

**COMUNE DI OLIENA**  
**PROVINCIA DI NUORO**

**LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DEL CENTRO STORICO.**  
**BANDO CIVIS "RAFFORZAMENTO CENTRI MINORI" - POR SARDEGNA 2000-2006 -**  
**ASSE V "CITTÀ" - MISURA 5.1 "POLITICHE PER LE AREE URBANE".**  
**INTERVENTO SUL SAGRATO DELLA CHIESA DI SANTA MARIA**

**PROGETTO ESECUTIVO**

ELABORATO 02.3

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

Arch. Franco Niffoi  
Ing. Salvatore Boi  
Ing. Mariella Piu

**CONSULENZA GEOLOGICA E GEOTECNICA:**

Geol. Giovanni S.Calia  
Geol. Andrea Selis

**COMMITTENTE:**

Comune di Oliena  
Il Responsabile del Procedimento  
Geom. Giovanni Tedde

Il Responsabile dell'Area Tecnica  
Ing. Gabriele Scudu

APRILE 2010



**COMUNE DI OLIENA**  
**PROVINCIA DI NUORO**  
**LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DEL CENTRO STORICO**  
**BANDO CIVIS "RAFFORZAMENTO CENTRI MINORI" – POR SARDEGNA**  
**2000-2006 - ASSE V "CITTÀ" – MISURA 5.1 "POLITICHE PER LE AREE**  
**URBANE".**  
**INTERVENTO SUL SAGRATO DELLA CHIESA DI SANTA MARIA**

***RELAZIONE GEOTECNICA***

***PREMESSA***

L'Amministrazione Comunale di Oliena ha conferito agli scriventi l'incarico per la redazione dello studio geologico e geotecnico dei terreni di fondazione su cui sorge la Chiesa di Santa Maria nel centro abitato del Comune di Oliena.

La piazza di Santa Maria si sviluppa intono al sagrato sopraelevato della chiesa, che un tempo ospitava il cimitero e si presenta oggi particolarmente frammentata anche in conseguenza di una serie di interventi decisamente impropri, per cui anziché individuarsi come zona di aggregazione appare piuttosto un contenitore di diverse funzioni tra loro completamente disgiunte.

La piazza ha forma poligonale, disposta tangenzialmente al traffico della via Grazia Deledda, sulla quale gravita tutto il flusso automobilistico fra il centro di Oliena e l'uscita verso Nuoro. Proprio la forte presenza di traffico veicolare è una delle cause che impediscono alla piazza di essere vissuta come tale. Né la presenza del monumento, a causa dell'alto muro che lo circonda, contribuisce a far sì che la piazza diventi un luogo di sosta.

Unica eccezione si ha in occasione della celebrazione del rito di S'incontru, nella mattina di Pasqua, quando la piazza ospita l'incontro tra la Madonna e il Cristo nel lato sud della piazza.

Il progetto muove proprio dall'esigenza di migliorare le condizioni di fruizione del rito, creando una gradinata in grado di ospitare la folla dei fedeli che si riversa nella piazza per assistervi. La gradinata verrà ospitata in una porzione del sagrato ceduta dalla Chiesa all'Amministrazione Comunale.

L'intervento si inserisce nell'ambito del **Bando Civis "Rafforzamento centri minori" - POR Sardegna 2000-2006 – Asse V "Città" - misura 5.1 "Politiche per le aree**

**urbane''.**

Il progetto prevede di intervenire sugli accessi al sagrato, sia modificando l'attuale ingresso in rampa sul lato est, che creando un accesso ex novo, sul lato ovest, con una scalinata che sbarca sul fronte principale.

Come detto in premessa il progetto interviene sul muro di recinzione del sagrato della chiesa di Santa Maria. Verrà demolito tutto il fronte sud, grosso modo la porzione coincidente con la parete laterale della chiesa, e una parte del fronte ovest.

Oltre alla demolizione del muro, sarà da prevedere un profondo scavo per creare gli spazi che ospiteranno la nuova scala, la gradinata e la rampa e le nuove strutture murarie di contenimento.

