

P.U.A.

Scheda Norma N° 362 ATO 3

Approvata con D.C.C.
n°91 del 23/12/2011

PROVINCIA DI VERONA

COMUNE DI VERONA

PROGETTO

denominato "VIA CARNIA" per opere di urbanizzazione
in via Carnia, quartiere San Massimo, Verona

La proprietà:

FORMIGARI EMILIA
via Trieste n°60
37135 - Verona (VR)
C.F.: FRMMLE 38B64 H714C
QUOTA PROPRIETA' 33,3 %

MONTAGNOLI ALBA MARIA
via del Risorgimento n°3
37126 - Verona (VR)
C.F.: MNTLMR 28C68F918Y
QUOTA PROPRIETA' 11,1 %

PISTORI LORENZINA
via Balladoro n°29
37064 - Povegliano Veronese (VR)
C.F.: PSTLNZ 57R48 D957G
QUOTA PROPRIETA' 25,0 %

FORMIGARI MARISA
via largo Marzabotto n°15
37126 - Verona (VR)
C.F.: FRMMRS 51S64 L781H
QUOTA PROPRIETA' 11,1 %

FORMIGARI GIOVANNI
via Monte Lessini n°10
37030 - Colognola ai Colli (VR)
C.F.: FRMGNN 48R07 L781J
QUOTA PROPRIETA' 11,1 %

GOTTARDI GIAMPAOLO
via Balladoro n°29
37064 - Povegliano Veronese (VR)
C.F.: GTTGPL 61A31 H924X
QUOTA PROPRIETA' 8,4 %

i progettisti:



ALBERTO MARCHESINI ARCHITETTO
via Alessandro Crescini, 98
37025 - Sant'Ambrogio di Valpolicella (VR)
Tel. 045/3192039 - Fax. 045/3192038
e-mail: albertomarchesini@hotmail.com

Timbro e Firma:



CRISTIAN VALLAN GEOMETRA
via Gidino, 22
37066 - Sommacampagna (VR)
Tel. 045/8969068 - Fax. 045/8969068
e-mail: info@studiovallan.it

Timbro e Firma:

Tipo elaborato	RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA		Scala	TAV. 06 A
Descrizione				
				Il presente disegno è di proprietà dello studio Marchesini architetto Alberto e Vallan geometra Cristian che tuteleranno i propri diritti a termine di Legge. Diffusione e riproduzione riservati in conformità alle leggi vigenti
Data di Emissione	11.Gennaio.2016			
Commessa	Comm. E1162			

Regione Veneto

Provincia di Verona

COMUNE DI VERONA

P.U.A. SCHEDA NORMA N. 362 ATO 3 APPROVATA CON D.C.C. N.91 DEL 23/12/2011

PROGETTO DENOMINATO "VIA CARNA" PER OPERE
DI URBANIZZAZIONE IN VIA CARNIA,
QUARTIERE SAN MASSIMO

Relazione Geologica - Geotecnica

Redatto da :

Timbro e Firma:

Dott. Geol. Annapaola Gradizzi

Circonvallazione Bran, 828

37013 Caprino (VR)

Tel: 045-6245901 e Fax: 045-6239861

e-mail: geologo.gradizzi@gmail.com



P.U.A. SCHEDA NORMA N. 362 ATO 3 APPROVATA CON D.C.C. N.91 DEL 23/12/2011

**PROGETTO DENOMINATO "VIA CARNA" PER OPERE DI
URBANIZZAZIONE IN VIA CARNIA, QUARTIERE SAN MASSIMO
NEL COMUNE DI VERONA (VR)**

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO.....	3
3. ASSETTO IDROGEOLOGICO.....	6
4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	7
5. SISMICITA' LOCALE	8
6. ANALISI DEL PROGETTO E VERIFICA DELLE PROBLEMATICHE DI ORDINE GEOLOGICO E GEOTECNICO	10
6.1 Calcolo della capacità portante del terreno di fondazione	10
6.2 Stabilità degli scavi	14
7. ANALISI DEI VINCOLI RELATIVI AL SITO IN ESAME	17
8. CONCLUSIONI.....	20

