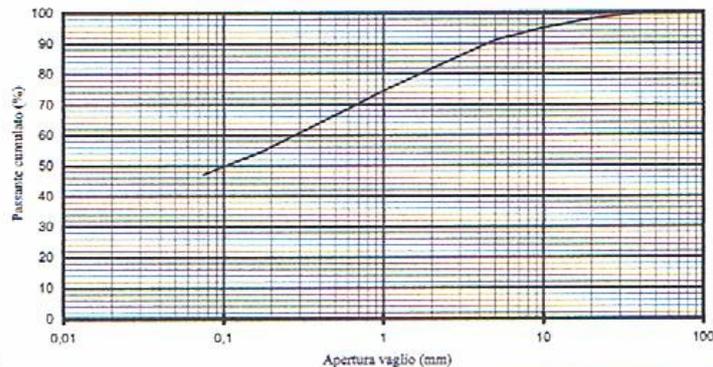
ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE

ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR BU N°23 - CNR UNI 10014 - CNR UNI 10006

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida) "a" e per sedimentazione "b"

a		b		Umidità	%	15,2
Apertura mm	Pass.cum. %	Diam.grani mm	Pass.cum. %			
400,0	100,0			Limiti di consistenza		
200,0	100,0			LIMITE LIQUIDO :	%	41
100,0	100,0			LIMITE PLASTICO :	%	19
75,0	100,0			INDICE PLASTICO :	%	22
63,0	100,0			Classi granulometriche (ASTM)		
40,0	100,0			Contenuto in ciottoli (> 75 mm) :	%	0,0
20,0	98,2			Contenuto in ghiaia (4,75-75 mm) :	%	9,0
10,0	95,1			Contenuto in sabbia (0,075-4,75 mm) :	%	43,8
5,00	91,1			Contenuto in limo + argilla (<0,075mm) :	%	47,2
2,00	81,7			CLASSE (UNI 10006):		A7-6
1,000	74,4			CLASSE (ASTM - USCS):		SC
0,400	63,9			Definizione tecnica del campione (USCS) :		Sabbia argillosa
0,18	55,0					
0,075	47,2					

CURVA GRANULOMETRICA



DATA: 13-set-13

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

DOCUMENTO DI PROVA

Rif. Lab. : 6837/13

Committente: Lottizzazione Sarda **Data inizio prova:** 10/09/13
Progetto: Lottizzazione Sarda - Donigala Fenugheda
Campionamento: A cura del Dott. Giovanni Mele
Sondaggio/pozzetto: P2 **Campione:** C2 **Profondità (m dal p.c.):** 3,0

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

ASTM D 3080 - 98 / UNI CEN ISO/TS 17892-10

Descrizione del campione: Argilla sabbiosa bruno rossiccia, consistente

Caratteristiche della prova: Consolidata drenata su provini parzialmente ricostruiti

Immersione in acqua del provino durante la consolidazione e la fase di taglio: SI NO

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	15,2			
Peso di volume umido iniziale	g/cmc	1,847	1,860	1,823	1,905
Peso di volume secco	g/cmc	1,603	1,615	1,583	1,653

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min	9,61			
Tempo minimo di durata della prova	min	122,047			
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min	0,02			

TAGLIO

Tensione verticale applicata	kPa	53,09	102,54	197,97	302,08
Resistenza massima al taglio	kPa	28,0	43,4	76,8	123,2
Deformazione orizzontale alla rottura	%	5,0	5,8	8,3	6,7
Velocità di prova	mm/min	0,02			