La scala avrà andamento trapezoidale, partirà da una larghezza minima di m 1.95 per arrivare a m 3.74 allo sbarco. I muri contro terra verranno realizzati in cemento armato e rivestiti con conci di granito a taglio regolare dello spessore medio di cm 15. Per la parte di muro su strada posta in corrispondenza della scala, a sinistra del cancello di ingresso, si prevede invece di realizzare un muro della stessa tipologia dell'esistente così che non si crei discontinuità. I gradini verranno realizzati con elementi monolitici in granito bocciardato della sezione di cm 17 x 32 cm, posati su una soletta inclinata in cls armato con rete elettrosaldata. Sul lato destro del pianerottolo di ingresso della scala verranno ricavati due locali seminterrati con pavimento alla quota strada; ospiteranno un servizio igienico, di cui la chiesa è attualmente sprovvista, e un vano tecnico con accesso diretto dalla strada. Il solaio di copertura, realizzato in laterocemento, coinciderà con la quota di sistemazione del sagrato.

La gradinata si svilupperà con andamento rettilineo parallelamente alla chiesa. Avrà uno sviluppo di circa 26 metri con 5 gradoni interi dell'altezza di 40 cm e due che incontrando la strada in pendenza si interromperanno all'incirca a 1/3 e 2/3 della lunghezza. I gradoni saranno realizzati con setti trasversali in cls riempiti di materiale arido e lastre in granito bocciardato dello spessore di cm 10 posate su un massetto in cls armato con rete elettrosaldata. In posizione centrale, in asse con l'ingresso della chiesa e sul lato destro, saranno posizionati dei gradini per potere percorrere la gradinata e distribuire ai posti a sedere.

La rampa sarà posta invece in corrispondenza del minimo dislivello tra la strada e il sagrato, rispetto all'attuale rampa avrà andamento più regolare, anch'esso allineato con la chiesa.

Sulla restante parte del muro perimetrale si interverrà con l'abbassamento di 1 metro della quota attuale per consentire la migliore fruizione del monumento dalla strada. La parte sommitale verrà poi protetta con una copertina in granito dello spessore di 10 cm. Il terreno verrà opportunamente sagomato per essere comunque contenuto dal muro. Al di sopra del muro sarà posta in opera una ringhiera metallica, realizzata con disegno semplice ad andamento verticale.

Per evitare l'accesso non autorizzato al sagrato negli orari di chiusura, pur nella consapevolezza di non poter evitare che ciò avvenga innalzando muri eccessivamente alti, si è scelto di garantire comunque un minimo grado di protezione prevedendo in ogni punto della recinzione un'altezza minima di m 2.00 sul lato strada.

Nei punti in cui questa non sarà garantita dai muri si utilizzeranno elementi metallici. In corrispondenza della rampa si restaurerà il cancello esistente, un nuovo cancello scorrevole si metterà in opera per l'ingresso dalla scala mentre una lunga cancellata garantirà la separazione tra la gradinata e il sagrato. La cancellata verrà realizzata in ferro zincato tinteggiato, con piantoni binati della sezione di 40 x 20 mm e traversi della sezione di 40 x 15 mm. In mezzo quadrotti pieni 16 x 16 mm, sagomati nella parte alta ad arco gotico a riprendere il disegno dei vani finestrati.

Tutti i nuovi muri verranno protetti da una copertina in pietra dello spessore di 10 cm, mentre i muri esistenti verranno ripuliti con l'eliminazione delle stuccature cementizie esistenti.

