

Geologo: dr CLAUDIO TROVENZI - via Malogno 13, 25036 Palazzolo s/Oglio (BS)  
tel e fax : 0307400796; e.mail: [geoti@libero.it](mailto:geoti@libero.it)

---

Committente: Gian Franco Nossa

**PIANO DI LOTTIZZAZIONE  
DI TRASFORMAZIONE RESIDENZIALE  
A.T.R. 3B  
VIA A.TOSCANINI**

**IN COMUNE DI FONTANELLA  
(BG)**

---

***RELAZIONE GEOLOGICA  
E  
GEOTECNICA  
ADEGUATA AL  
D.M. 17 GENNAIO 2018 - CAPITOLO 6***

**Data: novembre 2021**

## **1-PREMESSA**

A richiesta e per conto del committente in epigrafe, tenuto conto delle informazioni dell'ing. Alberto Bianchi , lo scrivente ha realizzato un'indagine geotecnica nell'ambito dell' area di realizzazione dell' A.T.R. 3B in via Toscanini.

Vita nominale : VN = 50 anni.

Classe d'Uso: II.

Periodo di riferimento: VR = 50 anni.

Fattore di Struttura :non conosciuto

Periodo fondamentale T1= non disponibile.

### **Base di studio**

Si è tenuto conto delle indicazioni del progettista .

E' prevista la costruzione di unità contigue, senza volumi ipogei, con fondazioni continue.

Non si conosce al presente il carico della struttura sulle fondazioni.

## **2.-RELAZIONE GEOLOGICA: CARATERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO**

### **2.1 Informazioni sul sito**

Le costruzioni riguardano un lotto con superficie pianeggiante.

Sugli edifici presenti sul contorno non si notano tracce di dissesti in atto od avvenuti.

Dai dati cartografici e da informazioni acquisite non risulta che il lotto sia stato sottoposto nel passato a scavo e successivo riempimento.

Nel PGT il sito è a cavallo della classe 2 e 3 distinte dalla diversa profondità della falda. Per la classe 3 superiore a 3 e la classe 2 superiore a 2m.

### **2.2 Modellazione geologica generale**

Il territorio sul quale ricade il sito in esame come detto è pianeggiante con quota di riferimento di metri 104 s.l.m..

Attualmente nei dintorni l'utilizzo è agricolo e abitativo.

## **Litologia e Stratigrafia**

la struttura geologica del territorio comunale di Fontanella è caratterizzata dalla presenza di unità formazionali di origine continentale quaternarie. In modo particolare, si tratta di depositi di origine fluviale e/o fluvio-glaciale classificabili secondo il seguente schema stratigrafico. Vi sono due unità principali di depositi separate da una linea con andamento da nord a sud, passante appena ad ovest del capoluogo. Il sito in esame si trova appena a ovest di tale linea.

Ad est di tale linea vi sono i depositi fluvio-glaciali del cosiddetto "Complesso dell'Oglio" del Pleistocene Medio-Superiore (1) corrispondente anche alla vecchia definizione del "Livello Fondamentale della Pianura", dove appoggia il sito in esame.

Ad ovest l'unità posglaciale formata da depositi alluvionali del Pleistocene Superiore-Olocene (2).

### 1- Depositi del pleistocene Medio Superiore o "Diluvium Recente" dei vecchi autori:

Depositi di natura ghiaiosa-sabbiosa-argillosa che costituiscono il ben noto "livello fondamentale della pianura Padana" e facenti parte del "Complesso dell'Oglio", che presenta una morfologia assai uniforme, interrotta esclusivamente dai letti dei corsi d'acqua.

La litologia caratteristica è rappresentata da ghiaia e sabbia debolmente limosa inglobante ciottoli di dimensioni variabili da 20 a 35 cm e rari trovanti.

I caratteri sedimentologici specifici sono quelli dei depositi alluvionali: clasti con grado di arrotondamento variabile da subarrotondato (ciottoli) ad arrotondato con grado di alterazione limitato o assente.

Lo strato di alterazione superficiale si presenta di spessore contenuto (0.60-0.80 m) e composto da sedimenti limoso-sabbiosi di colore variabile da marrone a marrone rossiccio (parte basale dell'orizzonte) localmente associati a ghiaia di varia pezzatura (prevalentemente medio-fine).

