

Studio di Geologia tecnica e ambientale

Dr. Joannis Papadakis: Via Asmara 13A – 72024 Oria (Br)

Committente:

Sig. Antimo Dell'Aquila

Progetto:

"Piano di Lottizzazione dell'Insula C16"

Centro Abitato – Oria (Br)



Studio

- *Geolitologico, geomorfologico, idrogeologico*
- *Sismico*
- *Geotecnico*

Ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, decreto del 17.01.2018

ORIA: gennaio 2021

Relazione geologico - tecnica

Norme Tecniche per le Costruzioni, decreto del 17.01.2018

Indice

Oggetto dell'indagine " 1

Studio Geolitologico

1. Caratteri geolitologici " 2

Studio Geomorfologico

2. Morfologia " 8

Studio Idrogeologico

3. Caratteri idrogeologici " 9

4. Permeabilità dei litotipi " 12

Modellazione Sismica

5. Azione sismica " 15

Studio Geotecnico

6. Prove in situ " 19

7. Caratterizzazione geotecnica " 22

- Conclusioni " 31

Oggetto dell'indagine

Su incarico del sig. **Dell'Aquila Antimo**, nell'ambito del "**Piano di lottizzazione dell'Insula C16**" (*parere strumenti urbanistici attuativi*), da realizzare in **Oria (Br)**, in un'area compresa tra Via Spirito Santo e Viale Regina Margherita, angolo Via Edoardo De Filippo, è stato effettuato uno studio geologico nel lotto interessato.

Detto studio, eseguito in ottemperanza alla normativa vigente (decreto ministeriale delle infrastrutture del 2008), è stato articolato nelle seguenti fasi:

- Rilevamento geolitologico, geomorfologico e delle condizioni idrogeologiche;
- Esecuzione di tre prove penetrometriche (S.P.T.), atte a determinare le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione;
- Esecuzione di un sondaggio elettrico verticale (S.E.V.);
- Valutazione delle caratteristiche geolitologiche e geomorfologiche dei litotipi affioranti in relazione alla sua edificabilità;
- Determinazione del coefficiente sismico di fondazione in seguito ad una prova effettuata all'interno dell'area.

Lo studio geologico e geotecnico si è svolto in ottemperanza al D.M. del 11/03/1988, all'ordinanza del presidente del consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003 e alle disposizioni dettate dalle nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni D.M. del 17/01/2018.

Il presente studio è finalizzato unicamente all'ottenimento del parere sugli strumenti urbanistici *ex art. 89 del D.P.R. 380/01 (pareri sugli strumenti urbanistici) ed ex art. 13 legge 64 del 02.02.1974 (Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche)* e, pertanto dalle analisi effettuate, procede ad una serie di valutazioni e verifiche atte a stabilire le condizioni ed i criteri di intervento più idonei da adottare.

Studio geolitologico

1. Caratteri geolitologici

1.1 *Caratteri generali*

Nel quadro geologico regionale la Puglia, di cui le Murge e il Salento sono due parti molto rappresentative, è compresa fra l'Adriatico meridionale e lo Ionio settentrionale e costituisce la più estesa area di avampaese "*africano*" in Italia. Questo individuatosi nel Terziario durante l'orogenesi appenninico-dinarica, è rappresentato da una regione carbonatica autoctona poco deformata, che si sviluppa in aree emerse e sommerse.

In affioramento corrisponde gran parte dell'area pugliese; la struttura si presenta uniforme con un basamento costituito da crosta continentale e una spessa copertura sedimentaria prevalentemente carbonatica.

Per quanto riguarda la copertura sedimentaria, **costituita da formazioni che sono in affioramento nella nostra regione**, è stata riconosciuta dal basso la presenza di facies terrigene fluvio-deltizie; la sovrastante successione carbonatica presenta facies di piattaforma mentre i depositi più recenti sono rappresentati da facies organogene e/o calcarenitiche oltre che da depositi di mare sottile carbonatico-terrigeni.

Lo spessore complessivo della copertura sedimentaria supera i 7000 metri. Nell'area qui considerata, di questa potente successione affiorano la parte superiore, di età cretacea, per uno spessore di circa 3000 metri, nonché le sottili coperture cenozoico-neozoiche trasgressive, per uno spessore attorno a 850 metri.

Sotto l'aspetto morfostrutturale l'avampaese affiorante corrisponde alla parte più sollevata di un'ampia struttura antiforme, allungata in direzione WNW-ESE interessata da più sistemi di faglie con diversa orientazione. I fianchi della struttura sono ribassati per blocchi sia a WSW verso l'avanfossa bradanica, sia ad ENE verso l'Adriatico. Lungo l'asse della struttura, faglie ad andamento trasversale hanno determinato la separazione dell'avampaese in blocchi (Gargano, Murge, Salento) sollevati in modo differenziale, ognuno dei quali presenta caratteri tettonici peculiari.

Nel nostro territorio e nel suo hinterland il ciclo trasgressivo Pleistocenico si è svolto dando luogo ad una successione di sedimenti marini e formazioni continentali il cui spessore,

variabile in funzione della profondità del substrato calcareo, raggiunge uno spessore di poche decine di metri.

Dai dati reperiti in letteratura e confrontati con i risultati ottenuti da un rilevamento geologico di ricognizione effettuato nell'area in concomitanza del presente lavoro si riconosce il seguente assetto stratigrafico, dal basso verso l'alto:

- *Calcare di Altamura del Cretaceo Superiore;*
- *Serie della Fossa Bradanica* comprendente le seguenti unità formazionali:
 - *Calcareniti di Gravina del Pliocene superiore-Calabriano;*
 - *Argille Subappennine del Calabriano;*
- *Coperture Postcalabriane;*
- *Depositi dunari e retrodunari di Oria:*
 - *Dune del Calabriano-Pretirreniano;*
 - *Bolo* dello stesso piano cronologico.

Qui di seguito saranno descritte le unità menzionate nello stesso ordine stratigrafico.

- *Calcare di Altamura* -

La formazione più antica è rappresentata da calcari e da dolomie calcaree di colore grigio-nocciola, in strati di potenza variabile e talora con giacitura massiccia. Si tratta di intraspariti pelmicriti con plaghe di calcite spatica di ricristallizzazione. Tale formazione è costituita da rocce molto compatte, ma nello stesso tempo è interessata da numerose fratture a piani subverticali e da processi di dissoluzione. Per queste peculiari caratteristiche la formazione calcareo-dolomitica forma l'acquifero più importante con la ben nota *falda freatica profonda*. Per quanto riguarda la potenza degli affioramenti, questa si aggira su qualche migliaio di metri.

L'età del *Calcare di Altamura* è ascrivibile al *Senoniano*.

Serie della Fossa Bradanica

- *Calcareniti di Gravina* -

Sui calcari e dolomie descritte poggia, con discordanza angolare, la formazione delle *Calcareniti di Gravina*. Tale formazione è composta essenzialmente da calcare granulare tenero, poroso e poco compatto, di colore bianco-giallastro, a grana variabile da ruditica a siltitica. I granuli sono di tipo concrezionato, formati cioè da aggregati di particelle carbonatiche a legante

calcitico di origine chimica. In merito al contenuto paleontologico, si osservano abbondanti macrofossili rappresentati da gusci di Molluschi e Brachiopodi.

Le calcareniti poggiano sul basamento cretacico, e nella parte a contatto presentano le caratteristiche litologiche di roccia formata in ambiente di mare poco profondo, se non addirittura di costa, con apporti di varia natura e con livelli costituiti quasi interamente da macrofossili.

Le *Calcareniti di Gravina*, per il loro contenuto paleontologico, sono riferibili al *Calabriano*.

- Argille Subappennine -

Sulle calcareniti poggiano con continuità stratigrafica le *Argille Subappennine*. Per quanto detto, tale passaggio è graduale e dalle sabbie leggermente argillose si passa alle argille vere e proprie. Si tratta di argille molto plastiche di colore grigio-azzurro con intercalati banchi di sabbia che a luoghi assumono la forma lenticolare e sono localizzati sia nella parte inferiore, a contatto con le sottostanti calcareniti, sia in quella superiore, a contatto con la formazione delle *Calcareniti di Monte Castiglione*. Quest'ultima formazione non è rappresentata nel nostro territorio. La potenza massima delle *Argille Subappennine* è intorno ai 10-15 metri.

Per il contenuto micropaleontologico, la suddetta formazione è ascrivibile al *Calabriano*.

Coperture Postcalabriane

Nell'area sino ad ora esaminata, sulle *Argille Subappennine*, poggia in contatto trasgressivo il deposito calcarenitico attribuito al 2° dei *cicli trasgressivi* del *Postcalabriano*. Tale unità informale si è deposta a seguito del ritiro del mare verso le attuali coste. La potenza di tale deposito è scarsa e si aggira sui 10 metri nei punti di maggiore spessore. Generalmente poggia su superfici di abrasione marina. Nel *foglio Brindisi* sono stati evidenziati 6 *cicli* diversi.

Nella zona in esame affiorano unicamente i prodotti riferibili al *Postcalabriano II* (2° ciclo) mentre l'unità *Postcalabriano III* (3° ciclo) si rinviene a sud del Centro Abitato di Oria. L'unità in questione è formata da calcareniti a grana variabile, di colore giallo-rossastro o bruno, o da calcari arenaci a grana fine di colore grigio chiaro a stratificazione nastriforme.