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

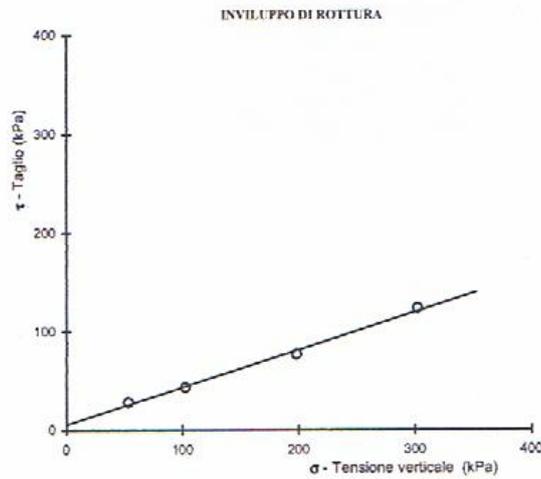
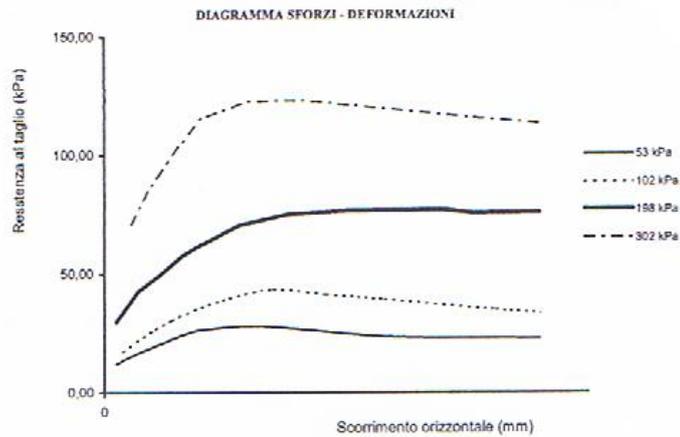
ANGOLO DI
RESISTENZA AL
TAGLIO
20,91 °

COESIONE
5,2 kPa

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

Data : **12/09/2013**
Pag. : **1/2**

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080 - 98
(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)



AZIONI DI PROGETTO

DEFINIZIONE DELLA VITA NOMINALE DELL'OPERA DA REALIZZARE

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. L'opera è di tipo ordinario perciò ha una vita nominale $V_n = 50$ anni

CLASSE D'USO

La classe d'uso come da scelta progettuale è la II .

IMPIEGO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

Per le verifiche di sicurezza, essendo l'edificio in progetto con vita nominale $V_n = 50$ anni, classe d'uso II, zona sismica 4, le NTC 2008 ammettono l'impiego delle Tensioni Ammissibili

RESISTENZA DI PROGETTO

Per le costruzioni è prevista la presenza di uno scantinato, con base a circa 1,70 metri dal piano campagna. In attesa di conoscere con esattezza i carichi di progetto, si esamina, a titolo di esempio di calcolo, la resistenza del substrato ipotizzando una fondazione quadrata della larghezza di 8 metri, posta alla profondità di 1,8 metri.

Considerando l'ipotesi di uno scantinato la profondità di posa della fondazione è stata ridotta allo spessore tra la base della trave di fondazione e il piano di calpestio, circa 0,70 metri.

In caso di fondazioni non in presenza di scantinato i valori ottenuti saranno ovviamente maggiori. I dati così ottenuti sono molto buoni, ma si consigliano comunque, viste le caratteristiche del terreno meno consistente in profondità, appunto fondazioni a platea. I carichi trasmessi possono essere dell'ordine di 1,5-2 kg/cmquadro.

In questo caso eventuali cedimenti non saranno differenziati: si ritiene comunque che gli stessi, dato il tipo di terreno abbastanza compatto, non siano rilevanti.

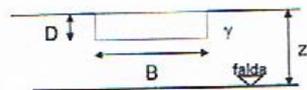
Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

Committente: LOTTIZZAZIONE SARDARA LUCIA E PIU' - DONIGALA

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base=	8,00	[m]
Lungh=	8,00	[m]
Profond=	0,70	[m]
ecc _B =	0,00	[m]
ecc _L =	0,00	[m]
α=	0,00	[°]

H=	0,00	[kg]	H parallelo	B
V=	0,00	[kg]	a L o B	



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ=	1820,00	[kg / m ³]
φ=	30	[°]
δ=	20	[°]
c=	0,00	[kg / cm ²]
Kp=	3,000	
ca=	0,00	[kg / cm ²]
β=	0,00	[°]

Falda Z = 8 [m]

Presenza della falda: **SI**

Fattore di sicurezza = 3

3 - Metodo di calcolo proposto da Terzaghi (1943):