Lo spessore del diluvium varia sensibilmente a seconda delle zone: variabile da 10 m fino ad oltre 60 m nelle fasce a litologia ghiaiosa mentre nei settori più meridionali della pianura a sabbie e argille prevalenti, è assai incerto in seguito alla difficile distinzione delle litofacies specifiche relative alle differenti unità.

### 2- Depositi del Pleistocene Superiore-Olocene o dell' "Alluvium Antico" dei vecchi autori:

Unità formazionale continentale di età attribuita Olocenica; la caratteristica struttura terrazzata si associa ad uno sviluppo altimetrico in genere depresso rispetto al livello fondamentale e strettamente connesso all'antico sviluppo delle principali aste fluviali.

Litologicamente si compone di sedimenti sia sabbioso-ghiaiosi che sabbiosi dominanti; questi ultimi sono distribuiti in lenti di spessore e continuità laterale

contenuta e assai variabile. Si tratta di depositi freschi caratterizzati da uno strato di alterazione superficiale molto ridotto o mancante: dove presente è costituito da limi debolmente sabbiosi di colore bruno intenso con locali inclusi ghiaiosi di pezzatura variabile.

## **Morfologia**

Dal punto di vista morfologico il territorio comunale è costituito da un'ampia pianura con pendenza media contenuta e compresa tra 1 e 3 per mille con progressivo declivio in direzione sud: le quote massime e minime variano da 112 m s.l.m. circa a nord sino a 90 m s.l.m. a sud.

Sulla base dell'interpretazione aereofotogrammetrica sono state riconosciute particolari strutture morfologiche:

- *strutture terrazzate* con sviluppo preferenziale in direzione NW-SE con locali trend ad andamento E-W, che si sviluppano nel settore settentrionale comunale, a partire all'incirca dall'estremo meridionale dell'attuale centro abitato; tali strutture sono caratterizzate da contenuti dislivelli altimetrici (2-3 m al massimo);
- *zone di erosione di orlo di terrazzo*, prodotte dall'intensa attività erosivo-deposizionale connessa allo scorrimento di acque superficiali;
- *ruscellamento superficiale* preferenzialmente in direzione N-S e NE-SW;
- *strutture di canalizzazione irrigua e fontanili*.

## **Idrogeologia**

Nel sito in esame la falda si trova a meno 3 metri dal piano di campagna. Tale valore è da intendersi come massima escursione verso l'alto. Non si possono escludere in casi eccezionali risalite maggiori.

Nei pressi del sito, a pochi metri a sud, affiora una linea di fontanili, come il fontanile: Fontana Tolamazzo.

La falda freatica come detto è profonda nella massima escursione almeno 3 metri, che rappresenta la quota di sfioro delle trincee di scavo dei fontanili.

Il valore più normale è più basso (vedi L. Goltara, 1905, riveduto da Pasinetti nel 1960). Non si esclude che in casi eccezionali possa risalire più in superficie rispetto ai valori sopra riportati.

Nei sondaggi penetrometrici eseguiti nelle immediate vicinanze è stata trovata a tre metri.

### **2.3 Dati geologici locali**

Dai dati di due prove penetrometriche dinamiche continue eseguite a circa 100 m a SE (incrocio vie Falcone-Calabresi) e di altre realizzate in cantieri vicini, in situazione litologica equivalente, correlati agli affioramenti visibili negli scavi dei dintorni, si ricavano i seguenti elementi stratigrafici interpretativi schematizzati, dalla quota del piano di campagna:

**1° livello:** Per 0,60 m : il terreno agrario.

**2° livello:** più sotto fino a 1,50: sabbie con poca ghiaia, poco addensate che danno valori di N alla penetrazione di circa 6 colpi.

**4° livello :** più sotto fino a 10,20 (quota del inferiore delle prove ): sabbie ghiaiose ben addensate.

Dai dati di pozzo, sotto la quota investigata, continuano i terreni con le stesse caratteristiche per alcune decine di metri.

La falda è a 3 metri nella massima escursione verso l'alto, in situazione normale. Non si può escludere che in casi eccezionali possa risalire ulteriormente.

Le fondazioni poggiano a meno un metro dal piano campagna .