Frequentemente ha intercalate lenti di sabbia più o meno argillosa. La copertura in esame ha una stratificazione molto irregolare e, a luoghi si presenta secondo corpi massicci. Per quanto riguarda il contenuto paleontologico, gli strati calcarenitici contengono orizzonti con gusci di specie di molluschi tipici di mare costiero. La microfauna è rappresentata da foraminiferi *bentonici*.

Depositi dunari e retrodunari di Oria

- Dune -

Sull'unità della *Copertura Postcalabriana*, poggiano le *dune fossili* formanti un cordone allungato di circa 8 km, secondo una direzione Est-Ovest. I *depositi dunari* sono costituiti da sabbie ben classate e con vario grado di cementazione e strati il cui spessore varia da qualche cm ad un massimo di 1 dm. Caratteristica di tali depositi è la discordanza angolare dovuta alla stratificazione incrociata. Sul versante settentrionale prevalgono le immersioni degli strati a *N*, *NNE*, *NNO*, con pendenze massime di 35°, mentre sul versante meridionale le pendenze risultano attenuate con immersioni verso *S* e *SSE*. Ciò evidenzia un'azione di accumulo dovuto a venti con direzione *S-N*.

Dal punto di vista mineralogico il sedimento è composto da granuli di quarzo e di calcare arrotondati con cemento intergranulare rappresentato da calcite spatica. Per quanto riguarda l'età questa è compresa tra il tardo *Calabriano* ed il *Pretirreniano*.

- Bolo -

I depositi limo-palustri affiorano in modo esteso, immediatamente a nord del Centro Abitato, mentre aree di più modeste dimensioni sono rilevabili in tutto il territorio.

Sono costituiti da masse terrose di granuli molto fini e di colore bruno-rossastro, formate da sabbie argillose includenti concrezioni mangesifere e noduli bauxitici. Il colore rossastro è dovuto alla presenza di idrati di ferro. Tali depositi si sono formati in laghi retrostanti rispetto alle dune e risultano coevi ai depositi dunari. Il *Bolo* è un discreto terreno di fondazione specialmente se lo si considera in alternativa alla formazione delle *Argille Subappennine* (preponderante nella zona nord dell'Abitato).

Lo spessore massimo si aggira intorno ai 5 metri (Nuovo Municipio).

Studi approfonditi su tali depositi plio-pleistocenici hanno evidenziato come gli spessori varino, diminuendo, spostandoci dalla costa verso l'interno e spostandoci da Ovest verso Est. Queste circostanze comportano, a seguito d'eteropie laterali e verticali, un assetto stratigrafico leggermente diverso a seconda delle zone considerate.

L'attuale configurazione geologica è frutto della tettonica distensiva che ha interessato il basamento carbonatico durante il terziario e creato un'alternanza di rilievi e depressioni con andamento preferenziale NNW-SSE.

Come naturale conseguenza di una tale tettonica, il sistema di faglie principale assume la stessa direzione. Si tratta di faglie normali che hanno provocato il movimento relativo di porzioni dell'impalcatura calcarea cretacea con blocchi in sollevamento (horst) sugli altri sprofondati (graben).

L'area di studio si colloca quindi in corrispondenza dell'appendice di un alto morfologico (horst rappresentato dall'altopiano murgiano) immergente verso SSE, ai margini occidentali di quella che qualche autore ha definito la "Conca di Brindisi", laddove si sono deposte in trasgressione le sequenze sedimentarie Plio – Pleistoceniche.

Le Murge, altopiano che si sviluppa prevalentemente nella provincia di Bari ed il cui tratto terminale, immergente verso SSE, cade nella zona del tarantino e del brindisino, sono caratterizzate da una monoclinale il cui orientamento è sub-parallelo alla linea di costa e la cui immersione varia tra 5° e 20° a SSW.

Le formazioni in esse affioranti mostrano uno stile tettonico essenzialmente tabulare con pieghe a raggio molto ampio, fianchi poco inclinati e blande ondulazioni trasversali; queste condizioni rendono difficile stabilire la loro direzione assiale. Tenendo presente che il numero delle misure di strato con direzione WNW-ESE è statisticamente superiore, si può affermare che esse hanno un andamento molto vicino alla direttrice appenninica.

I piegamenti sono relativamente intensi solo nelle formazioni cretacee, mentre sono quasi impercettibili nelle formazioni plio-pleistoceniche.

Per quanto concerne le faglie, l'uniformità litologica dei terreni cretacei e la mancanza di livelli di riferimento non consentono una facile individuazione del loro andamento.

Nell'area murgiana si riconosce comunque la presenza di due sistemi principali di faglie normali: il primo, più evidente, a direzione appenninica, che ha causato il sollevamento del lato più interno dell'altopiano cretaceo; il secondo, a direzione SW-NE, interrotto dal primo. La dislocazione dei blocchi ha originato un'estesa struttura a gradinata orientata anch'essa da WNW a ESE.

Le faglie sono generalmente subverticali e con rigetti non superiori a qualche decina di metri; la loro età dovrebbe essere ascrivibile almeno al Calabriano (Pleistocene inf.) per la presenza di lembi residui di calcareniti calabriane a quote notevolmente più elevate rispetto a quelle affioranti lungo il bordo adriatico.

I sistemi di faglia interessano prevalentemente le successioni mesozoiche. In corrispondenza della piana brindisina, caratterizzata dalla presenza di formazioni plio-pleistoceniche, non sono state rilevate faglie, se si esclude quella orientata SW-NE posta al confine tra le Murge ed il Salento che ha portato alla formazione della depressione tettonica aperta sul lato adriatico, rappresentata dalla "Conca di Brindisi".

All'interno di queste zone strutturalmente depresse, tuttavia, è possibile la presenza di faglie anteriori ai terreni plio-pleistocenici, che risultano perciò sepolte dagli stessi.

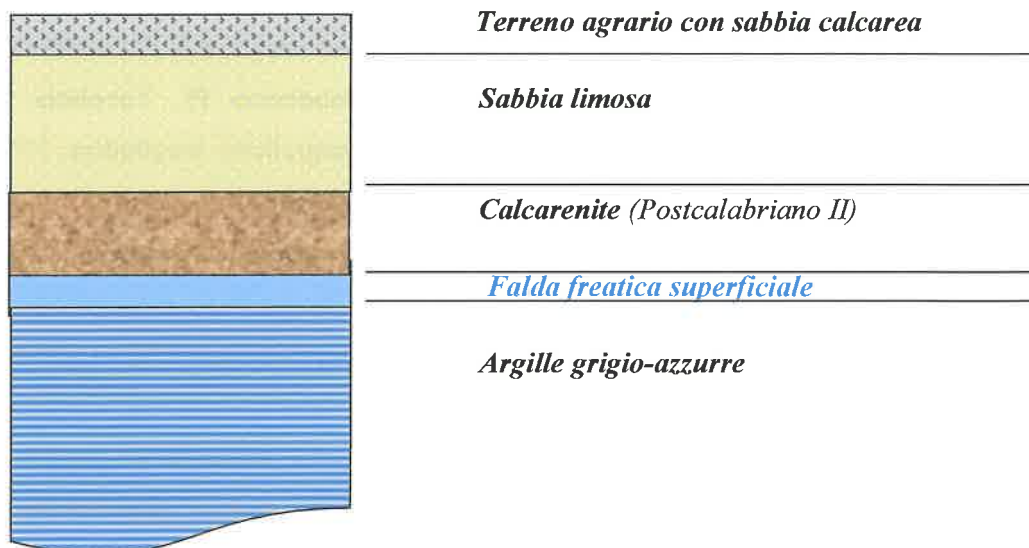
In un siffatto quadro morfo-tettonico, l'area di studio si colloca, quindi, in posizione centrale rispetto alla penisola salentina ad una distanza dal mare pari a 20 Km ca., posto in direzione Sud.

1.2 Caratteri locali

Nel nostro territorio e nel suo hinterland il ciclo trasgressivo Pleistocenico si è svolto dando luogo ad una successione di sedimenti marini e formazioni continentali il cui spessore, variabile in funzione della profondità del substrato calcareo, raggiunge uno spessore di poche decine di metri.

Dai dati reperiti in letteratura e confrontati con i risultati ottenuti dalle prove effettuate nell'area in concomitanza del presente lavoro si riconosce il seguente assetto stratigrafico, dal basso verso l'alto:

Colonna litostratigrafica



Studio geomorfologico

2. Morfologia

2.1 *Caratteri generali*

Il territorio delle Murge corrisponde ad un esteso altopiano poco elevato, allungato in direzione WNW-ESE, che si estende dalla bassa valle dell'Ofanto alla "Soglia messapica" (trasversale Taranto-Brindisi). E' delimitato a SW, lato bradanico, a NW lato ofantino, e a NE lato adriatico da alte scarpate e ripiani poco estesi. Al contrario lungo il versante adriatico, dove l'altopiano scende verso il Salento, le Murge sono caratterizzate da una serie di vasti ripiani che digradano a mezzo di scarpate, alte al massimo di poche decine di metri.

La Penisola salentina è conformata, nella sua parte settentrionale da estese superfici pianeggianti e a sud da una serie di rilievi (*serre salentine*) allungati in direzione NW-SE, con elevazioni non superiori ai 200 m. intervallati da depressioni variamente estese.

