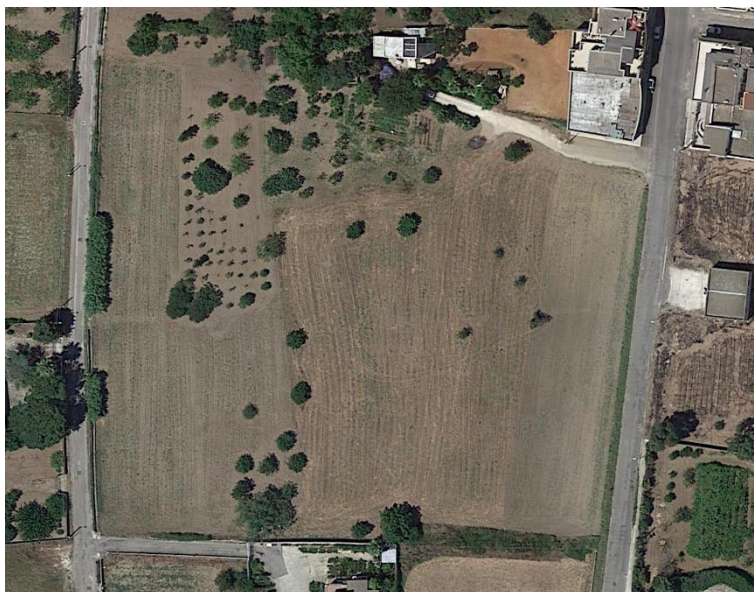


COMUNE DI ORIA

PROVINCIA DI BRINDISI



RELAZIONE GEOTECNICA

PIANO DI LOTTIZZAZIONE DELL'INSULA C 5

Committente:

MOLA FABIANA

nata a MESAGNE (BR) il 19/01/1984

Cod. Fisc. MLOFBN84A59F152T

MOLA GIOVANNI

nato a MESAGNE (BR) il 16/01/1993

Cod. Fisc. MLOGNN93A16F152F

MOLA VALERIA

nata a MESAGNE (BR) il 08/08/1989

Cod. Fisc. MLOVLR89M48F152K

ZANZARELLI ANTONIO

nato a ORIA (BR) il 25/01/1961

Cod. Fisc. ZNZNTN61A25G098K

ZANZARELLI ANNA

nata a BRINDISI (BR) il 01/01/1965

Cod. Fisc. ZNZNNA65A41B180X

ZANZARELLI COSIMO

nato a BRINDISI (BR) il 14/05/1969

Cod. Fisc. ZNZCSM69E14B180I

Tecnico:

Ing. Vincenzo PESCATORE

via Torneo dei Rioni, 30

72024 Oria (BR)

Luogo e Data:

Oria, 31/01/2025

Rev.:

00

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	LOCALIZZAZIONE DELL'AREA	4
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO	5
4.	IDROGRAFIA	6
5.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI PROGETTO	7
6.	CONCLUSIONI	17

STUDIO TECNICO D'INGEGNERIA

Dott. Ing. Vincenzo PESCATORE
Via Torneo dei Rioni, 30 – 72024 Oria (Br)
Tel: 0831 845970 Fax: 0831 840780
e-mail: vincenzopescatore@gmail.com
PEC pescatore.vincenzo@ingpec.eu

1. PREMESSA

Lo scopo della presente relazione è quello di dare delle indicazioni sulla geometria dei terreni interessati dalle opere di costruzione dei sottoservizi, delle strade e sottostanti le fondazioni degli edifici in progetto, oltre che sulle caratteristiche meccaniche e geotecniche delle terre e delle rocce e sulla resistenza e sollecitazione che gli stessi terreni possono subire a seguito dei sovraccarichi delle infrastrutture e delle strutture da realizzare.

2. LOCALIZZAZIONE DELL'AREA

L'area interessata è ubicata a sud dell'abitato di Oria lungo via Manduria, ad una quota di **106 metri s.l.m.**. Nella disposizione dell'I.G.M. ricade nel **Foglio 203, Quadrante III, Tavoleta N.E. "Oria"** (cfr. allegato stralcio), coordinate geografiche: longitudine, 17° 38' 33,27" ad est di Greenwich e latitudine 40° 29' 31,35" a nord dell'equatore.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO

La morfologia della zona, oggetto di indagine, è caratterizzata dalla presenza di una monoclinale inclinata verso nord con pendenza superiore ai 5°. La superficie topografica dell'area può essere considerata pianeggiante; la quota media è pari a 106,00 m s.l.m..