ALLEGATO 1: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Anno 2016



P.U.A. SCHEDA NORMA N. 362 ATO 3 APPROVATA CON D.C.C. N.91 DEL 23/12/2011

**PROGETTO DENOMINATO "VIA CARNA" PER OPERE DI
URBANIZZAZIONE IN VIA CARNIA, QUARTIERE SAN MASSIMO
NEL COMUNE DI VERONA (VR)**

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

1. PREMESSA

Su incarico dell'Arch. Marchesini Alberto e del Geom. Vallan Cristian è stato eseguito uno studio geologico-geotecnico a supporto del progetto denominato "Via Carnia" per opere di urbanizzazione in Via Carnia nel quartiere San Massimo di Verona (VR).

In particolare il progetto prevede la realizzazione di tre nuovi edifici residenziale costituiti ciascuno da un piano interrato e da due piani fuori terra, di dimensioni in pianta pari a circa 12 m X 21.5 m, di aree a verde privato e di aree a parcheggio di circa 100 mq.

Lo studio relativo alle opere progettate si è avvalso di un rilevamento geologico di dettaglio effettuato in campagna, dell'esecuzione di un pozzetto geognostico e delle conoscenze maturate in ambiti geologici simili.

Il presente studio ha lo scopo di verificare la fattibilità degli interventi previsti rispetto alle caratteristiche stratigrafiche e idrogeologiche dell'area in esame.

Il presente rapporto costituisce la "relazione geologica" che, ai sensi di quanto previsto dal D.M. 11/3/88 e dal DM 14/01/2008, dovrà fare parte integrante del progetto al fine di giungere alle scelte progettuali ed alle verifiche prescritte.

2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO

L'area in esame è ubicata in prossimità di località San Massimo a Verona, presso Via Carnia. Per l'ubicazione del sito si fa riferimento alla Carta Tecnica Regionale ed in particolare all'elemento "San Massimo" "123164" in scala 1: 5.000, di cui un estratto è riportato in Figura 1 e per l'assetto geologico generale si fa riferimento alla Carta Geologica d'Italia, Foglio "Verona" in scala 1: 100.000, di cui un estratto è riportato in Figura 2.

La zona è adibita ad area residenziale.

Dal punto di vista geomorfologico l'area presenta una morfologia subpianeggiante con leggera pendenza verso Sud-Est. L'area è posta su un terrazzo fluvioglaciale che si raccorda a nord del sito con i depositi alluvionali recenti del Fiume Adige e di seguito con il suo alveo.

Dal punto di vista geologico l'area è situata in corrispondenza di un'ampia pianura fluvioglaciale originatasi prevalentemente nel periodo Rissiano (Quaternario) in relazione alle fasi deposizionali di tipo glaciale e fluvioglaciale del ghiacciaio atesino.

Il sito in esame si trova in corrispondenza della zona centrale della Grande Conoide dell'Adige, che si sviluppa dallo sbocco in pianura della Val d'Adige e, con morfologia a ventaglio, si estende per gran parte dell'attuale Pianura Veronese, bordando le colline moreniche del limitrofo anfiteatro benacense e spingendosi verso sud fino agli attuali territori di Zevio e Villafranca.

La formazione della Grande Conoide dell'Adige, di direzione NNW-SSE, è legata alla presenza durante il Pleistocene di un ghiacciaio, quest'ultimo era suddiviso in due lingue: la maggiore era quella che occupava il bacino dell'attuale Lago di Garda e che ha dato origine all'Anfiteatro Morenico del Garda; la seconda lingua, di minor estensione, era nella Val d'Adige ed ha dato origine all'incisione valliva stessa e all'anfiteatro morenico di Rivoli Veronese.