2.2 *Caratteri locali*

L'area interessata è ubicata a nord del centro abitato, ad una quota di **121 metri s.l.m.**. Nella disposizione dell'I.G.M. ricade nel **Foglio 203, Quadrante IV, Tavoletta S.E. "Francavilla Fontana"** (cfr. allegato stralcio), coordinate geografiche: longitudine, 17° 38' 47,32" ad est di Greenwich e latitudine 40° 30' 17,62" a nord dell'equatore.

Il territorio ricade all'interno di un'area che degrada debolmente verso N.-N.E. con pendenze massime di 1-2 %.

La debole pendenza e l'elevata coesione delle diverse unità presenti a basse profondità garantiscono una stabilità elevata dell'area in esame.

La monotonia del territorio è interrotta da depressioni e alternanze di pendenza di origine carsica e tettonica. Le depressioni di origine carsica hanno origine dalla dissoluzione della roccia affiorante ad opera dell'acqua. Questo potente *solvente* naturale oltre a *sciogliere* la roccia la modella con l'azione meccanica determinando la nascita e lo sviluppo delle strutture note in letteratura con il nome di *lame*.

Sono visibili nel territorio comunale *gradini* testimoni della presenza a diverse quote di antiche linee di costa. Il mare spintosi sin qui quando quest'area era a quote più basse ha

determinato lo spianamento superficiale della roccia affiorante lasciando superfici levigate note oggi come *terrazzi marini*. A seconda della quota si riconoscono i diversi ordini di terrazzi.

La zona d'intervento è leggermente degradante e caratterizzata da deboli pendenze verso N-NE. La quota media sul livello del mare si attesta a circa 120 metri, rimanendo tale in un raggio limitato intorno all'area esaminata.

Studio Idrogeologico

3. Caratteri idrologici ed idrogeologici

3.1 Caratteri generali

Come è noto le caratteristiche idrogeologiche degli acquiferi condizionano la circolazione idrica nel suolo e sottosuolo. L'acquifero in oggetto è del tipo "Acquifero *fessurato*" costituito da calcari (con $\text{CaCO}_3 \geq 95\%$) e/o dolomie (con $\text{MgCO}_3 \geq 40\%$) al letto, calcareniti a granulometria variabile (composizione carbonatica) in sovrapposizione e sedimenti sabbioso-argillosi al tetto.

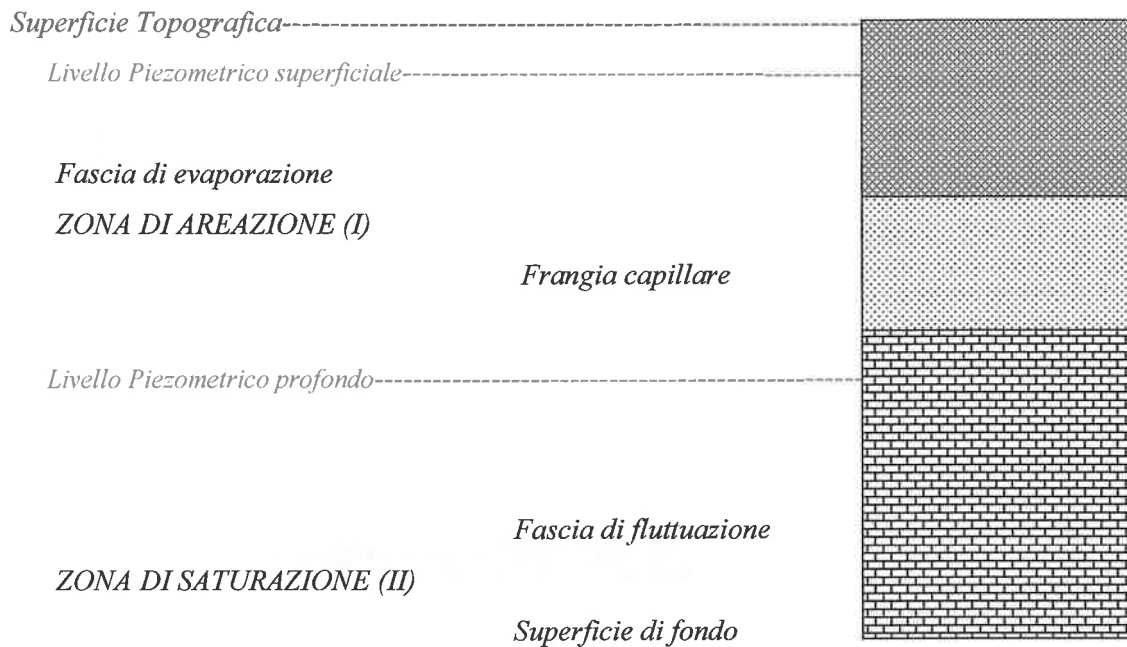
Esso presenta sia microfratture (0.1 - 1) mm che veri e propri canali sotterranei dove l'acqua si muove con moto turbolento determinando un ampliamento delle cavità per azione meccanica.

La porosità primaria (dovuta ai meati nati con la roccia) è scarsa mentre quella secondaria (dovuta alle fratture di origine carsica e tettonica) è assai elevata.

Queste caratteristiche determinano per la falda profonda una elevata trasmissività.

Le vie preferenziali di deflusso delle acque sono i giunti di strato o i contatti fra rocce a differente porosità.

L'acqua di infiltrazione determina nel sottosuolo la presenza delle seguenti zone:



Nel nostro caso la prima zona, zona di *areazione*, è praticamente inesistente sia per la notevole distanza tra lo strato superficiale e la zona di *fluttuazione* e sia per l'elevata permeabilità delle rocce sottostanti lo strato superficiale dei sedimenti. Solo in concomitanza di eventi meteorici il terreno superficiale a causa della elevata *capacità idrica di campo* riesce a rimanere umido per alcuni giorni.

La seconda zona, zona di *saturazione*, va esaminata con più dettaglio. La stessa, come è possibile notare dalla schematizzazione riportata sopra, presenta partendo dal basso la *superficie di fondo* e la zona di *fluttuazione*. La superficie di fondo coincide o con una superficie a permeabilità minore di quella dello strato sovrastante o con la superficie del mare. Questo è il nostro caso cioè quello di una *superficie di fondo definita e variabile*. La presenza di tale superficie è dovuta alla presenza di due liquidi a differente densità: quella del mare a densità superiore di quella della falda di acqua dolce. Quest'ultima esercita con il suo peso una pressione sulla superficie marina deformandola e spingendola verso il basso. Si ha quindi la nascita di una lente biconvessa di acqua dolce che galleggia su quella salata. La zona di separazione tra i due fluidi è detta superficie di transizione. Ricordiamo come il passaggio da acqua dolce ad acqua salata avviene in maniera graduale con aumento di salinità costante verso il basso.

Le acque dolci di falda risultano sostenute alla base, come dicevamo precedentemente, dalle acque marine di invasione continentale, sulle quali esse "galleggiano" in virtù della loro minore densità: in condizioni di quiete ed in assenza di perturbazioni della falda, si stabilisce una situazione di equilibrio e non si verifica alcun fenomeno di mescolamento tra le due diverse masse idriche.

Detta condizione di galleggiamento della lente di acqua dolce sulla sottostante acqua salata, può essere esplicitata mediante la legge di GHYBEN-HERZBERG che permette di determinarne lo spessore (h) in funzione della densità e del carico piezometrico:

$$h = (df / (dm - df)) \times t$$

dove dm è la densità dell'acqua di mare (1.03 g/cm³), df la densità dell'acqua dolce di falda (1.0028 g/cm³) e t il carico piezometrico.

Dalla lettura dei valori che t assume in zona, si deduce che lo spessore dell'acquifero in questione è valutabile in 270 m circa.

La falda profonda salentina presenta, su grande scala, una forma pseudo-lenticolare con spessori massimi nella parte centrale della penisola, che si assottigliano poi progressivamente in direzione della costa. Il livello di base verso cui le acque di falda defluiscono è, infatti, costituito dal livello marino: il deflusso, di tipo radiale si esplica pertanto dall'entroterra verso le zone costiere, con cadenti piezometriche molto basse, raramente superiori all'1%.



Sezione idrologica della Penisola Salentina

3.2 Caratteri locali

Generalmente la fascia adriatica delle Murge mostra un acquifero formato quasi esclusivamente da rocce carbonatiche che sono estremamente permeabili per fratturazione, fessurazione e carsismo.

Poiché la media annuale di precipitazioni meteoriche in questo settore è di circa 600 mm e che la maggior parte di esse si disperde per infiltrazione nel sottosuolo e per evapotraspirazione, la presenza di acque di ruscellamento è abbastanza scarsa, ed è localizzata solamente in coincidenza di solchi di erosione fluviale detti localmente "Lame".

La saturazione del substrato ha permesso la formazione di un acquifero che tende a far confluire le acque sotterranee verso mare.

A questo punto bisogna evidenziare alcune considerazioni scaturite in seguito ad un sopralluogo effettuato dallo scrivente, e cioè:

- La presenza nel territorio rilevato della così detta *falda freatica superficiale* a circa 2-3 metri di profondità;
- La presenza della *falda freatica profonda*, in relazione alla quota topografica e il carico piezometrico, a circa 110 metri dal p.c.

La falda profonda, molto consistente, si localizza nel basamento carbonatico ad una profondità di 105-110 m dal piano campagna.