Il rilievo geologico della zona, l'esecuzione di indagini ed il rilevamento geologico di superficie e anche di fronti di scavo a sezione ampia, hanno fornito il quadro della struttura del sottosuolo evidenziando la natura e la sequenza stratigrafica presente nella zona di indagine; come già accennato nella premessa è stato effettuato un sondaggio geognostico a carotaggio continuo (cfr. documentazione fotografica allegata), che mette in evidenza la successione litostratigrafica dei litotipi affioranti nell'area e la profondità dell'acquifero.

La presenza di affioramenti dei calcari, disposti in maniera casuale e la giacitura leggermente inclinata verso nord-est, identificano un substrato continuo ed omogeneo.

La sequenza stratigrafica evidenziata è la seguente:

- 0.00 – 1.40 metri, terreno agrario di copertura con inclusione di ciottoli calcarenitici;
- 1.40 – 2.00 metri, calcarenite alterata, poco cementata (Postcalabriano);
- 2.00 – 11.50 metri, argilla sabbiosa con inclusioni ghiaiose;
- **Falda acquifera (con livello a 13,50 metri);**
- 11.50 – 15.00 metri, calcarenite mediamente cementata.

Il quadro stratigrafico mostra che le diverse unità affioranti (cfr. stralcio carta geologica), possono essere distinte in quattro gruppi, in base ai caratteri di facies in relazione all'evoluzione geodinamica dell'area dal Cretaceo ai nostri giorni:

- Il primo è formato dalle formazioni cretacee costituite da depositi di piattaforma carbonatica interna; **calcari di vario genere;**
- Il secondo è composto da più formazioni del Terziario, anch'esse carbonatiche ma con caratteri paleoambientali indicanti ambienti aperti, più o meno profondi; **calcari e calcareniti con foraminiferi e calcilutiti;**
- Il terzo è costituito da più unità che formano un ciclo sedimentario completo, chiuso da depositi continentali; **calcareniti e argille subappennine;**
- Il quarto, infine, comprende un insieme di unità disposte in terrazzi, riferibili ad ambienti costieri, di transizione o continentali; **conglomerati, depositi marini, brecce e depositi alluvionali.**

4. IDROGRAFIA

A seguito al sondaggio geognostico effettuato è possibile riscontrare:

- la presenza nel territorio rilevato della così detta ***falda freatica superficiale*** (a profondità variabile) e la direttrice secondo lo studio delle isofreatiche (dai 12,5 ai 13,5 metri s.l.m.) verso sud-sud est;
- la presenza della ***falda freatica profonda*** a circa 100 metri dal p.c. secondo le indicazioni riportate nella carta delle isofreatiche.

La falda superficiale, presente nell'area a profondità che oscilla tra i 12,5 e i 13,5 metri, è alimentata dalle acque meteoriche d'infiltrazione superficiale, mentre quella carsica trova alimentazione in un più vasto bacino idrografico che è quello dei massicci calcarei.

La prima, di modesta portata, localizzata nei sedimenti sabbioso conglomeratici e calcarenitici di copertura circola a pelo libero ad una profondità di pochi metri all'interno dell'area rilevata; la seconda, molto più consistente, si localizza invece nel basamento carbonatico ad una profondità di 90-100 m dal piano campagna.

La direttrice prevalente di deflusso verso SE è con cadente piezometrica media pari a 0.8‰ ; circola ad una profondità di pochi metri nel territorio e attraversando le dune fossili dell'abitato si perde nelle unità sottostanti alimentando così la falda freatica profonda.

La percentuale d'acque meteoriche che si infila nel terreno, dipende da una serie di fattori quali:

- morfologia, geologia, tipo di manto vegetale, pendenze, pavimentazioni, coperture, ecc...

Nel caso in esame si può valutare in 30-40% delle precipitazioni medie annue.

5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI PROGETTO

Qui di seguito sono riportate delle notizie di carattere geotecnico scaturite in seguito a delle prove e dei sondaggi in sito effettuati dallo scrivente su delle formazioni simili a quelle che saranno interessate dai lavori di cui in oggetto.