In particolare i depositi fluvioglaciali più antichi (Rissiani) appartenenti al ghiacciaio benacense costituiscono, in corrispondenza del margine sudorientale dell'anfiteatro morenico stesso, un'ampia zona che delimita tutto questo lato delle colline moreniche e si raccorda poco più ad est con i depositi, sempre di natura fluvioglaciale, deposti dal ghiacciaio atesino.

I depositi fluvioglaciali rissiani si raccordano con i depositi fluvioglaciali più recenti e quindi con i depositi alluvionali nei pressi dell'attuale alveo del Fiume Adige, costituendo una doppia serie di terrazzi morfologici che si estendono dagli abitati di Bussolengo fino alla zona del Chievo.

Dal punto di vista geolitologico l'area in esame è quindi interessata esclusivamente dalla presenza dei depositi alluvionali antichi deposti dalle acque del ghiacciaio del Fiume Adige e costituiti da ghiaie da medie a grossolane in matrice sabbiosa leggermente limosa con ciottoli ben arrotondati, poligenici (calcarei e porfirici) e dimensioni variabili (diametri medi pari a 2 a 6 cm).

Ai materiali ghiaiosi possono essere localmente intercalate delle lenti di scarsa continuità sia laterale sia verticale di natura sabbioso-argillosa.

I depositi fluvioglaciali e alluvionali sono interessati da un ridotto spessore di copertura argillosa di colore bruno-rossastro dovuta all'alterazione del deposito stesso.

Lo spessore di questi depositi è di alcune centinaia di metri.

I materiali ghiaiosi che costituiranno il sedime di fondazione del fabbricato in progetto sono stati visionati in corrispondenza del pozzetto geognostico eseguito in prossimità dell'area interessata dalla lottizzazione in oggetto (vedi Allegato 1 di documentazione fotografica).

Di seguito è riportata la successione stratigrafica rilevata:

0.0 m - 0.7 m = Terreno vegetale misto a ciottoli.

0.7 m - 2.5 m = Ghiaie calcaree bianche in matrice sabbiosa

leggermente limosa con ciottoli in ben arrotondati, di diametro medio pari a 1-4 cm e di diametro massimo pari a 10-15 cm.

Durante l'esecuzione del pozzetto geognostico non sono state rilevate venute idriche.