La direttrice prevalente di deflusso verso NE 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.

4. Permeabilità dei litotipi affioranti

Nel territorio oggetto d'indagine, in occasione di piogge violente, improvvise ed abbondanti, cadendo su un terreno la cui vegetazione naturale originaria è decisamente rada e di piccolo sviluppo, possono verificarsi fenomeni quali l'erosione pluviale, il dilavamento, il ruscellamento e di accumulo idrico.

Non sono da rilevare dissesti in atto o potenziali escluso quelli riconducibili ai fenomeni di cui sopra.

Nella zona indagata, è dunque, importante garantire il naturale deflusso superficiale delle acque piovane al fine di limitare quanto più possibile il verificarsi di eventuali ristagni delle acque di scorrimento superficiale di provenienza meteorica in zone interne al lotto o prospicienti ad esso.

L'area, come evidenziato dalla cartografia del P.A.I., non è soggetta a fenomeni di accumulo delle acque meteoriche (cfr. allegato stralcio).

4.1 Permeabilità dei litotipi

La localizzazione in profondità e l'estensione degli acquiferi sono determinate dalla alternanza delle formazioni idrogeologiche permeabili, semipermeabili ed impermeabili.

Sulla scorta di una stima indiretta si può stabilire il grado di permeabilità di ciascuna unità della locale serie litostratigrafica, basata sulla osservazione e correlazione di parametri diversi (fessurazione, grado di carsismo, cadenti piezometriche, portate emunte, ecc..).

L'alimentazione idrica della falda avviene per infiltrazione diffusa delle precipitazioni ricadenti sugli affioramenti permeabili, ovvero per infiltrazione concentrata laddove le acque vengono drenate nel sottosuolo ad opera di apparati carsici.

Le rocce affioranti nell'area in esame sono in prevalenza permeabili per porosità, permeabili per fessurazione, permeabili per porosità e fessurazione.

La permeabilità del primo tipo è tipica dello strato superficiale costituito da Depositi Continentali e di Terra Rossa, mentre la permeabilità del terzo tipo, è tipica delle Calcareniti.

Infine bisogna ricordare che in alcuni punti del territorio, nel sottosuolo a pochi metri di profondità, si trovano delle intercalazioni di sedimenti che rendono la permeabilità dei litotipi quasi assente. Questo può essere verificato nei punti dove è presente una falda freatica così detta *sospesa*, assente nell'area rilevata.

Il grado di permeabilità risulta variabile localmente, in relazione ai fattori più disparati quali: assortimento granulometrico, incisività di fenomenologie paracarsiche, struttura e diagenesi del deposito. In particolare le facies calcarenitiche sono da ritenersi dotate di permeabilità scarsa in corrispondenza di granulometria fine e significativo contenuto argilloso, ovvero media ove prevalgono clasti grossolani, bancate riccamente fossilifere e strutture porose e concrezionate. I calcari, presenti in profondità, sono invece dotati di permeabilità secondaria per fratturazione e fessurazione. In base ai criteri litologici descritti ed alle osservazioni di campagna, i terreni affioranti possono essere così classificati in base al tipo di permeabilità:

- *terreni permeabili per fessurazione, fratturazione e per carsismo (elevata).*
- *terreni permeabili per porosità (da media a scarsa);*
- *terreni impermeabili.*

4.1.1 Terreni permeabili per porosità

A questa categoria sono correlabili le calcareniti di Gravina, quelle post-calabriere e i depositi marini terrazzati che per i caratteri granulometrici e tessiturali, rivelano una permeabilità per porosità generalmente scarsa.

Solo in corrispondenza dei livelli a macrofossili o fratturati, la permeabilità aumenta sensibilmente per le vie preferenziali di deflusso dovute ai vuoti intergranulari o alle fratture.

Qualora invece al contatto tra le calcareniti ed i sottostanti calcari, vi è presenza di paleosuolo, allora nonostante la permeabilità delle rocce al tetto ed al letto del paleosuolo si instaura una falda superficiale detta freatica.

4.1.2 Terreni permeabili per fessurazione e per carsismo

Sono rappresentati dai calcari del cretaceo. La presenza di fratture, piani di stratificazione, e condotti carsici dovuti all'allargamento di fratture e giunti di strato, costituiscono una rete fessurativa che conferisce all'ammasso roccioso una elevata permeabilità che varia sia verticalmente che lateralmente al variare del grado di fratturazione e della natura litologica della roccia cretacea (Calcarea e calcareo-dolomitica).

Modellazione sismica

Le **azioni sismiche di progetto** si definiscono a partire dalla **pericolosità sismica di base** del sito di costruzione, che è descritta dalla **probabilità** che, in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "**Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento**" P_{VR} .

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- **Accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale;**
- **Ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .**

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento **P_{VR}**, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- **ag accelerazione orizzontale massima al sito;**
- **F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;**
- **T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.**

Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori **ag**, **F_o**, e **T*C** per nove distinti periodi di ritorno **T_R**.

5. Azione sismica

Il Comune di Oria, ed in generale l'intera provincia, si trova in una porzione del territorio italiano nota in letteratura geologica con il nome di "Avampaese Apulo".

Questa rappresenta la porzione non deformata del complesso in cui si sta sviluppando la catena Appenninica.

Sebbene il termine "*non deformato*" induca a pensare ad un'area particolarmente stabile, in realtà, anche questa porzione di territorio non è esente da una considerevole esposizione al **rischio sismico**. Se da un lato le conoscenze in termini di aree sismogenetiche (cioè quelle porzioni di territorio in cui sono state riconosciute strutture tettoniche attive), attribuiscono al contesto geologico e sismotettonico della provincia di Brindisi, un carattere di "bassa energia" che non sembra esporre il territorio ad un considerevole rischio, al contrario, il quadro sismogenetico delle aree prossime (Capitanata, Gargano, Subappennino, Albania e Grecia) attribuisce un "medio-alto rischio" in termini di **sismicità risentita** (cioè legata ad eventi sismici che hanno epicentro in altre aree ma considerevoli effetti anche a notevoli distanze). E' proprio in quest'ottica che la nuova normativa ha riclassificato l'intero territorio nazionale.

Il Comune di Oria, nell'elenco stilato dall'INGV, risulta al n. **4785** con codice ISTAT **16074011** e grado di pericolosità **4**, ossia la più bassa.

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese.

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie.

I terreni vanno intesi in uno spazio compreso tra il piano di imposta delle fondazioni ed un substrato rigido di riferimento, (*bedrock*) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera.

A questo punto bisogna mettere in evidenza i risultati di una prova, per la determinazione della $V_{s,30}$, effettuata di recente nel territorio, utilizzando il metodo investigativo della prova sismica con metodologia Re Mi; secondo tale prova la velocità delle onde viene determinata tramite la formula $V_{s,30} = 30/\sum h_i/v_i$, con valori pari a **403,15** m/sec.

5.1 Sondaggio sismico a rifrazione

La sismica a rifrazione è un'indagine indiretta che si occupa dell'esplorazione del sottosuolo attraverso lo studio della propagazione di onde elastiche generate in superficie. Tali perturbazioni sono generalmente provocate da vibrazioni impresse al terreno con mezzi meccanici o da esplosioni. Le discontinuità ricercate mediante la prospezione sono di natura fisico-elastica e pertanto la ricostruzione della geometria e natura del sottosuolo possono essere legate sia a reali variazioni litologiche sia a variazioni rinvenibili nell'ambito di uno stesso litotipo.

Il metodo della sismicità a rifrazione utilizza i fronti d'onda conici generati da superfici di discontinuità e rilevati da trasduttori velocimetrici (geofoni) posizionati seguendo una ripetitività geometrica (equidistanti) lungo l'allineamento che si intende ispezionare. In funzione della risoluzione e delle profondità ricercate, si posizionano i punti di produzione dell'energia elastica.

La produzione meccanica delle onde sismiche può avvenire tramite martello a percussione, massa battente o tramite una vera e propria esplosione.

Dall'acquisizione dei tempi di primo arrivo delle onde longitudinali P le distanze relative alla configurazione geometrica adottata (interspazio geofonico) si ottiene un diagramma *tempi di stanze* (dromocrona), attraverso il quale è possibile determinare le velocità di propagazione delle onde nel mezzo sottostante e i relativi spessori dei sismostrati attraversati dalla radiazione elastica.

Il profilo sismico a rifrazione è stato eseguito con distanza intergeofonica di 5 metri ed un offset di 2,5 metri, lunghezza totale di 55 metri per una profondità d'indagine di circa 10-12 metri.

Il profilo è stato realizzato con la tecnica degli scoppi coniugati, in cui vengono eseguiti uno scoppio centrale (sorgente E), due scoppi coniugati interni (sorgente C e D) e due scoppi esterni (sorgente A e B).

La strumentazione utilizzata è del tipo a 12 canali "16SG12" della PASI, implementabili a 24, con acquisizione computerizzata dei dati, durata del tempo di acquisizione pari a 128 m/sec e frequenza di campionamento pari a 250 m/sec. Come energizzazione è stata utilizzata una sorgente del tipo "mazza battente", ad impatto verticale su piastra per le onde P.

I sensori adoperati sono geofoni verticali a 10 Hz per la ricezione delle onde P. Dai sismogrammi sperimentali sono stati letti i tempi di arrivo dei "first-break" per la costruzione delle relative dromocrone allegate (diagrammi tempo-distanza) attraverso l'utilizzo del software SISMOPC.