Fond. Tipo: **Quadrata**

N _q =	22,456
N _c =	37,162
N _γ =	27,084

Q =	5.728.704,09	[kg]	capacità portante
Q _{ult} =	8,95	[kg / cm ²]	
Q _{amm} =	2,98	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da Meyerhof (1963):

N _q =	18,401
N _c =	30,140
N _γ =	15,668

Q =	6.909.355,39	[kg]	capacità portante
Q _{ult} =	10,80	[kg / cm ²]	
Q _{amm} =	3,60	[kg / cm ²]	

5 - Metodo di calcolo proposto da Brinch - Hansen :

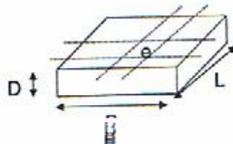
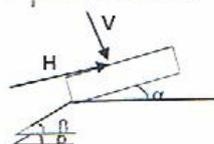
N _q =	18,401
N _c =	30,140
N _γ =	22,402

Q =	15.213.308,71	[kg]	capacità portante
Q _{ult} =	23,77	[kg / cm ²]	
Q _{amm} =	7,92	[kg / cm ²]	

6 - Metodo di calcolo secondo l' Eurocodice 7 (Metodo EC7):

N _q =	18,401
N _c =	30,140
N _γ =	20,093

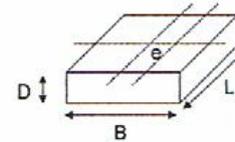
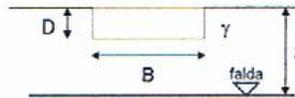
Q =	8.760.057,73	[kg]	capacità portante
Q _{ult} =	13,69	[kg / cm ²]	
Q _{amm} =	4,56	[kg / cm ²]	



Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

B =	8,00	[m]
L =	8,00	[m]
D =	0,70	[m]
R =	0,00	[m]
e =	0,00	[m]
α =	0,00	[°]



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1820,00	[kg / m ³]
ϕ =	30	[°]
δ =	20	[°]
c =	0,00	[kg / cm ²]
Kp =	3,000	
ca =	0,00	[kg / cm ²]

Presenza della falda: SI

Z = 8 [m]

Fattore di sicurezza = 3

3 - Metodo di calcolo proposto da Terzaghi (1943):

Tipo di Fondazione: **Quadrata**

Fattori di forma:	sc = 1,3	sq = 1	sy = 0,6
Nq =	22,456	Q = 5.728.704,09 [kg]	→ capacità portante
Nc =	37,162	Quit = 8,95 [kg / cm ²]	
N γ =	27,084	Qamm = 2,98 [kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da Meyerhof (1963):

Fattori di forma	sc = 1,600	sq = 1,300	sy = 1,300
Fattori di profondità	dc = 1,030	dq = 1,015	d γ = 1,015
Fattori di inclinazione	ic = 1,000	iq = 1,000	i γ = 1,000
Nq =	18,401	Q = 6.909.355,39 [kg]	→ capacità portante
Nc =	30,140	Quit = 10,80 [kg / cm ²]	
N γ =	15,668	Qamm = 3,60 [kg / cm ²]	

LEGENDA:

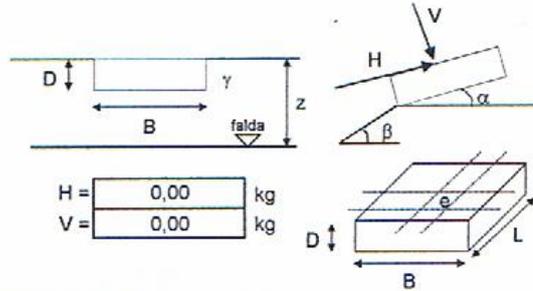
B = Larghezza della fondazione
 L = Lunghezza della fondazione
 D = Profondità piano di posa fondazione
 R = Raggio della fondazione
 Z = Quota falda dal p.c.
 e = Eccentricità in B
 α = Angolo d'inclinazione fondazione