Si considerano terreno non coesivo poco grossolano poco addensato; con i seguenti valori minimi dedotti da dati usuali : angolo di attrito di non meno di **34°**(si tenga conto che questi materiali hanno un angolo di "normale declivio" uguale ). Coesione = 0. Peso di volume **18 kN/mc.** (asciutto) **8 kN/mc** (immerso) **21 kN** (saturo) .

## **2.4 Approccio sismico.**

Il territorio di Fontanella, dall'Ordinanza n. 3274 dell'08 maggio 2003 ripresa dal D.M. 14 settembre 2005, è inserito in "zona 2", con accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A uguale a 0,25 g. Nella recente d.g.r. n. 2489 del 2014 è inserito in "zona3":

Tenuto conto delle categorie di suolo di fondazione previste al paragrafo 3.2.1 del D.M sopra citato, e in considerazione dei dati stratigrafici e litologici sopra riportati, nonché dei valori di Vs dedotti per lo strato investigato dalle prove, si ritiene il sito inseribile nella "**Categoria C**", con un coeff. di suolo pari a 1.25. Per cui l'accelerazione massima attesa al suolo è data dal  $1,25 \times 0,25g = 0,31 g$ . Ciò è confermato dallo Studio Sismico di supporto al PGT. In esso questi terreni vengono riferiti, in base alle indagini, come terreni di "categoria B". Nella verifica di 2° livello, per il periodo dell'edificio qui considerato, si stima il Fattore di Amplificazione superiore a quella di soglia fissato dalla Regione. Per cui è necessario utilizzare, se si vogliono evitare gli approfondimenti di 3° livello, lo spettro di categoria superiore.

In base all'all. B del DM 17 gennaio 2018 per la scelta dei parametri di definizione dell'azione sismica si consideri per il sito in esame la latitudine di 45.465152 e una longitudine di 9.805295.

In base all'all. B del DM 17 gennaio 2018 per la scelta dei parametri di definizione dell'azione sismica si consideri per il sito in esame la latitudine di 45.4663 e una longitudine di 9.8238.

Non si deve tener conto di fenomeni di liquefazione per i seguenti motivi ( si fa riferimento agli : "*Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia*

*Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica. Allegato A3 tabella 7*

- l'evento sismico massimo su un intorno di 100 km è appena superiore alla Magnitudo = 5 ([www.emidius.mi.ingv.it](http://www.emidius.mi.ingv.it));

- Con il metodo di Seed e Idriss ( 1971), con falda a 3-5-10-15 m di profondità , in terreni saturi , per un peso di volume asciutto di 18 kN/mc , saturo 21 kN/mc , immerso 8 kN/mc , si calcola il l'azione CSR (*cyclic shear stress ratio* ) , con valori rispettivamente di 0,15-0,18-0,21 -0,206.
- Dalle tabelle , che tengono conto di un terremoto di progetto con M07,5, di Youd e Idriss ( 2001) , si ricava il valore della resistenza CRR, deducibile in base al valore di N , qui considerato con valore di almeno 20 colpi . Si ricava per una frazione fine compresa fra 15% e il 5% un valore di CRR=0,24. Si considera il fattore di correzione MSF di 1,43 per una magnitudo di M=5,5 ( da Seed ed Idriss , 1982), per cui si ricava il coeff. Minimo di sicurezza alla liquefazione:

$FL = CRR \times MSF / CSR = 1,6$  . Valore che si ritiene sufficiente per escludere il rischio di liquefazione.

Nota: il risultato non cambia anche se si considerano i valori caratteristici di peso di volume.

### **3.-INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**

#### **3-1 Prestazioni realizzate**

Si è tenuto conto delle 2 prove eseguite nei pressi del sito e sull'immediato contorno in altri contesti. Per il resto si ritiene che questa sia la situazione prevista al par. 6.2.2 delle NT2008 relativamente a " *interventi di modesta rilevanza che ricadono in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnica*".

Trattasi di prove penetrometriche dinamiche in continuo con punta conica, secondo lo standard AGI, con penetrometro super-pesante della Deep Drill.

Per tutto quanto esposto di seguito lo scrivente tiene conto del contenuto del D.P.R.n 328/01 art.41.