L'interpretazione della dromocrona, anche questa eseguita con processi computerizzati, è stata effettuata attraverso il software INTERSISM del Geo & Soft che utilizza come tecnica di interpretazione il Metodo Reciproco Generalizzato (G.R.M.), ideato da Palmer (1980).

5.2 Sondaggio Sismico MASW

L'indagine sismica in questione viene realizzata per determinare le proprietà fisiche del sottosuolo e le caratteristiche dinamiche del litotipo da indagare, attraverso la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Reyleigh (onde Sh), che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Reyleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase (o curva di dispersione).

Nel metodo di indagine MASW le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Attraverso questo metodo si ottiene una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5 Hz e 70 Hz, quindi si ottengono informazioni sulla parte superficiale del suolo, sui primi 30-50 metri di profondità, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

- Calcolo della curva di dispersione apparente sperimentale;

- Calcolo della curva di dispersione apparente numerica;
- Individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della *velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio* $V_{S,eq}$ in m/s, definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = H / N \sum_{i=1}^N h_i / V_{S,i}$$

Da tale relazione è emerso un valore di V_{S30} **403,15** m/sec.

5.2.1 Analisi della prospezione MASW

In un'area di indagine, appartenente alla stessa categoria formazionale e con caratteri litologici simili a quelli affioranti nel sito interessato dai lavori di cui in oggetto, è stato eseguito 1 profilo sismico di tipo MASW.

In corrispondenza del primo profilo sismico a rifrazione, sono stati utilizzati 24 geofoni distanziati di 1,5 metri (partendo da 0 metri) e lunghezza totale dello stendimento pari a 34,5 metri, offset di scoppio pari a 2 metri, durata dell'acquisizione di circa 4 secondi e tempo di campionamento 2 m/sec.

Per il profilo eseguito sono stati individuati 3 sismostrati, il primo superficiale con spessore medio di circa 0,5 metri e velocità di propagazione delle onde S di 230 m/s, il secondo con spessore pari a circa 6,7 metri e Vs stimata in 415 m/s, il terzo avente una Vs pari a circa 700 m/s.

Per ogni categoria del suolo (A-B-C-D-E), così come viene riportato nella tabella seguente, è fissata una descrizione litostratigrafica con ad essa associati i parametri di riferimento geotecnici e sismici.

<i>Categoria</i>	<i>Descrizione</i>
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs 30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 metri.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs 30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT 30>50 nei terreni a grana grossa e cu 30>250 kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 <NSPT, 30<50 nei terreni a grana grossa e 70 <cu, 30 <250 kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un

	graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT, $30 < 15$ nei terreni a grana grossa e cu, $30 < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

La $V_{s,30}$ stimata mediante la (1) è pari a 403,15 m/s, inserendo il terreno di fondazione in classe B.

Il terreno di fondazione nel nostro caso rientra tra quelli di tipo B, ossia *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati* con spessori superiori a 30 m caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s, (ovvero NSPT, $30 > 50$).

La categoria topografica, secondo le caratteristiche della superficie, risulta essere la T1, ossia superficie pianeggiante con inclinazione media $\leq 15^\circ$.

La zona sismica all'interno della quale si trova il Comune di Oria, ossia la 4, è contrassegnata da un valore a_g che indica il valore massimo (o picco) di accelerazione del suolo attesa, con un tempo di ritorno $T_R = 30$, pari a **0,0569g**.

Infine, considerate le caratteristiche morfologiche sub pianeggianti dell'area di indagine e l'assenza di movimenti franosi attivi o quiescenti, si può affermare che la zona è esente da amplificazione sismica pertanto il coefficiente di amplificazione topografica ST è pari a 1.0.

Studio geotecnico

6. Prove in situ

Così come accennato in premessa in questo paragrafo sono riportati, dettagliatamente, i risultati delle prove effettuate all'interno del lotto di proprietà del committente.

Lo scopo di questo tipo di indagine è quello di determinare, oltre alla successione litostratigrafica dei sedimenti, le caratteristiche meccaniche del terreno interessato dai lavori fondali.

Sono state eseguite tre *prove penetrometriche dinamiche continue* sino alla profondità massima di 4 metri.

6.1 Prove Penetrometriche Dinamiche Continue

Il sondaggio penetrometrico dinamico consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica battendo sulle aste con un maglio a caduta libera e contando il numero dei colpi necessari all'avanzamento della punta, di successive quantità costanti.

Le prove, nel nostro caso, sono state eseguite con un penetrometro SUNDA DL 030. Per l'esecuzione delle prove si è avvalsi della collaborazione dello studio di "Meccanica dei suoli" dei dott.ri Zellino e Mezzina di Bari.

Queste prove hanno consentito di tracciare un profilo stratigrafico fisico-meccanico per tutta la lunghezza della prospezione e di ricavare puntualmente i valori del carico ammissibile.

Col procedimento usato si può trascurare la resistenza per attrito laterale, rispetto a quella di punta, in quanto il diametro della punta conica è maggiore di quello dell'asta.

Dai risultati ottenuti (vedi tabella allegata), si nota un graduale aumento del carico ammissibile con la profondità. Ciò è imputabile principalmente a due fattori. Il primo dipende dalla variazione litologica degli strati; il secondo è funzione della variazione del grado di addensamento che aumenta con la profondità. Anche in uno strato, litologicamente omogeneo (esempio sabbia), si ha un aumento del carico ammissibile *qa* con la profondità dipendente da una maggiore resistenza all'infissione. Nel nostro caso, la variabilità dei valori S.P.T. ottenuti è dovuta, oltre all'addensamento innanzi descritto, soprattutto alla maggiore o minore percentuale del limo in rapporto alla sabbia, da trovanti, ciottoli e dall'acqua della falda freatica sospesa.

Le indagini, in definitiva, hanno permesso di rilevare un terreno prevalentemente costituito da *sabbie limose*, a bassa capacità portante anche per la presenza di acqua.

Le prove hanno evidenziato una zonizzazione caratterizzata da uno strato di terreno agricolo vegetale a cui segue uno strato di sabbia imbibito di acqua. Un leggero miglioramento, rispetto al carico ammissibile, si ha alla profondità di 3 metri.

Nello stesso strato sabbioso, si rinvengono straterelli più compatti dell'ordine della decina di cm dovuti ad una diagenesi differenziata. In tabella sono elencati i valori di *qa* espressi in kg/cm², ottenuti dalle prove.

Per costruire il modello fisico-meccanico del terreno in studio, occorre suddividerlo in orizzonti in ogni uno dei quali le proprietà direttamente connesse con la natura del terreno, ovvero con la sua consistenza o grado di addensamento, siano costanti o comunque possano oscillare entro domini alquanto limitati.

Nel nostro caso gli strati sono stati differenziati in base al carico di rottura che è funzione, come già detto, del numero dei colpi (vedi tabella allegata).

Si evidenzia così (Tabella sottostante), un primo strato "A" con valori di q_a variabili tra 0,1 e 0,3 kg/cm², uno strato "B" con valori compresi tra 0,3 e 1,0 kg/cm² ed infine uno strato "C" con valori superiori ad 1,0 kg/cm².

Profondità in metri	Strati	Litologia	q_a (kg/cm ²)
1	A	Terreno vegetale	0,1 – 0,3
2	B	Sabbia limosa	0,3 – 1,0
3		Sabbia limosa satura	
4	C	Sabbia argillosa	➤ 0,1
5			

Nello strato "A" si hanno a volte valori anomali dovuti alla presenza di zolle più consistenti. Nello strato "B" i picchi più alti sono dovuti alla presenza di lenti più argillose. Il *rifiuto*, evidenziato in una delle prove, è dovuto alla presenza di grossi trovanti mentre si esclude l'esistenza di uno strato compatto lapideo discontinuo che non ha trovato una convalida sia nell'indagine geoelettrica che nel rilevamento di dettaglio.

Profondità in metri	1 metro	2 metri	3 metri	4 metri
S.P.T 1	q_a 0,06	q_a 0,6	q_a 0,4	
S.P.T 2	q_a 0,2	q_a 0,4	q_a 1,0	q_a 1,2
S.P.T 3	q_a 0,6	q_a 0,4	q_a 0,4	q_a 0,4

7. Caratterizzazione geotecnica

Qui di seguito sono riportate delle notizie di carattere geotecnico scaturite in seguito a delle prove e dei sondaggi in sito effettuati dallo scrivente, in passato, all'interno dell'area interessata 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 "B".

Classificazione del suolo

Quanto emerso dal rilevamento eseguito, opportunamente correlato con i dati di letteratura e non solo, ha permesso di ricostruire la stratigrafia del sottosuolo.

E' possibile distinguere il terreno come appartenente al:

LITOTIPO B – formazione di sedimenti marini.

Profondità: dal p.c. a 2,5– 3,5 metri, (falda acquifera sospesa).

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 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 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:

$t = c + s' \cdot \tan j$ valida anche per i terreni.

