



# COMUNE DI DECIMOMANNU

## Provincia di Cagliari

LOTTIZZAZIONE FOSCOLO – VARIANTE SOSTANZIALE

### PROGETTO ESECUTIVO



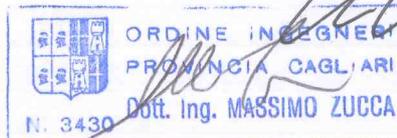
RELAZIONE GEOLOGICA

**Progettisti incaricati:**  
ing. Sandro CATTA



Dicembre 2009

ing. Massimo ZUCCA



**Collaboratori:**

Dott. Ing. Paola CADAU  
Dott. Ing. Massimo CORDA  
P.E. Enrico COLLU  
Dott. Ing. Mirko ETZO  
Dott. Ing. Claudia GIATTINO  
Dott. Ing. Irene PILI

*Masala*  
*Vado*  
*Passerò*  
*Passerò Maddalena*  
*Passerò Elena*  
*Cocco Sebastiano*  
*Passerò Faustino*  
*Muscas Giovanni*

**Committenti:**

sigg.ri Cadau, Cocco, Masala, Muscas, Passerò, Vado.

**Responsabile del Procedimento**  
ing. Giovanni TOCCO

**ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI PROFESSIONISTI**

DOTT. ING. SANDRO CATTA - VIA BACCELLI 13/D - 09126 CAGLIARI  
 DOTT. ING. MASSIMO ZUCCA - VIA CAGLIARI 70 - 09026 SAN SPERATE

**SEZIONE****A****TAVOLA****e****PIANO DI LOTTIZZAZIONE****VALIDAZIONE DELL'ELABORATO**

*Pietro Catta*  
*Luca Vab*  
*Passero Elena*  
*Passero Maddalena*  
*Passero Maurizio*  
*Cocco Livio Antonio*  
*Maeddu Riccardo*  
*M...*

# Comune di Decimomannu

## PROVINCIA DI CAGLIARI

**TITOLO****LOTTIZZAZIONE "FOSCOLO" IN DECIMOMANNU - VAR. 4****OGGETTO****RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA****PROGETTISTI INCARICATI****Dott. Ing. Sandro CATTA**

ORDINE INGEGNERI  
 PROVINCIA CAGLIARI

N. 3779

Dott. Ing. SANDRO CATTA

**Dott. Ing. Massimo ZUCCA**

ORDINE INGEGNERI  
 PROVINCIA CAGLIARI

N. 3430

Dott. Ing. MASSIMO ZUCCA

**GEOLOGO****Dott. Geologo Giovanni SANNA**

Casella Postale n. 38 Succursale Cagliari 10



ORDINE DEI GEOLOGI  
 REGIONE SARDEGNA

N. 149

Dott. Geol. GIOVANNI SANNA

**DATA****Aprile 2005****TIPO****Documento****COMMITTENTE**

Signori: CADAU - COCCO - MAEDDU  
 MUSCAS - PASSERO' - VADO

**RESP. DEL PROCEDIMENTO****Dott. Ing. Sergio GARAU**

**INDICE**

Relazione geologico - tecnica	pag. 03
Geologia	" 05
Idrogeologia	" 06
Calcolo portanza e cedimenti di fondazioni superficiali	" 07

## RELAZIONE GEOLOGICO - TECNICA

RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN PIANO DI LOTTIZZAZIONE PRIVATO,  
NEL COMUNE DI DECIMOMANNU.

La presente relazione geologico - tecnica interessa la realizzazione di un Piano di Lottizzazione privata di proprietà dei "Sigg. Cadau Pietro, Madeddu, Masala, Muscas Giovanni, Passerò Faustina, Passerò Elena, Passerò Maddalena, Cocco Salvatore Giovanni" ubicato in località Cungiau de Arrocca, nel Comune di Decimomannu e l'area è rappresentata da un quadrilatero ABCD i cui vertici hanno approssimativamente la Via Nazionale, Via Ugo Foscolo, Viale Repubblica e il Parco di Santa Greca.

L'area dove dovrà essere realizzato l'intervento edilizio è situata rispetto all'abitato di Decimomannu nella parte sud - occidentale ed è nel Nuovo Catasto Terreni distinta al Foglio 11, Mappali 517, 701 (parte), 1401 (parte), 1460, 1634, 1635, 1720, 1722, 1815, 1817, 1821, 1823, 1926, 2157.

La cui superficie complessiva dell'intervento è di 13.437 mq. che comprende strade, aree verdi e lotti edificabili.