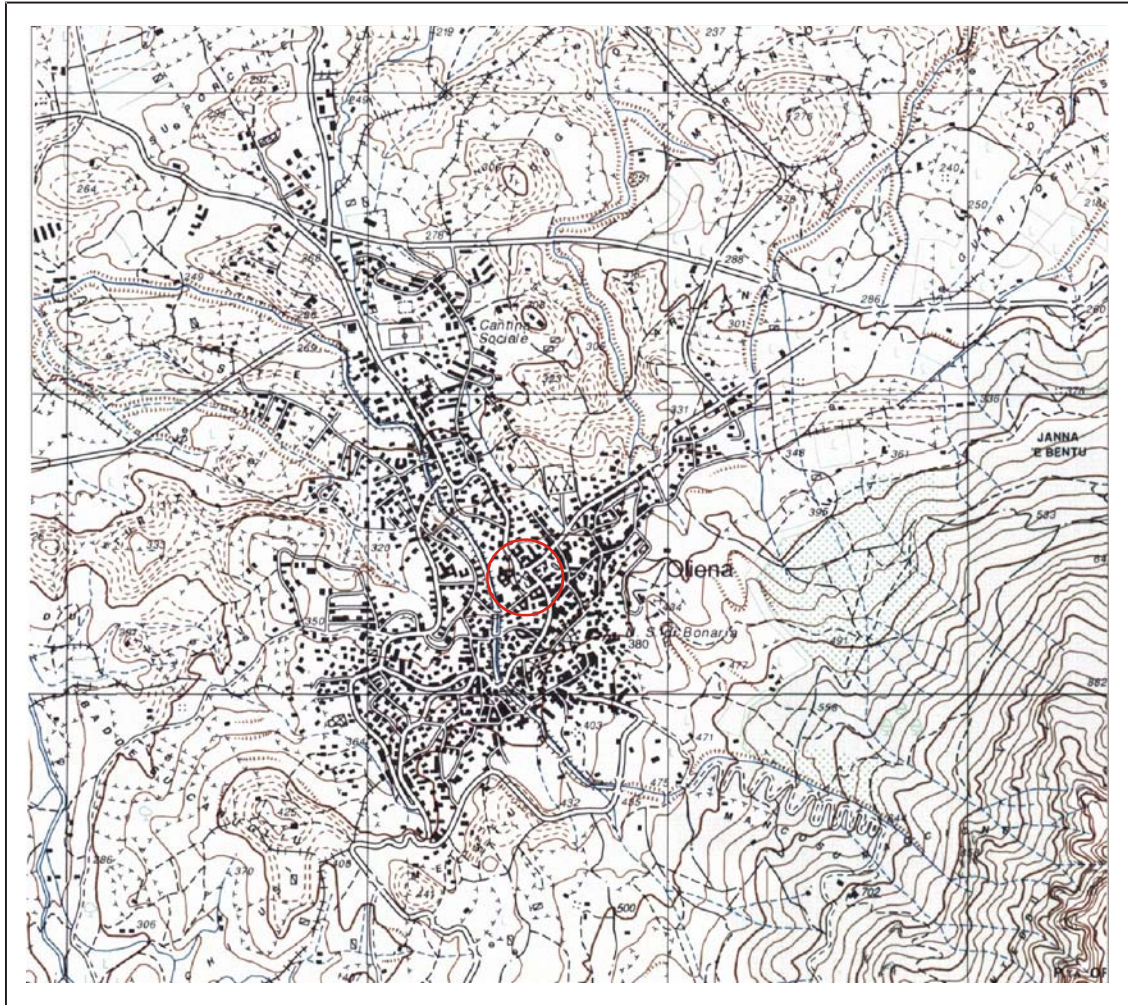
Nel complesso i tagli murari e gli inserimenti all'interno del recinto murario saranno eseguiti secondo un disegno regolare, che avrà come direttici le pareti della chiesa. Secondo questa regola verrà eseguito anche il disegno della pavimentazione, ridotta al minimo a vantaggio del manto erboso, nel rispetto di quella che era la destinazione cimiteriale del sagrato. La pavimentazione sarà in lastre di granito dello spessore di 10 cm, posate parte su letto di sabbia (sul fronte sud) e parte su massetto cementizio, sul lato ovest allo sbarco della nuova scala.

### ***LOCALIZZAZIONE DELL'AREA INTERESSATA DALL'INTERVENTO***

L'area in esame ricade nel settore centrale della Sardegna, nel centro abitato di Oliena in provincia di Nuoro (vedi Corografia).

Il settore esaminato è compreso nella seguente cartografia topografica, tematica e catastale ufficiale:

- Carta Topografica d'Italia in scala 1:25.000 – Foglio 500 Sez. III – OLIENA dell'I.G.M.;
- Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000- Foglio 207 – NUORO, del Servizio Geologico di Stato e della Regione Autonoma della Sardegna;



COROGRAFIA  
Stralcio del Foglio  
500 sezione III OLIENA



Ubicazione dell'area d'intervento

### ***RILEVAMENTO, INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE***

Nell'ambito del presente studio non è stato possibile eseguire indagini geognostiche a causa delle difficoltà logistiche legate all'ubicazione del fabbricato.

L'entità dell'intervento può essere considerata piuttosto modesta, tale da non comportare alcun incremento significativo dei carichi esercitati dalle strutture in progetto sul terreno.

Dal punto di vista strutturale le condizioni dell'edificio di culto sono da ritenersi buone in ragione dell'età dell'immobile.