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

Materiale privo di peso e quindi $g=0$;

Comportamento rigido – plastico;

Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $t=c + s' \cdot \tan j$;

Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana);

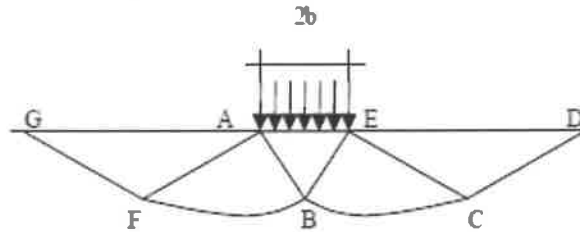
Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

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 $45^\circ + j/2$ 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 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 j del terreno.

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

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

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

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A' g l + B' c$$

che è sicuramente è 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:

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

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:

$$\text{tgjrid} = 2/3 \text{ 'tgj e crid} = 2/3 \text{ 'c}$$

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

$$q_{ult} = c \text{ ' Nc ' sc} + g \text{ ' D ' Nq} + 0.5 \text{ ' g ' B ' Ng ' sg}$$

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:

$$R/A' = (2 + p) c_u \text{ sc ic} + q$$

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.

cu Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

sc Fattore di forma

sc = $1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

sc = 1,2 per fondazioni quadrate o circolari.

ic fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

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

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

$$R/A' = c' N_c sc ic + q' N_q sq iq + 0,5 g' B' N_Y s_Y i_Y$$

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

sy = 0,7 per forma quadrata o circolare

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

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

$$iq = i_Y = 1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')$$

$$ic = (iq N_q - 1) / (N_q - 1)$$

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

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

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

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

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:

$$FRd = Nsd \tan d + ca A'$$

Nella quale Nsd è il valore di calcolo della forza verticale, d è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, ca 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'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:

q0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e m = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H, coefficiente di Poisson m, 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;

H0 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.

Conclusioni

All'interno dell'area destinata ai lavori di realizzazione del manufatto di cui in oggetto, a nord del centro abitato del comune di Oria, sono state condotte le presenti indagini geologiche e geotecniche con delle prove in situ, atte a valutare le caratteristiche litologiche, idrogeologiche e geomeccaniche dei terreni sedimentati.

Lo scrivente ha condotto le indagini seguendo il metodo classico investigativo in ottemperanza delle leggi vigenti (D.M. 11.03.1988 – Decreto 17.01.2018).

Si è proceduto eseguendo uno studio preliminare di monitoraggio del territorio ed uno più approfondito mediante un rilevamento geologico in tutta l'area interessata e non dai lavori; inoltre, così come è stato evidenziato in precedenza, sono stati inseriti nella presente i risultati di prove e sondaggi eseguiti, atti a valutare le caratteristiche geomeccaniche dei sedimenti.

Esso ha consentito di giungere alle seguenti considerazioni:

- dal punto di vista *geolitologico* il sito è ubicato all'interno di un'area più vasta caratterizzata da *sedimenti marini* di varia natura e composizione mineralogica che poggiano, in trasgressione, su uno strato più consistente di natura *calcarenitica*;
- dal punto di vista *idrogeologico* l'intera area, vista la natura dei terreni sedimentati, è contraddistinta dalla presenza di due falde acquifere ben distinte tra loro; la prima *superficiale sospesa*, è localizzata a pochi metri di profondità dal p.c. all'interno dei sedimenti, mentre la seconda *profonda*, trova la sua collocazione all'interno del basamento calcareo a profondità variabili a seconda la quota topografica e il carico piezometrico del luogo;
- dal punto di vista *sismico* l'area d'intervento è caratterizzata dalla presenza di una stratigrafia schematizzata secondo la seguente successione sismografica:
 - Dal p.c. a 2 metri di profondità: **sismostrato 1** con **$V_p = 375$ m/s**;
 - Da 2 metri a 10 metri di profondità: **sismostrato 2** con **$V_p = 1000$ m/s**;
 - Dai 10 metri e oltre: **sismostrato 3** con **$V_p = 3140$ m/s**;
- dal punto di vista *geotecnico* si ipotizza che i litotipi interessati dai lavori di scavo, per la realizzazione della costruzione di cui in oggetto, siano quelli appartenenti al primo sismostrato il quale è caratterizzato dai parametri riportati nel paragrafo 6 (prove in situ).

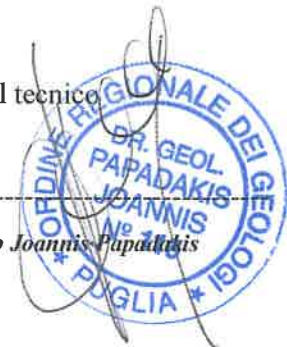
L'indagine sismica, tipo MASW, ha permesso così come richiesto dall'O.P.C.M. 3274/03 e le "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni", di classificare il **suolo di fondazione** in **Categoria B**, ossia in *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s 30 compresi tra 360 e 800 m/s (ovvero NSPT, 30 > 50 nei terreni a grana grossa e Cu, 30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).*

Tanto in assolvimento dell'incarico conferitomi.

Oria, 14/01/2021

Il tecnico

dott. Geologo Joannis Papadakis

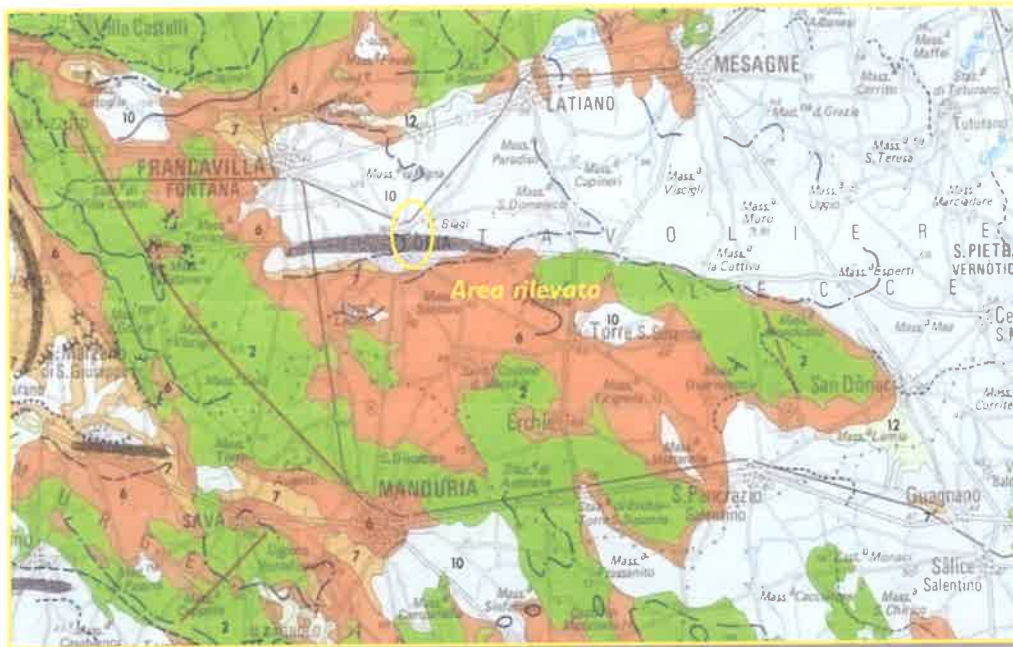


Allegati

- **Allegato 1** *carta geologica, stralcio – scala 1:250000;*
- **Allegato 2** *carta I.G.M., stralcio – scala 1:25000;*
- **Allegato 3** *carta geomorfologica, stralcio;*
- **Allegato 4** *foto aerea, Google Earth;*
- **Allegato 5** *cartografia P.A.I., stralcio – scala 1:250000;*
- **Allegato 6** *mappa di pericolosità sismica, stralcio I.N.G.V.;*
- **Allegato 7** *aerofotogrammetria, stralcio – scala 1:2000;*
- **Allegato 8** *ubicazione delle prove.*

Carta geologica delle Murge e del Salento (stralcio)