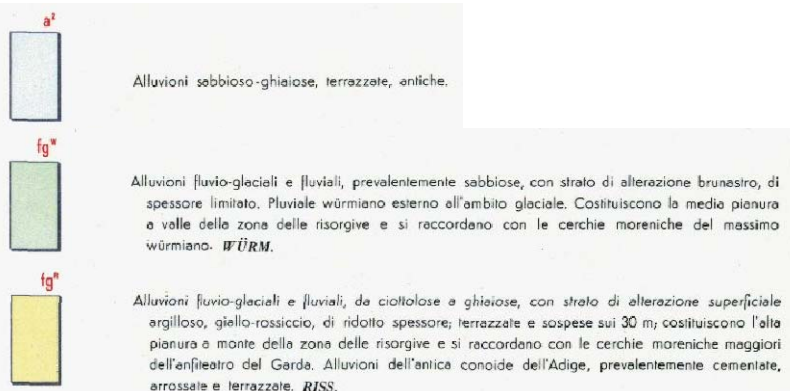
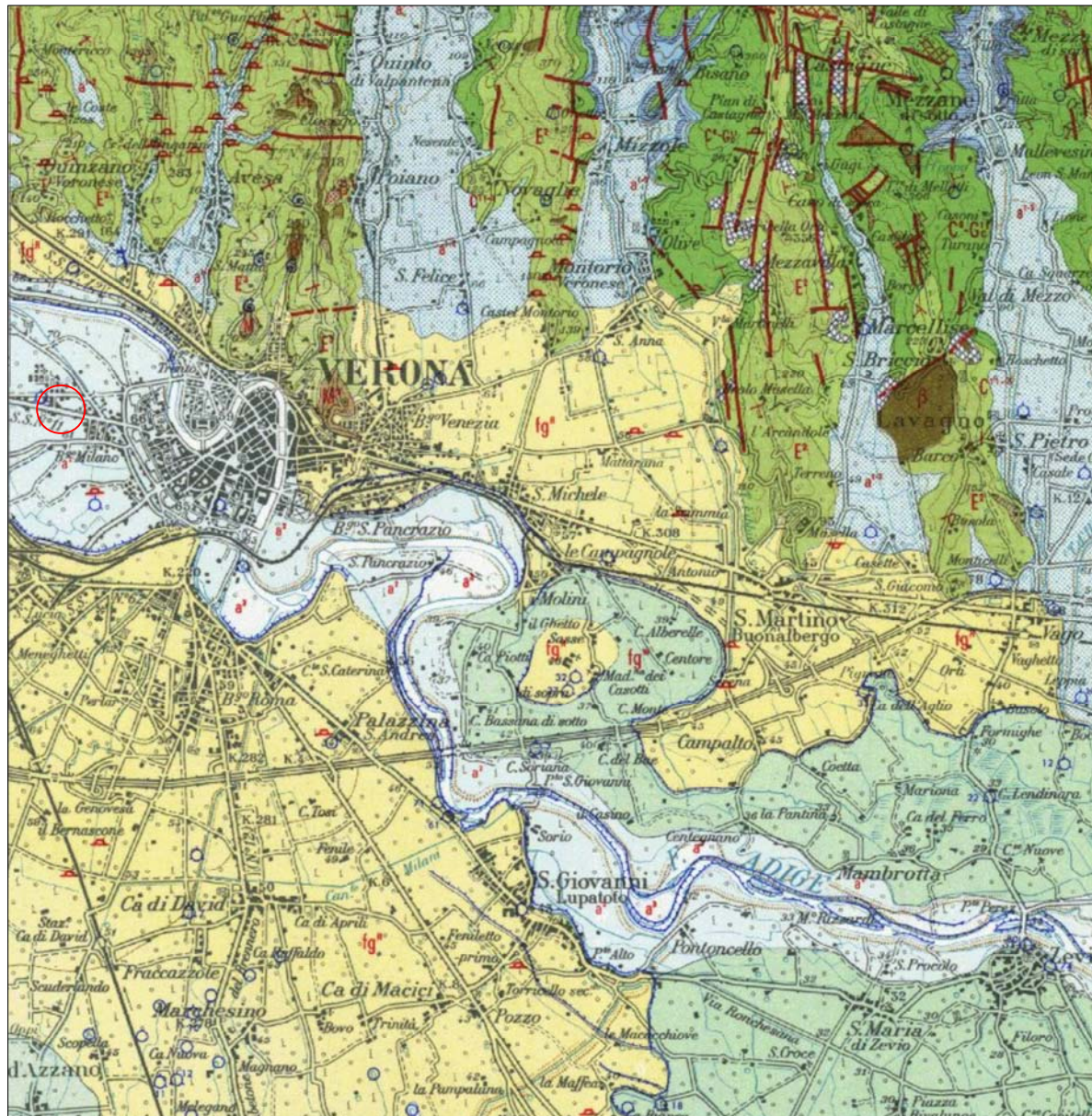
Nell'Allegato 1 al testo è riportata la documentazione fotografica relativa ai materiali rilevati nel pozzetto.

Scala 1: 5.000



Area in esame

FIGURA 2
ESTRATTO CARTA GEOLOGICA D'ITALIA
 Scala 1: 100.000



Area in esame

3. ASSETTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico i depositi alluvionali, essendo di natura granulare medio-grossolana, sono genericamente caratterizzati da un coefficiente di permeabilità medio-alto.

Lo scorrimento idrico superficiale è legato alle precipitazioni meteoriche e segue le linee di massima pendenza, localmente orientate verso SE.

La morfologia del sito in esame è comunque subpianeggiante.