In considerazione di quanto detto per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è ritenuto sufficiente far ricorso a parametri geotecnici desunti da indagini eseguite in terreni simili a questi.



## **MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO**

Considerata la modesta entità dell'intervento e l'impossibilità di eseguire indagini geognostiche dirette, per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni si è fatto ricorso ad informazioni dedotte sia dalla letteratura che da precedenti studi in terreni simili nelle aree circostanti.

La chiesa e i muri di contenimento del piazzale che la circondano sono stati costruiti sulla coltre di alterazione delle granodioriti tonalitiche.

La morfologia naturale del sito attualmente è mascherata dalla urbanizzazione, ma sicuramente era rappresentata da quegli elementi caratteristici dei terreni in cui affiorano rocce cristalline alterate in superficie. Si ha, infatti, un paesaggio che passa con rapida successione da aree caratterizzate da linee morbide con versanti poco acclivi ad aree con una morfologia più tormentata dall'affioramento di roccia compatta.

Nell'area circostante il fabbricato non sono stati evidenziati processi morfologici o dissesti in atto e/o potenziali.

Dal punto di vista idrogeologico e idrologico l'area non assume particolare rilevanza in quanto non sottende nessun bacino idrografico nell'ambito del quale possano innescarsi fenomeni di infiltrazione o di ruscellamento superficiale di acque meteoriche, tali da produrre variazioni del regime delle pressioni interstiziali nel terreno di fondazione dell'edificio, che vista l'assenza di una falda acquifera sono da considerarsi nulle.

L'area circostante il lotto è intensamente urbanizzata per cui la circolazione idrica è in questo caso legata alla rete di smaltimento delle acque bianche.

Il volume significativo dei terreni interessati dall'intervento è costituito da un livello superficiale di materiale di riporto compatti e dal sottostante mantello di alterazione dei granitoidi ercinici.

Il livellamento del piazzale del sagrato è stato realizzato con materiali di riporto caratterizzati dal punto di vista fisico-meccanico dai seguenti valori:

$$c = 0,00 \text{ Kg/cmq} \qquad \phi = 30^\circ \qquad \gamma = 1.900 \text{ Kg/mc.}$$

I terreni su cui poggiano le fondazioni della chiesa e dei muri di contenimento del piazzale sono costituiti da un granitoide alterato, in cui localmente si riconosce la struttura

cristallina originaria della roccia, i cui parametri geotecnici caratteristici più importanti sono i seguenti:

$$c = 0,002 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 34^\circ \quad \gamma = 2.250 \text{ Kg/mc}.$$

La natura dei terreni presenti nell'area di intervento in fase di scavo per la realizzazione dei muri di appoggio della struttura e soprattutto di quello su cui graverà la scala nel lato SW del sagrato richiedono particolari accorgimenti al fine di garantire la sicurezza degli operai sia degli edifici adiacenti, in particolare la chiesa.

Infatti soprattutto nel settore in cui lo scavo supera i 4.00 m di profondità è necessario che lo stesso venga realizzato per setti di circa 1.50 m di larghezza su cui verrà realizzato il muro di contenimento del terrapieno e di sostegno per la scalinata.

Dopo che il getto di cemento armato ha raggiunto la maturazione si procede con il setto successivo e così via fino a completamento dell'opera.

## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

#### **Norme tecniche per le Costruzioni 2008**

*Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.(con riferimento al punto 2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI)*

Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 contenente “Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” (con riferimento in particolare al C2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI)

### ***CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI***

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

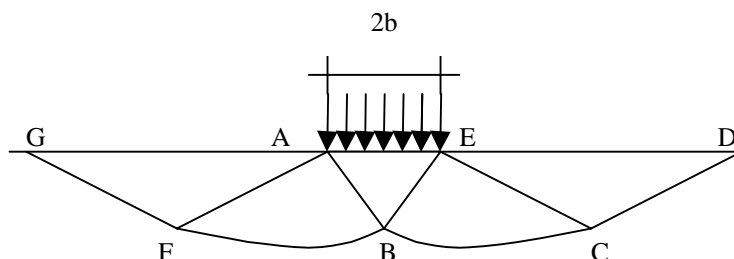
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti  $A$  ed  $E$ . Nei triangoli  $AFG$  e  $ECD$  la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \times c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\frac{\pi \tan \varphi}{2} \cot^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per  $\varphi = 0$  il coefficiente  $B$  risulta pari a 5.14, quindi  $q = 5.14 \times c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\phi$  prima definito;  
b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\text{tg } \phi_{rid} = 2/3 \times \text{tg } \phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di **Terzaghi** può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari  
 $s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

#### Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B' / L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B' / L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

#### DATI GENERALI

Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	1.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	1.0 m
Inclinazione piano di posa	0.0°
Inclinazione pendio	0.0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3.0
Fattore di sicurezza (Fq)	3.0
Fattore di sicurezza (Fg)	3.0
Acc. massima orizzontale	0.0
Cedimento dopo T anni	10.0

#### STRATIGRAFIA TERRENO

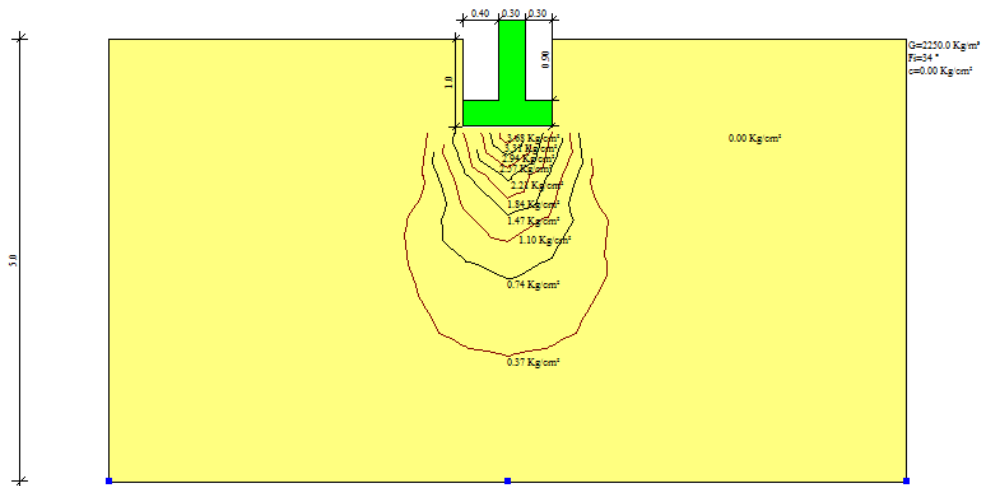
DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo

Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )
5.0	2250.0	2330.0	34.0	0.002	500.0

### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	36.5
Fattore Nc	52.64
Fattore Ng	36.96
Fattore Sc	1.3
Fattore Sg	0.8
Pressione limite	11.54 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3.85 Kg/cm<sup>2</sup></b>





## **CONCLUSIONI**

Il sito in cui dovrà essere eseguito l'intervento è caratterizzato dall'affioramento di granodioriti tonalitiche parzialmente alterate ed arenizzate e ricoperte da materiali di riporto di natura terroso-sabbiosa di spessore variabile da pochi centimetri nell'area a quota più elevata sino a 2.00-2.50 m nella zona più a valle.

Dal punto di vista geotecnico, sulla base di quanto sinora detto, è possibile giungere alle seguenti conclusioni:

- nell'area in esame non è stata riscontrata la presenza di elementi tettonici attivi che possano innescare fenomeni di instabilità;
- i terreni sono caratterizzati da una permeabilità in genere bassa e l'area non sottende nessun bacino idrografico per cui si può escludere il rischio di interferenze rilevanti tra opera in progetto e acque sia sotterranee che superficiali;
- non sono stati riscontrati fenomeni morfogenetici in atto e/o potenziali;
- i terreni di fondazione caratterizzati da una capacità portante, considerando la struttura delle fondazioni indicata dal progettista, sono sufficientemente stabili e in grado quindi di sopportare ampiamente le sollecitazioni indotte dalle opere in progetto.

L'intervento verrà realizzato in un'area in cui non esistono fenomeni franosi in atto e/o potenziali per cui si può affermare che la stessa costruzione non sarà di aggravio o di pregiudizio ad alcuna situazione di instabilità del suolo.

Per lo stesso motivo si esclude che l'opera subisca gli effetti di qualsiasi situazione di dissesto.

Nell'area esaminata, considerato che non sono mai stati segnalati fenomeni di instabilità in atto e/o potenziali, non esistono opere di contenimento di tali situazioni.

I Geologi

Geol. Giovanni S. Calia

Geol. Andrea Selis