Tavola I – 1988



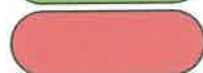
Scala: 1:250000



Traccia di antiche linee di costa



Calcarea di Altamura



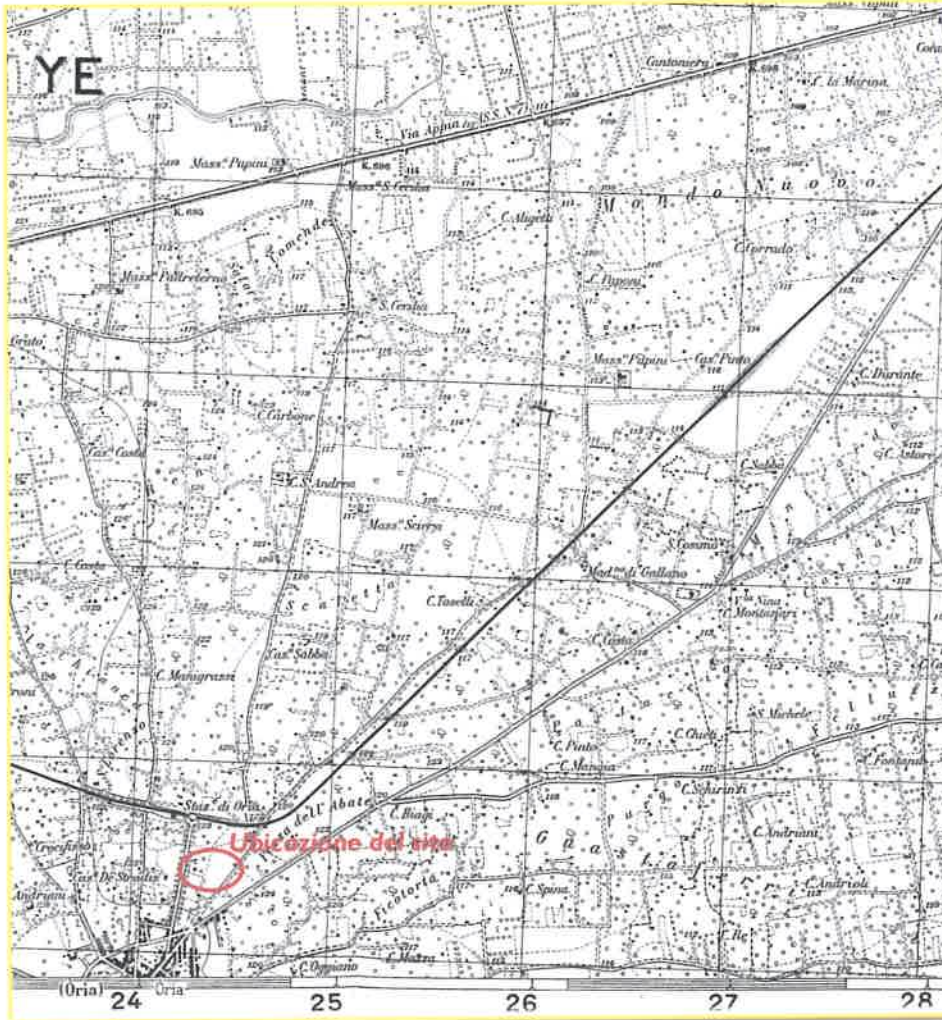
Calcarenite di Gravina



Depositi marini terrazzati



Carta topografica I.G.M. (stralcio)



Scala: 1:25000

- Foglio 203
- Quadrante IV
- Tavoleta S.E. "Francavilla Fontana"

Carta geomorfologica (stralcio)

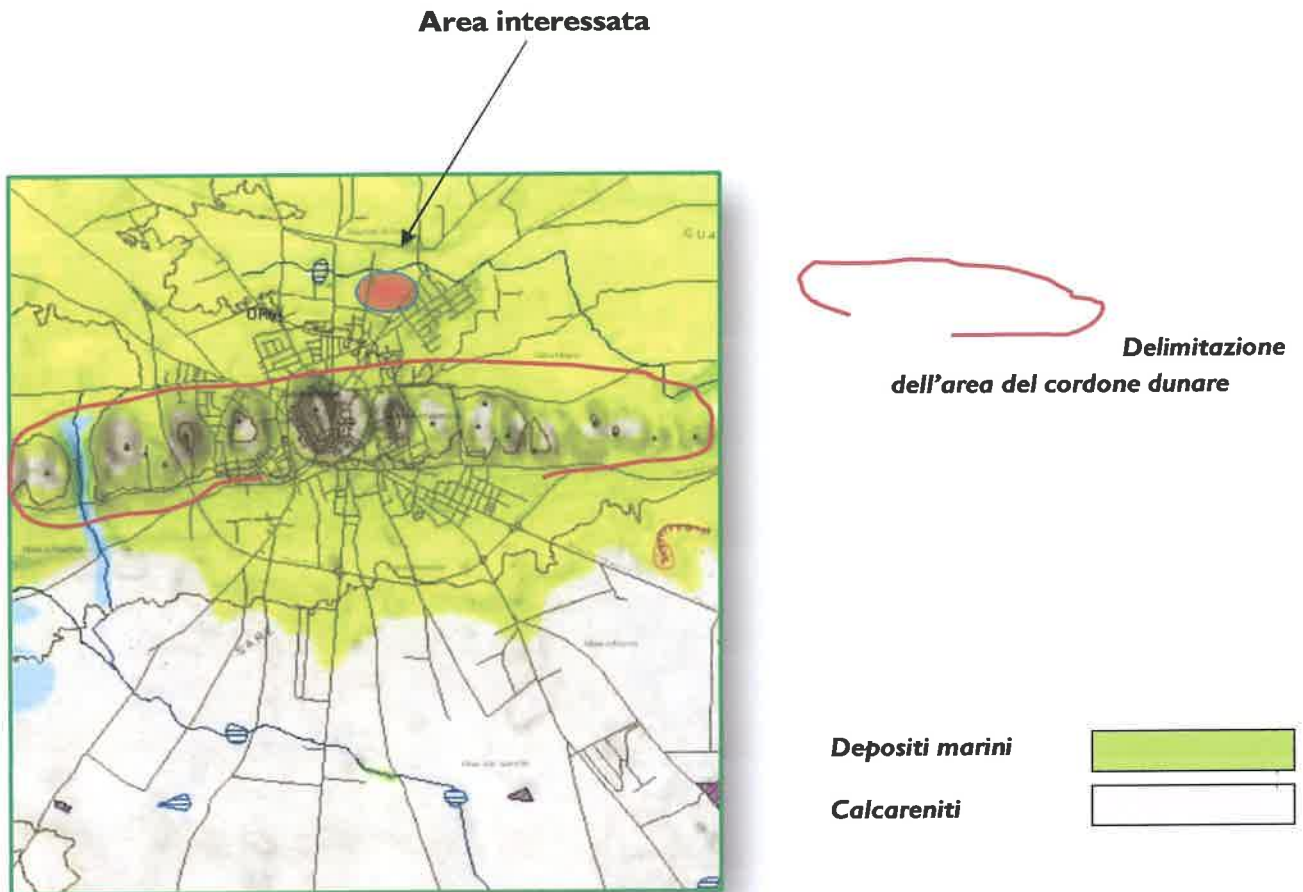


Foto aerea (Google Earth)



Coordinate geografiche del sito

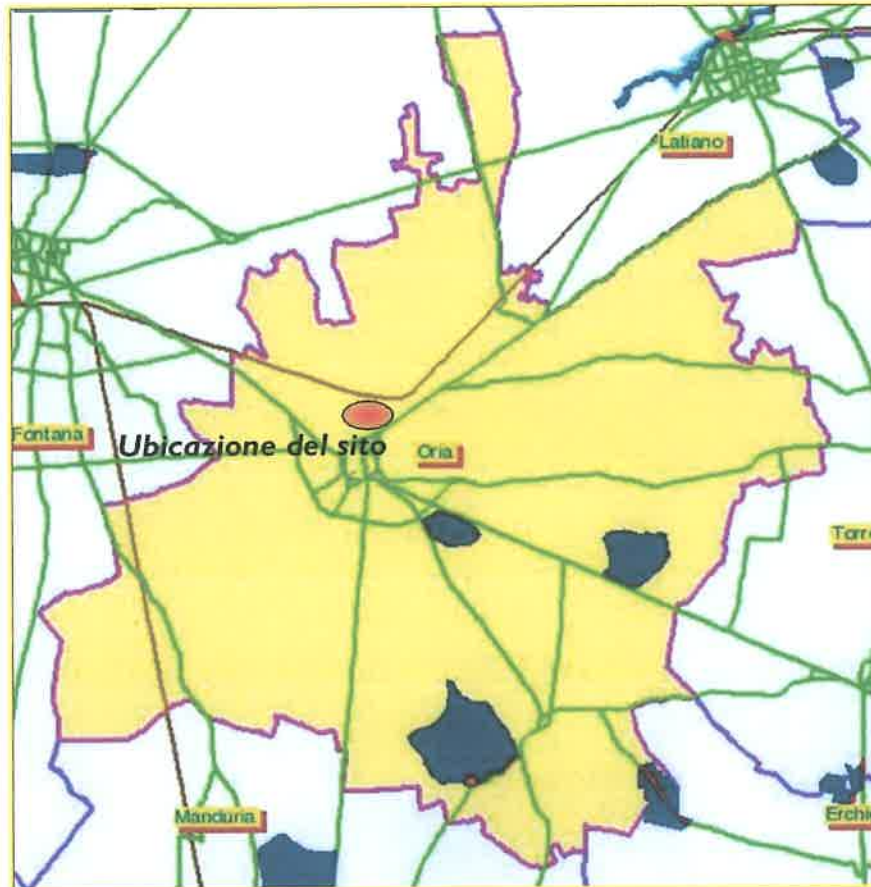
Longitudine $17^{\circ} 38' 42,91''$ ad est di Greenwich

Latitudine $40^{\circ} 30' 17,94''$ a nord dell'Equatore

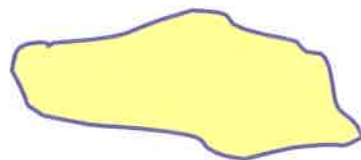


Cartografia del luogo (dagli elaborati del PAI - Regione Puglia)

Tavola Oria (aggiornata al 11.12.2019)