#### **3.2 Risultati delle prove penetrometriche**

Sono descritti al paragrafo 2.3.

### **3.3 Dati Idrogeologici**

#### **. Acque superficiali**

I sito è interessato sul contorno da canali e rogge.

#### **. Acque sotterranee**

I sondaggi hanno messo in evidenza la presenza di falda a 3 metri. Questo può essere considerata come massima escursione più frequente. Non si esclude che possa comunque in casi eccezionali la risalita ulteriore, soprattutto nel caso di ritombamento del vicino cavo del fontanile.

### **4.1 Diagnostica geotecnica**

Al termine di questa indagine si deduce che il sottosuolo naturale dell'edificio in esame, sotto le fondazioni è caratterizzato da:

- terreni con caratteristiche qualitativamente buone .

Il **piano di posa** delle fondazioni è a meno un metro dal piano di campagna per le travi continue.

### **4.2 Criteri e prescrizioni generali**

#### **. Acque superficiali e sotterranee.**

La circolazione superficiale non può saturare i livelli superficiali. I piano di posa delle fondazioni difficilmente può essere interessato dalla risalita della falda. Tutte le altre acque superficiali e/o drenate collettate , saranno comunque evacuate per gravità o per pompaggio verso le reti predisposte.

### **4.3 Adattamento al suolo delle costruzioni.**

#### **. Livello di posa**

Si presume che le fondazioni saranno poggiate sul livello posto a meno 1,00 metri.

#### **. Carico ammissibile**

Si considerano le fondazioni come continue.

Per il calcolo del carico di sicurezza si utilizza la formula EC7, per terreni non coesivi, nell'ipotesi di rottura generale, con i seguenti dati di ingresso:

fondazione continua lato non inferiore a **B = 0,8 metri**, profondità minima **D = 1,00 m** . Si escludono carichi eccentrici e inclinati ( per la verifica statica ).in quanto per il momento non conosciuti.

**I valori caratteristici** geotecnici vengono definiti partendo dai seguenti valori considerati come medi e utilizzando l'approccio probabilistico come suggerito da Schneider H.R.(1997) : peso di volume umido di **g = 18,00 kN/mc** (asciutto); immerso **g' = 8 kN/mc**; **angolo attrito** interno di almeno 34° ; **Es** ( modulo elastico secante , dedotto da N60 di almeno 20 colpi e dalla formula : **Es** ( kPa) = 600 (N60+6)+2000 ( da J.E.Bowles )) = 17,6 MPa. Coeff.di Poisson **v = 0,3** (da letteratura).

Applicando il criterio di Schnaider :  $X = X_m ( 1 - COV/2 )$  , dove X= valore caratteristico;  $X_m$  = media e COV = coeff. di variazione pari a 0,1 per l'angolo attrito; 0,4 per il modulo elastico e coeff. di Poisson ( in questo caso considerato con segno meno) ; 0.068 per peso di volume ( da C.Cherubini ( 1993)) .

Si ottiene:

**g = 17,00 kN/mc** .(asciutto); **g' = 7,7 kN/mc** immerso.

**f = 32°**;

Il Progettista per la verifica allo scivolamento, nel caso ritenga indispensabile questa verifica, consideri un valore di attrito pari a due terzi del valore sopra riportato.

Per la verifica nei confronti degli **SLU STATICO** di tipo geotecnico (GEO), come previsto al punto 6.4.2.1 del Testo Unico sulle Costruzioni, si considera l'Approccio 2, (A1+M1+R3) in quanto più aderente alla situazione..

Non conoscendo i valori delle azioni (A1), si calcola il valore della " *Rd = resistenza di progetto*". Sarà al Progettista, rapportarla al valore delle azioni con i relativi coefficienti parziali. Si ritiene inoltre superflua la verifica EQU al ribaltamento e allo scorrimento.