Per quanto riguarda la circolazione idrica nel sottosuolo la falda appartenente all'acquifero principale si trova a profondità superiori a quelle preventivate dal progetto in esame, non è possibile comunque escludere delle locali venute d'acqua in corrispondenza di livelli a granulometria grossolana sovrastanti a livelli impermeabili che fungano da confine idrogeologico.

Nel corso del rilevamento non sono state comunque rilevate venute idriche di entità significativa. Non sono state rilevate venute idriche nel corso del rilevamento di campagna né nel pozzetto geognostico realizzato.

Sulla base dei dati bibliografici a disposizione la falda freatica dovrebbe trovarsi ad una profondità di -30/-35 m dal p.c..

Il sottosuolo dell'area in esame è caratterizzato dalla presenza di depositi alluvionali costituiti da materiali grossolani per le quali il grado di permeabilità sarà medio-alto, in relazione alla granulometria che li caratterizza. Per quanto riguarda la permeabilità dei materiali presenti nel sottosuolo dell'area in esame il grado di permeabilità è pari a circa $1 \cdot 10^{-4}$ m/sec.

4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

La caratterizzazione geotecnica dei terreni investigati è stata effettuata sulla base dell'osservazione di campagna ulteriormente sostenuta dai dati bibliografici.

Si stimano per i **materiali rilevati** le seguenti caratteristiche geotecniche:

DEPOSITI ALLUVIONALI GHIAIOSI

Peso di volume naturale	γ	= 18.5 kN/m ³
Angolo d'attrito	ϕ	= 34° - 36°
Coesione apparente	C'	= 5-10 Kpa
Coesione	C	= 0 Kpa

E' stata assegnata a questo materiale una coesione apparente (C') in accordo con le osservazioni di campagna, si è ritenuto invece opportuno fornire un valore di coesione reale (C) nullo al materiale in esame, in quanto la coesione degli scassi osservati è attribuibile a fenomeni di consolidamento temporaneo, oppure a fenomeni di aging o di capillarità, che non possono essere estesi alla reale situazione che si presenterà in fase definitiva.

5. SISMICITA' LOCALE

La vulnerabilità dell'area di studio nei confronti del rischio sismico è stata valutata sulla base delle classificazioni a disposizione, in particolare facendo riferimento a quanto sviluppatosi nelle classificazioni 1984-1998 e nell'Ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 2003, *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*.

In particolare il Comune di Verona, secondo la nuova classificazione, appartiene alla Zona Sismica 3, secondo la vecchia classificazione aveva un grado di sismicità medio-basso.

Al fine di valutare l'azione sismica sulla tipologia fondazionale adottabile nell'ambito del progetto sono stati determinati i profili stratigrafici del suolo di fondazione dell'area, secondo la normativa tecnica di applicazione dell'Ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 2003, *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*.

I profili determinati si riferiscono a depositi con specifici valori dell'indice geofisico V_{s30} rappresentativo delle velocità delle onde sismiche del tipo S nel sottosuolo.

In particolare è stato assegnato al substrato dell'area in esame un profilo stratigrafico C sulla base dei dati ricavati dal rilevamento geologico e dei dati forniti dalla carta geologica.

Le norme tecniche per le fondazioni che accompagnano l'ordinanza descrivono il profilo stratigrafico C come segue: *"Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < C_u < 250$ kPa)"*.

A questa zona sismica corrisponde un valore di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) volte pari a 0.15 l'accelerazione gravitativa locale (g).

A questo profilo stratigrafico corrispondono i seguenti parametri da inserire nelle espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali:

PROFILO SUOLO	S	T_B	T_C	T_D
PROFILO C	1.25	0.15	0.50	2.0

Dove:

S = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione,

T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro, sempre dipendenti dal profilo.

In accordo con le nuove norme tecniche per le costruzioni DM 14-01-2008 vengono di seguito forniti i parametri e i coefficienti da adottare per il calcolo delle fondazioni.