N = Sforzo normale
 T = Sforzo di taglio
 γ = Peso di volume del terreno
 ϕ = Angolo di attrito
 δ = Angolo di attrito terreno - fondazione
 c = Coesione
 Kp = Coeff. Spinta passiva
 ca = adesione lungo la base fondale

Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

B =	8,00	[m]
L =	8,00	[m]
D =	0,70	[m]
e_B =	0,00	[m]
e_L =	0,00	[m]
α =	0,00	[°]



H =	0,00	kg
V =	0,00	kg

2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1820,00	[kg / m ³]
ϕ =	30	[°]
δ =	20	[°]
c =	0,00	[kg / cm ²]
Kp =	3,000	
ca =	0,00	[kg / cm ²]
β =	0,00	[°]

Presenza della falda: SI

Z = 8 [m]

Fattore di sicurezza = 3

3 - Metodo di calcolo proposto da Brinch - Hansen :

Fattori di forma	sc = 1,600	sq = 1,300	sy = 1,300
Fattori di profondità	dc = 1,027	dq = 1,025	dy = 1,000
F. inclinazione carico	ic = 1,000	iq = 1,000	iy = 1,000
F. inclinaz. piano di posa	bc = 1,000	bq = 1,000	by = 1,000
F. inclinazione Terreno	gc = 1,000	gq = 1,000	gy = 1,000

VERIFICA APPLICABILITA' DEL METODO:

$H < V \tan \delta + Af ca$	Componenti di carico assenti
$\beta \leq \phi$	Verifica Soddisfatta
$iq, iy > 0$	Verifica Soddisfatta
$\beta + \alpha \leq 90^\circ$	Verifica Soddisfatta

Nq =	18,401
Nc =	30,140
$N\gamma$ =	22,402

Q =	15.213.308,71	[kg]	capacità portante
Qult =	23,77	[kg / cm ²]	
Qamm =	7,92	[kg / cm ²]	

LEGENDA:

B = Larghezza della fondazione
 L = Lunghezza della fondazione
 D = Profondità piano di posa fondazione
 R = Raggio della fondazione
 Z = Quota falda dal p.c.
 e_B, e_L = Eccentricità in B o in L
 α = Angolo d'inclinazione fondazione
 β = Angolo d'inclinazione pendio

N = Sforzo normale
 T = Sforzo di taglio
 γ = Peso di volume del terreno
 ϕ = Angolo di attrito
 δ = Angolo di attrito terreno - fondazione
 c = Coesione
 Kp = Coeff. Spinta passiva
 ca = adesione lungo la base fondale
 H; V; = Componenti del carico Tangente e Normale alla base.

CONCLUSIONI

Alla luce di quanto esposto si possono trarre le seguenti conclusioni.

In generale i lavori previsti non provocheranno significative variazioni nella morfologia e nell'idrogeologia del sito. In particolare si possono fornire le seguenti indicazioni.

A) SCAVI

Tenendo conto ovviamente di tutte le norme di sicurezza legate agli scavi, dai pozzetti eseguiti si deduce che le pareti degli stessi, data l'alta coesione delle argille, sono in grado di autosostenersi almeno in assenza di precipitazioni. Gli stessi non dovranno però essere tenuti aperti oltre lo stretto necessario, per evitare fenomeni di rigonfiamento nelle argille, e andranno eventualmente sostenuti con idonee opere in caso di variazione della consistenza e/o di cedimenti.

B) FONDAZIONI

Poiché lo strato più resistente si trova in superficie si dovrebbe stendere al di sotto del piano di fondazione un geotessile rinforzato, che avrebbe la duplice funzione di impedire il mescolamento del substrato con il materiale di fondazione e di rafforzare la capacità portante del terreno.

C) VIABILITA' INTERNA-PARCHEGGI

Anche per questa tipologia di intervento non si hanno problemi particolari, se non quelli di adottare le usuali tecniche di costruzione e cioè:

- Asportare lo strato vegetale superficiale;
- Compattare adeguatamente lo strato di fondazione;
- Porre in opera uno strato di geotessile eventualmente rinforzato;
- Porre in opera un adeguato strato di base con materiale inerte e con funzione anticapillare.