Calcolo della capacità portante allo Stato Limite Ultimo (non si considerano i seguenti coefficienti in quanto ininfluenti o uguali a uno: di forma, di inclinazione e di eccentricità dei carichi in quanto non presenti ):

Calcolo della capacità portante allo Stato Limite Ultimo con la formula EC7, considerando che la falda si avvicini al piano di appoggio.

$$(1) \mathbf{q.limite\ di\ rottura = (g\ D\ Nq\ Sq + 0,5\ g'\ B\ Ng\ Sg) :}$$

$$Nq = 23$$

$$Ng = 27 \text{ ( si considera che la falda si avvicini al il piano di posa)}$$

$$\mathbf{Sq = 1}$$

$$\mathbf{Sg = 1}$$

si ottiene **q.lim. = 391+83 = 474 kPa** ( questo valore corrisponde al carico di rottura del vecchio criterio dei carichi ammissibili)



Considerando il coeff. parziale previsto di 2,3 si ottiene la capacità portante limite per SLU :

**q.amm.slu = 474 /2,3= 206 kPa ( arroto.to) :** pressione limite efficace in condizione drenata allo SLU

Si fa presente che questo dato, come anticipato, non tiene conto dei carichi centrici o inclinati in quanto non disponibili in questa fase. Nel caso di carico verticale eccentrico, con "e = eccentricità", si tenga conto che il valore della larghezza del lato della fondazione da considerare è B' = (B-2e). Nel caso di carichi inclinati di "a" i predetti valori di **iq ig** sono da inserirsi come ulteriori valori secondo la formula EC7. Alla bisogna, per far quadrare i conti, si incrementano i valori di B.

Tutte le verifiche ulteriori: scivolamento, ribaltamento, decompressione, ecc vengono tralasciate . Nel caso si consideri un valore di attrito alla base pari a circa 2/3 dell'angolo di attrito del terreno.

Per la verifica nei confronti degli **SLV IN CAMPO SISMICO** di tipo geotecnico (GEO), come previsto al punto 6.4.2.1 del Testo Unico sulle Costruzioni, si considera l'Approccio 2.

Non conoscendo i valori delle azioni (A1), si calcola il valore della "Rd= resistenza di progetto". Starà al Progettista, rapportarla al valore delle azioni. Si ritiene inoltre superflua la verifica EQU al ribaltamento e allo scorrimento.

Si tiene conto di **Kh= 0.045**: che tiene conto della categoria del suolo e topografica.

L'approccio suggerito dalle NTC2008 , del calcolo di **Khi - Khk** , non trova riscontro in nessun tradizionale approccio per le verifiche in campo sismico quali: *Sarma-Iossifelis ('90); Richards ('93); Budhu e Al-Karni (('93) ; Dormieux e Pecker ( '95); Paolucci e Pecker ( '97); Soubra ('97) ; Maugeri ('04); Kumar e Rao ('06); Choudhury e Rao ('06) ; EC8 , annesso F ('06 )*.

Per altro lo scrivente fa proprie le osservazioni sulle norme in oggetto elaborate dalla "Conferenza Presidenti Regioni e Province autonome " versione 7 marzo 2008 alle quali si rimanda.

Si opta per l'approccio proposto da *Maugeri-Novità ('04)* presentati nel Workshop del marzo 2009, che tiene conto anche dell'effetto completo cinematico e dinamico. Detto approccio inserisce i termini correttivi **hg** e **hq** nella formula (1), che tengono conto del valore di Kh.

$$(2) \quad hg = B Kh^2 + C Kh + 1;$$

$$(3) \quad hq = H Kh^2 + I kh + 1;$$

Nelle quali:

$$B = - 70,51 (tg.f)^3 + 143,84 (tg.f)^2 - 98,79 tg.f + 27,64 = 4,80;$$

$$C = 12,90 (tg.f)^3 - 35,04 (tg.f)^2 + 30,27 tg.f - 12,48 = - 4,09;$$

$$H = 63,96 (tg.f)^3 - 154,31 (tg.f)^2 + 117,70 tg.f - 26,34 = 2,56;$$

$$I = -4,49 (tg.f)^3 + 10,58 (tg.f)^2 - 8,48 tg.f - 0,22 = - 2,48;$$

da cui:

$$h_q = 0.89$$

$$h_g = 0,82$$

Si ottiene  $q_{amm. slv} = (391 \times 0,89 + 83 \times 0,82) / 2,3 = \text{arr.to} = 181 \text{ kPa}$ .

### . Cedimenti Verifica allo SLD

I cedimenti di norma si calcolano dopo il dimensionamento delle fondazioni e sulla base di prove specifiche.