Si suggerisce di utilizzare l'Approccio 2 per il quale i coefficienti sono A1+M1+R3.

Il coefficiente A1 (coefficiente parziale per le azioni) si assume pari a 1.0-1.5.

Il coefficiente M1 (coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno) da applicare ai valori di coesione efficace, angolo di resistenza al taglio, resistenza non drenata e peso di volume dei materiali costituenti il sottosuolo dell'area in esame è sempre pari a 1,0.

Il coefficiente R3 (coefficiente parziale da applicare alle resistenze caratteristiche) da applicare è pari a 2,3 per la capacità portante del terreno di fondazione e pari a 1,1 per le verifiche a scorrimento.

6. ANALISI DEL PROGETTO E VERIFICA DELLE PROBLEMATICHE DI ORDINE GEOLOGICO E GEOTECNICO

Il progetto in esame prevede la realizzazione di tre nuovi fabbricati ciascuno costituito da un piano interrato e da due piani fuori terra, di dimensioni in pianta pari a circa 12 m X 21.5 m.

Per la realizzazione dei nuovi fabbricati residenziale comporterà l'esecuzione di scavi di altezza massima pari a circa 3.0 m.

Sulla base del modello stratigrafico-geotecnico indicato nei cap. precedenti, le problematiche relative a tali aspetti, dovute alle interazioni terreno-struttura della nuova opera, riguardano:

- la capacità portante del terreno di fondazione;
- la stabilità degli scavi.

6.1 Calcolo della capacità portante del terreno di fondazione

Le fondazioni dei fabbricati residenziali interesseranno solamente il deposito alluvionale antico di natura ghiaiosa, le cui caratteristiche fisico meccaniche permettono la realizzazione di fondazioni dirette. In tal senso le fondazioni potranno essere del tipo nastriforme o a plinto isolato, come suggerito dai progettisti.

Per il calcolo della capacità portante del terreno si è adottato il metodo di Terzaghi che propone una formula valida per il calcolo della portanza di fondazioni superficiali di larghezza B.

La formula è data da :

$$q_{lim} = c N_c \beta_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \beta_\gamma$$

dove :

- q_{lim} è la capacità portante limite del terreno;
 c è la coesione del terreno su cui poggia la fondazione;
 γ è il peso specifico del terreno posto sopra e sotto il piano di fondazione;
 D è la profondità del piano di fondazione dal piano campagna;
 q è il peso del sovraccarico, uguale al prodotto $\gamma \cdot D$;
 B è la larghezza della fondazione;
 β_c e β_γ sono fattori correttivi di forma, espressi da coefficienti numerici, legati alla geometria della fondazione;
 N_c, N_γ, N_q sono fattori adimensionali di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito, pari rispettivamente a 52.6, 38.9, 36.5, per $\phi = 34^\circ$, espressi da:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} \quad a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

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

dove :

- ϕ è l'angolo di attrito del terreno di fondazione pari a 34°
 $K_{p\gamma}$ è il coefficiente di portata funzione dell'angolo ϕ , determinato da Terzaghi sulla base di prove empiriche.

Di conseguenza la capacità portante limite (q_{lim}) è legata ai seguenti gruppi di parametri :

- parametri geotecnici
- parametri geometrici
- coefficienti correttivi

- Parametri geotecnici

Sono rappresentati essenzialmente da:

- coesione (c) del materiale su cui poggia la fondazione, generalmente espressa in Kg/cm^2 ;
- angolo di attrito (ϕ) del materiale su cui poggia la fondazione;
- peso specifico (γ) rappresentativo del terreno sopra e sotto il piano di fondazione, espresso in Kg/m^3 .

Questi parametri sono stati desunti, nel caso in esame, sulla base dei dati bibliografici.

- Parametri geometrici

Si tratta di elementi caratterizzanti le dimensioni della fondazione superficiale adottata.