Tale settore costituisce, nel vigente strumento urbanistico Piano Urbanistico Comunale un comparto ricadente in zona C di 12.925 mq., di cui 9.013 mq. verranno destinati a lotti edificabili e la parte restante di 3.912 mq. verrà ceduta al Comune di Decimomannu per la realizzazione di servizi e viabilità e un comparto ricadente in zona B di mq. 512 destinato interamente a zona edificabile.

I dati e gli elaborati derivano da osservazioni di campagna, da analisi di laboratorio e dalla documentazione che il Committente ha fornito per un migliore e proficuo svolgimento di questa relazione.

La ricerca geologica si è svolta soprattutto sul terreno, ed in laboratorio con l'ausilio delle foto aeree e dalla scarsa bibliografia su questo settore e su questa attività in particolare.

L'area ricade nella Sardegna centro - meridionale, nel territorio del Comune di Decimomannu, Provincia di Cagliari, ed è compresa nella tavoletta topografica al Foglio 556 Sez. I (Villasor) dell'I.G.M.; più precisamente nel settore sud - orientale della suddetta tavoletta nel Campidano meridionale.

Per quanto riguarda la viabilità l'area è situata all'interno dell'abitato di Decimomannu ed è facilmente raggiungibile, inoltre attraverso la s.s. 130 l'area è servita da una rete viaria ben sviluppata che permette un rapido collegamento con le principali arterie della Sardegna.

Il lotto in oggetto si trova ad una quota superiore di 90 cm rispetto a quella della via E. Lussu in prossimità dell'argine sinistro del canale costruito per drenare verso il Rio Flumineddu le acque della zona soprastante.

Tutte le quote che prenderemo in considerazione faranno riferimento a quella del piano stradale della via E. Lussu indicata come quota 0 (zero).

## GEOLOGIA

La geologia di questo settore, come d'altronde quella di tutto il territorio di Decimomannu è abbastanza semplice e lineare.

Il substrato è costituito essenzialmente da una successione marnoso-arenacea di età lariano-serravalliana (Miocene medio) rinvenibile, quando non affiora direttamente, subito al disotto dello strato arenato di campagna e negli scavi per le opere civili all'interno dell'abitato.

Questi livelli argilloso-marnosi, ricchi in microfaune planctoniche, sono abbastanza compatti e stabili mentre i livelli arenacei intercalati risultano in genere abbastanza incoerenti.

La formazione marnoso-arenacea è coperta quasi sempre da un deposito più o meno sottile costituito essenzialmente dal materiale eluviale del substrato marnoso-arenaceo e dei terrazzi plio-quadernari visibili a N e a NE dell'abitato di Decimomannu.

Questi suoli superficiali presentano sempre un profilo da franco-sabbioso a franco sabbioso argilloso in superficie passante a francamente argilloso in profondità. I pochi decimetri affioranti nel nostro settore costituiscono la base di questi profili e, dato l'esiguo spessore, non rivestono alcun interesse di carattere geotecnico o idrogeologico.

Tutto il complesso risulta leggermente inclinato, con immersione verso SW normalmente alle direttrici tettoniche campidanesi.

Per verificare la natura del sottosuolo che sarà interessato dalla fondazione dei fabbricati in oggetto è stato eseguito uno scavo profondo 3 m sotto il piano di campagna equivalenti a circa 4 m sotto il piano stradale.

Il suddetto scavo ha confermato la presenza del substrato marnoso compatto sotto uno strato arenato di alcuni decimetri.

## IDROGEOLOGIA

L'idrografia superficiale del settore è caratterizzata dalla presenza del Rio Flumineddu per il drenaggio delle aree circostanti l'abitato di Decimomannu che a sua volta confluisce nel Rio Flumini Mannu. Questo canale essendo scavato nelle argille impermeabili, non ha alcuna influenza sul regime della falda che, si trova ad una quota inferiore a quella del suddetto Rio il cui letto risulta circa 5,50 m sotto la quota zero del piano stradale.

La presenza di alcuni pozzi ha permesso di stabilire la natura e la geometria della falda che è da considerare una FALDA IN PRESSIONE.

Essa infatti scorre tra due strati impermeabili di argilla, immergenti verso SW che è anche la direzione verso cui avviene il deflusso.

L'area di alimentazione è invece da ricercare più a Nord dove affiorano estesamente le arenarie permeabili che costituiscono l'acquifero.

Dalle osservazioni fatte nel pozzo scavato (P1) e in quello adiacente P2, si è potuta ricostruire la superficie piezometrica.