Si fa comunque la verifica considerando le dimensioni delle fondazioni sopra riportate. Non conoscendo il carico di esercizio si fa riferimento ad un valore di stima non superiore ai 150 kPa.

Per la stima dei **cedimenti immediati e secondari** e secondari dei terreni è stata considerata la formula di Burland e Burbridge (1985), che tiene conto del cedimento primario e secondario

$$(4) S = f_1 f_2 f_3 ((q - 2/3 s_{vo}) B^{0.7} I_c);$$

nella quale:

**S** = cedimento in **mm**

**q** = carico trasmesso dalla fondazione : **150 kPa**

**s<sub>vo</sub>** : tensione litostatica alla quota della fondazione: **17 kPa**

**B** = larghezza fondazione continua = **0,80 m**;

**I<sub>c</sub>** = indice di compressibilità =  $1,706 / N_{60}^{1,4}$  ( medio) = **0.025** (considerato un N di almeno 20 colpi (valore medio riscontrato sotto  $B^{0.7}$  alle fondazioni)

**f<sub>1</sub>** = coefficiente che tiene conto della forma delle fondazioni , fondazione a continua = **1,3**

**f<sub>2</sub>** = tiene conto dello spessore dello strato deformabile se ricadente e inferiore a  $B^{0,7}$ , in questo caso tenuto conto che lo strato deformabile equivale a  $B^{0,7} = 1$ ;

**f<sub>3</sub>** = coefficiente che tiene conto per i terreni granulari dei cedimenti differiti = **1,5** per carichi statici e 2,5 per carichi ciclici.

$$S = 6 \text{ mm. (arr.to)}$$

Questo valore può essere considerato come medio del cedimento atteso. Per il valore massimo il coeff.da applicare è:

$$(5) S_{max} = S 1,5 = 9 \text{ mm.}$$

Il suddetto valore di cedimento , a maggior ragione per la piccola platea, è comunque accettabile in quanto ai limiti dei valori tollerabili per edifici in terreni granulari (da Mac Donald e Skempton 1955). Infatti i valori raccomandabili in queste situazioni è opportuno che non superino i 50 mm , con valori massimi raccomandabili di 35 mm .

L'azione sismica non modifica sostanzialmente il predetto valore di S: si vedano gli :

: *"Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica. Allegato A3 tabella 7 "*.

Non si ritiene necessaria la verifica all'assestamento rotazionale perché non vi sono momenti flettenti significativi.

Per il valore del modulo di reazione "k" di Wincler si stima cautelativamente nell'intervallo dei sedimenti sottostanti alla fondazione, costituiti da ghiaie sabbiose mediamente compatte, un valore minimo di  $k = 15.000 \text{ kN/mc}$  ( da J.E.Bowles) .  
I cedimenti di norma si calcolano dopo il dimensionamento delle fondazioni e sulla base di prove specifiche.

Non si ritiene necessaria la verifica all'assestamento rotazionale perché non vi sono momenti flettenti significativi.

### **. Precauzioni particolari.**

Per lo scarico delle acque nel suolo, al netto del terreno vegetale, si consideri una permeabilità medio-alta .

Si considera lo scarico solo delle acque bianche dei pluviali in quanto non inquinanti. Data l'elevata permeabilità dei sedimenti, lo scarico a perdere di fognature può rappresentare un rischio per la falda sottostante.

Si tenga conto della vicinanza della falda che come noto non può essere con certezza definita in termini di quota .

Si tenga conto che in caso di ritombamento dei fontanili posti sul contorno, la falda tende a innalzarsi oltre i limiti originari, se si tiene conto anche della fascia capillare. Il volume sotterraneo, nel caso venga successivamente considerato, precauzionalmente dovrà essere impermeabilizzato per tutta la sua altezza.

### **. Nota finale**

Ogni elemento riscontrato in sede di realizzazione, diverso o antitetico rispetto a quanto qui riportato, dovrà essere subito comunicato allo scrivente. Soprattutto occorre verificare che il piano di posa non sia interessato da eventuali riporti.

L'estensore

dr Claudio Trovenzi  
(firma digitale)



Palazzolo sull'Oglio il 16 novembre 2021