Scala: 1:25000



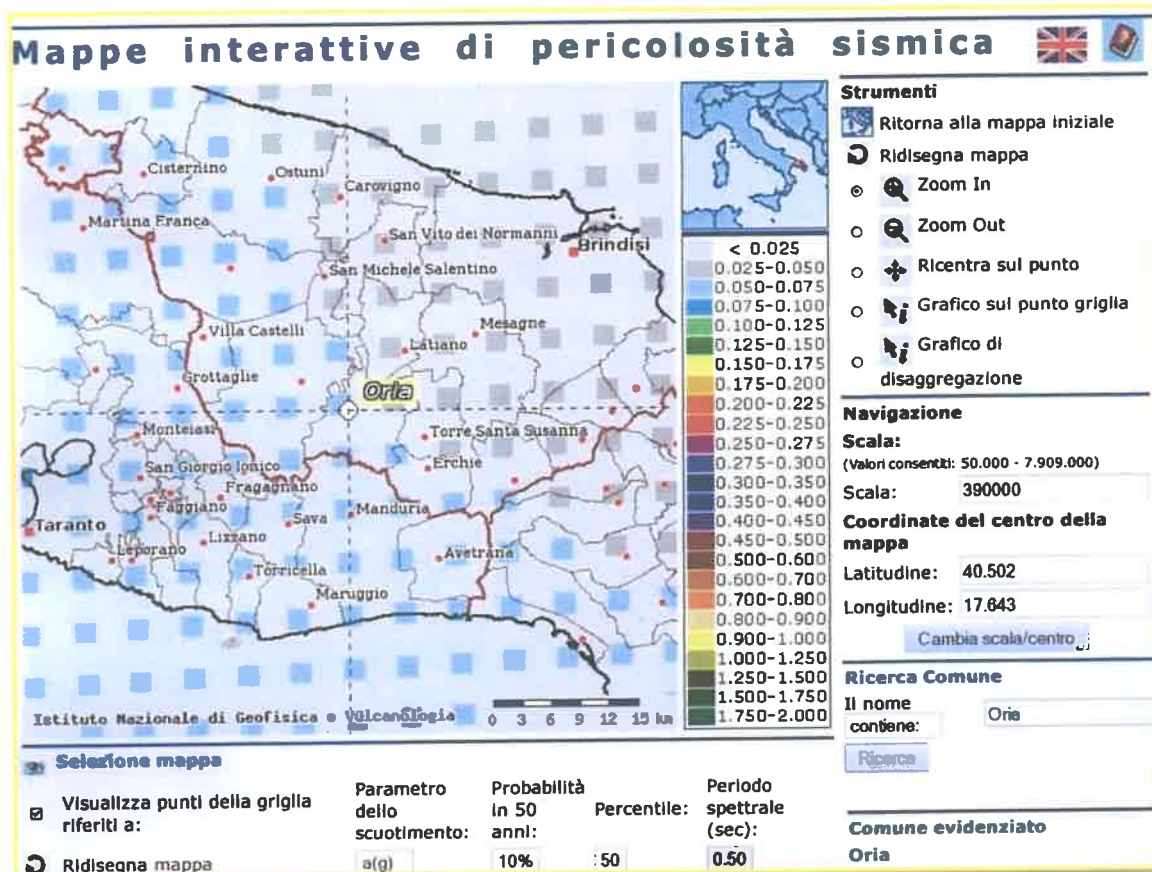
Delimitazione del territorio comunale



Zone a pericolosità idraulica alta (AP)

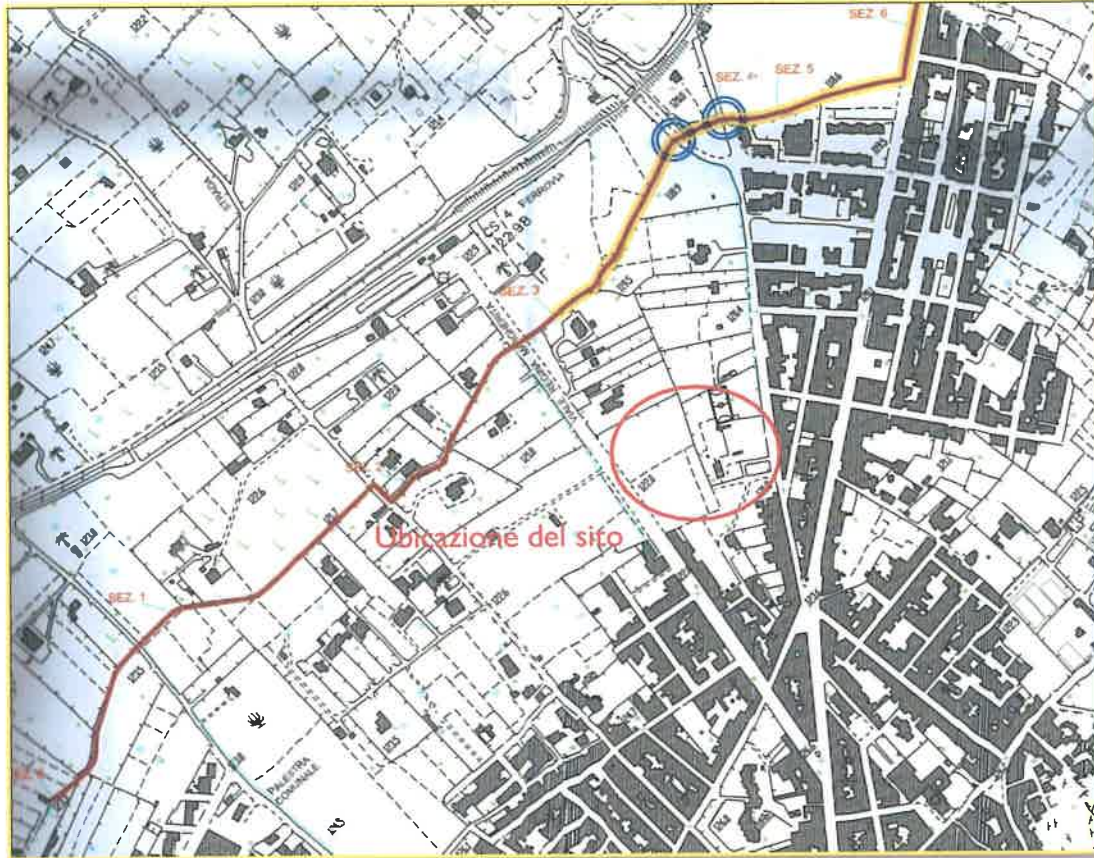


Mappa di pericolosità sismica (stralcio dal I.N.G.V.)



Zona sismica con basso grado di pericolosità (4)

Aerofotogrammetria dell'area (stralcio)



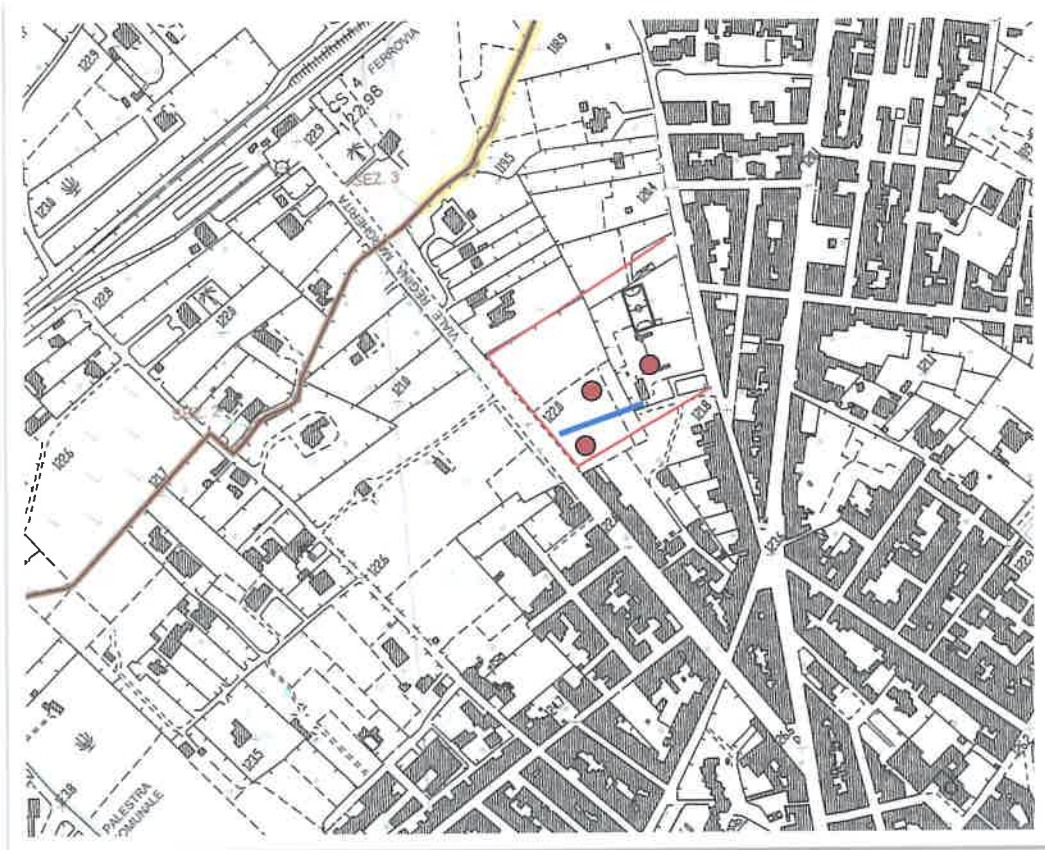
Scala 1:5000

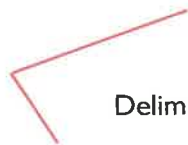


Tracciato del canale "Pezza dell'Abate"



Ubicazione delle prove



 Delimitazione del lotto di proprietà

 Ubicazione delle prove S.P.T.

 Ubicazione del S.E.V.