In particolare :

- larghezza (B) della fondazione, espressa in metri
- profondità (D) della base della fondazione, espressa in metri

- Coefficienti correttivi

Sono dei parametri legati alla particolare tipologia della fondazione presa in considerazione e al valore di ϕ (angolo di attrito) assunto. In particolare:

- coefficienti numerici relativi alla geometria della struttura (β_c e β_γ);
- coefficienti di portata (N_q , N_c , N_γ e $K_{p\gamma}$), relativi al valore specifico dell'angolo di attrito (ϕ).

La formula di Terzaghi tiene conto anche delle condizioni al contorno che possono influenzare il calcolo della portanza, in particolare:

- la presenza di falda;
- l'eccentricità del carico;
- l'inclinazione del carico;
- la stratificazione del terreno;
- la fondazione su pendio.

Ipotizzando quindi una fondazione continua nastriforme o a plinto di lato B variabile da 0.5 a 1.5 m e di altezza D pari a 0.5 m, assunzioni giustificate viste le dimensioni dei fabbricati in esame, si ottengono i seguenti valori di carico limite e di carico ammissibile:

FONDAZIONI A PLINTO ISOLATO

D (m)	B (m)	Q (Kg/cm²)	Q_{limite ultimo} (Kg/cm²) ricavato utilizzando i coefficienti riduttivi dell'approccio 2 = A1+M1+R3
0.5	1.0	6.25	2.2
0.5	1.5	7.69	2.8

FONDAZIONI CONTINUE

D (m)	B (m)	Q (Kg/cm²)	Q_{limite ultimo} (Kg/cm²) ricavato utilizzando i coefficienti riduttivi dell'approccio 2 = A1+M1+R3
0.5	0.5	5.17	1.9
0.5	1.0	6.97	2.5
0.5	1.5	8.77	3.1

Per quanto riguarda il cedimento del terreno di fondazione la presenza di materiali prevalentemente di natura granulare e insaturi permetterà cedimenti trascurabili che presumibilmente si esauriranno in fase esecutiva delle opere stesse se il piano di fondazione verrà opportunamente rullato e compattato.

Infine, nell'eventualità in cui si dovessero riscontrare livelli di materiali di riporto o terrigeni durante le fasi di scavo del piano interrato, questi andranno completamente asportati al fine di realizzare il piano fondazionale sui depositi naturali.

6.2 Stabilità degli scavi

Per la realizzazione dei piani interrati dei tre nuovi fabbricati verranno realizzati scavi che raggiungeranno altezze di circa 3. m.

Alla stabilità dello scavo a breve termine contribuisce, oltre all'angolo di attrito proprio del terreno, anche alla coesione apparente fornita dalla presenza, di materiali limosi nella matrice del deposito e dalle forze di natura superficiali (tensioni capillari, fenomeni di *aging*, ecc.) cui può essere assegnato un valore $C' = 10$ KPa e un coefficiente di angolo di attrito medio su tutta l'altezza $\phi = 34^\circ$.

Tenendo conto di tali contributi, utilizzando il diagramma di HOECK e BRAY (Fig.3) senza filtrazione alla base (schema 1), con i parametri fisico meccanici precedentemente indicati, adottando un coefficiente di sicurezza pari a $F = 1.30$, si ricavano i seguenti angoli di profilatura per l'altezza prevista:

$$\frac{\tan \phi}{F} = \frac{0.67}{1.1} = 0.61$$

per un'altezza di scavo massima di 3.0 m:

$$\frac{C}{Y \cdot H \cdot \tan \phi} = \frac{0.7}{1.85 \times 3.0 \times 0.62} = 0.20$$

Da questi valori, facendo riferimento al grafico di fig. 3, si ricava un angolo di profilatura massimo pari a $\beta = 70^\circ$ in assenza di filtrazione d'acqua.

Il progettista dovrà verificare che gli ingombri necessari alla realizzazione degli scavi in progetto, con le pendenze sopra calcolate, siano realizzabili all'interno del sito in esame.