Considerando come quota 0 (zero) di riferimento quella del piano stradale di via E. Lussu, i livelli piezometrici nei tre pozzi considerati sono risultati:

Pz1 = -4.80 m

Pz2 = -5.10 m

Si è potuto così ricostruire l'andamento delle ISOFREATICHE e la direzione SW del DEFLUSSO della falda.

Comune di	Decimomannu (Cagliari)
Progetto	Realizzazione di un Piano di Lottizzazione privata
Il Progettista	Ing. ZUCCA Massimo
Il DL	Ing. ZUCCA Massimo

## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

### Normative di riferimento

- 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

### Con particolare riferimento a:

D.M. 11/3/88; 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

## 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:



### 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 cunco 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:

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

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

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

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

**Formula di Meyerhof (1963)**

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_j$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{array}{ll} \text{Carico verticale} & q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} & q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{array}$$

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

#### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof, le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s'_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

*Fattori di inclinazione del carico*

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

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

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

*Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):*

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

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

$$g_q = g_\gamma = (10.5 \tan \beta)^5$$

*Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)*

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

**Formula di Vesic (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e Zienkiewicz (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri  $c$  e  $f$ .

### Fattore di correzione in condizioni sismiche.

#### *Criterio di Vesic*

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

#### *Criterio di Sano*

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg \left( \frac{A_{max}}{\sqrt{2}} \right)$$

dove  $A_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

## CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$ ).

Se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

$RR$  Rapporto di ricompressione;

$CR$  Rapporto di compressione;

$H_0$  spessore iniziale dello strato;

$\sigma'_{v0}$  tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$  incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri  $RR$  e  $CR$  si fa riferimento al modulo edometrico  $M$ ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ( $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$ ) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

### Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

$H_c$  è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

$C_\alpha$  è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

$T$  tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

$T_{100}$  tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

## CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a  $4B$ , nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a  $2B$  per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

$\Delta q$  rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

$I_z$  è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di  $2B$ , per fondazione circolare o quadrata, e a profondità  $4B$ , per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di  $I_z$  si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$  per fondazione circolare o quadrata

$B$  per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left( \frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove  $\sigma_{vi}$  rappresenta la tensione verticale efficace a profondità  $B/2$  per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità  $B$  per fondazioni nastriformi.

$E_i$  rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato  $i$ -esimo considerato nel calcolo;

$\Delta z_i$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo;

$C_1$  e  $C_2$  sono due coefficienti correttivi.

Il modulo  $E$  viene assunto pari a  $2.5 q_c$  per fondazioni circolari o quadrate e a  $3.5 q_c$  per fondazioni nastriformi.

Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di  $L/B$ .

Il termine  $q_c$  che interviene nella determinazione di  $E$  rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

$R_3 = 0,3$  costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

$R = 0,8$  nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

## DATI GENERALI

Larghezza fondazione	m
Lunghezza fondazione	m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza d'incastro	m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	5,0°
Fs di sicurezza sul carico limite	3,0
Acc. massima orizzontale (g)	0,0
Cedimenti dopo T anni	10,0
Profondità falda	5,0

## 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  
 secondari

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cm/s)	Cs
10,0	1760,0	0,0	18,0	18	0,41	0,41	4,0	0,0	0,0	0,003	0,008

## CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE

(Provenienti da struttura)

Pressione verticale (Kg/m<sup>2</sup>) 60182,97

## CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970)

Fattore Nq	6,07
Fattore Nc	13,81
Fattore Ng	2,5
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,5
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	0,97
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,02
Fattore Dq	1,39
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	0,8
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,98
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	0,8
Fattore Bg	1,0

<b>Pressione limite</b>	11,05 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	1,64 Kg/cm <sup>2</sup>

---

**CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955)**

---

<b>Fattore Nq</b>	7,26
<b>Fattore Nc</b>	16,92
<b>Fattore Ng</b>	4,75
<b>Fattore Sc</b>	1,0
<b>Fattore Sg</b>	1,0

---

<b>Pressione limite</b>	7,72 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	1,3 Kg/cm <sup>2</sup>

---

**Il Tecnico**  
Dott. Geol. Giovanni Sanna  
Casella Postale n. 38 Succursale CA 10  
Telef. 328 6196986  
09129 - CAGLIARI

**I Committenti**  
Sigg. Cadau P., Cocco S. G., Vado L., Madeddu,  
Masala, Muscas G. e Passerò E, F, M.

DECIMOMANNU