La situazione stratigrafica rilevata è omogenea e conforme a quella individuata nella relazione geologica.

L'area su cui ricade il sito si presenta mediamente antropizzata, le opere presenti sono esclusivamente imputabili ad insediamenti civili caratterizzati solitamente da fabbricati e strade di collegamento.

Quanto emerso dalle indagini, integrato dalle conoscenze acquisite in letteratura sull'area di studio, ha consentito di classificare il suolo e il sottosuolo ai sensi dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, *recepita dalla Regione Puglia nel marzo 2004*, come suolo di fondazione della Categoria "C".

Carico Limite e Cedimenti (Cenni teorici)

Di seguito si riportano normative di riferimento, cenni teorici, dati di calcolo per la soluzione di fondazioni superficiali, così come ipotizzato dalla committenza.

Normative di Riferimento

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico Limite

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:

$t = c + s' \operatorname{tg} j$ valida anche per i terreni.

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

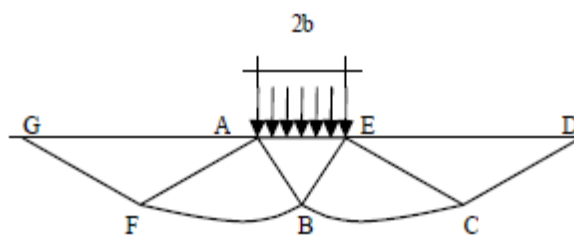
- a) Materiale privo di peso e quindi $g=0$;
- b) Comportamento rigido – plastico;
- c) Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $t=c + s' \operatorname{tg} j$;
- d) Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana);
- e) 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 $45^\circ + j/2$ 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 due 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 $\pm(45^\circ + j/2)$ 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 $q = B' c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

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

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

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, g^10) 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 $h=2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: g^10 , $\varphi=0$, $c=0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A' g^1 + B' c$$

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 γ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di γ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $g_2=0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A' g' h + B' c + C' g' b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito j del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo j 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:

$$tgj_{rid} = 2/3 \cdot tgj \text{ e } c_{rid} = 2/3 \cdot c$$

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

$$q_{ult} = c' N_c' s_c + g' D' N_q + 0.5 g' B' N_g' s_g$$

dove:

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

$$a = e^{(0,75\pi - \frac{\varphi}{2}) \tan \varphi}$$

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

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

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:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_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:

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

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 .

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

STUDIO TECNICO D'INGEGNERIA

Dott. Ing. Vincenzo PESCATORE
Via Torneo dei Rioni, 30 – 72024 Oria (Br)
Tel: 0831 845970 Fax: 0831 840780
e-mail: vincenzopescatore@gmail.com
PEC pescatore.vincenzo@ingpec.eu

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

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

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \sin \varphi'$ per forma quadrata o circolare

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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).

Verifica a Slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di una fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

La verifica di tale sezione di calcolo esula dal presente studio in quanto non si hanno sufficienti dati di progetto per la corretta effettuazione del calcolo.

Cedimenti Elastici

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B' \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

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:

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

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 s'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < s'_p$).

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

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

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{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:

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

in cui:

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

C_α 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.

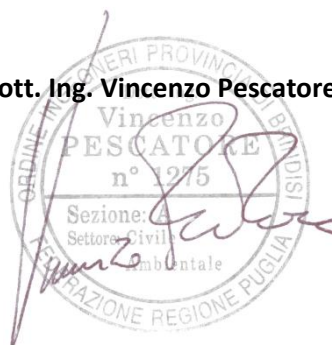
6. CONCLUSIONI

L'area di fondazione presenta globalmente caratteristiche di omogeneità stratigrafica e litologica anche se non si escludono possibili differenziazioni localizzate.

Eventuali presenze a livello del piano di fondazione di depositi poco consistenti comporteranno la bonifica con asportazione e risarcimento dei volumi asportati ed eventuale ampliamento della fondazione.

Oria, lì 31 gennaio 2025

Dott. Ing. Vincenzo Pescatore



STUDIO TECNICO D'INGEGNERIA

Dott. Ing. Vincenzo PESCATORE
 Via Torneo dei Rioni, 30 – 72024 Oria (Br)
 Tel: 0831 845970 Fax: 0831 840780
 e-mail: vincenzopescatore@gmail.com
 PEC pescatore.vincenzo@ingpec.eu