Di seguito sono elencate alcune prescrizioni di carattere generale da adottare per gli scavi previsti:

- In caso di pioggia sugli scavi o sulle porzioni già scavate andranno posizionati dei teli impermeabili a salvaguardia delle condizioni di coesione apparente del materiale.
- Tutti gli scavi necessari alla realizzazione del manufatto dovranno rimanere aperti per il tempo strettamente necessario all'edificazione dei muri di contenimento; inoltre per evitare future infiltrazioni d'acqua, in occasioni di particolari eventi piovosi, si raccomanda la realizzazione di un sistema di drenaggio perimetrale. Ciò si rende necessario anche per evitare sovrappressioni nei terreni di sedime e a tergo dei muri stessi. I flussi idrici raccolti dai dreni e tutte le acque bianche dovranno essere convogliate nella rete delle acque bianche esistente, o opportunamente disperse.
- Sui cigli delle scarpate, non dovrà esser accumulato alcun tipo di materiale né dovranno sostarvi le macchine del cantiere, al fine di evitare l'innescare di fenomeni di instabilità dei fronti di scavo stessi.

In generale nell'eventualità in cui parte dei materiali si dovessero presentare privi di coerenza o si dovessero rinvenire livelli di ghiaie pulite, o si dovessero riscontrare parziali depositi di riporto, si dovrà procedere con la realizzazione di opere provvisorie del tipo paratia di micropali.

DIAGRAMMA DI STABILITA' DI HOECK & BRAY

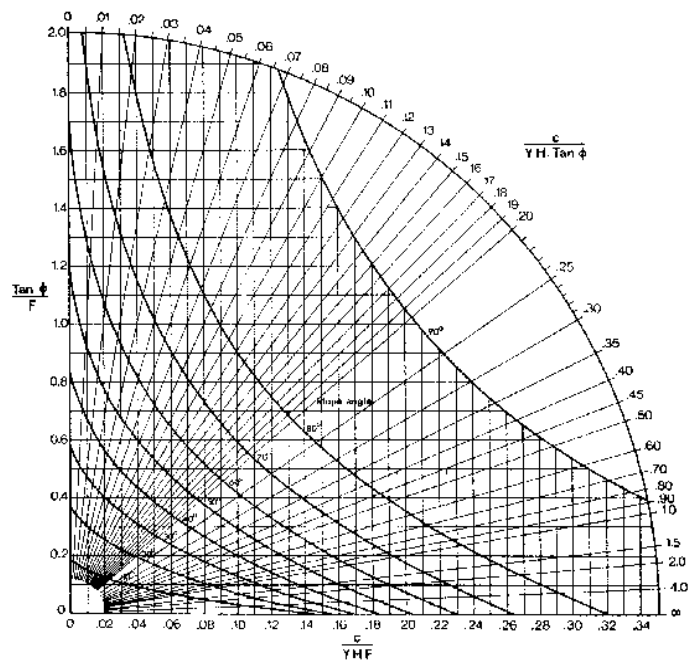
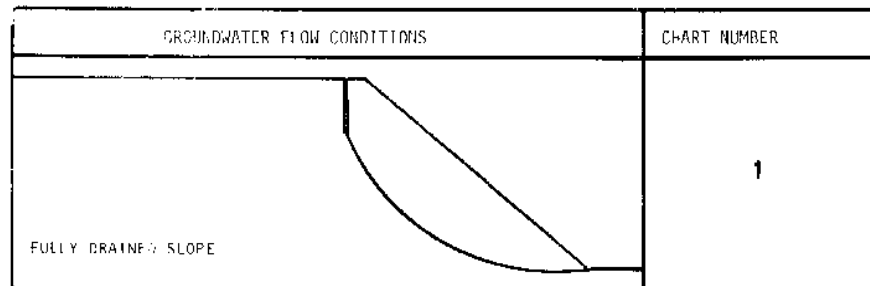
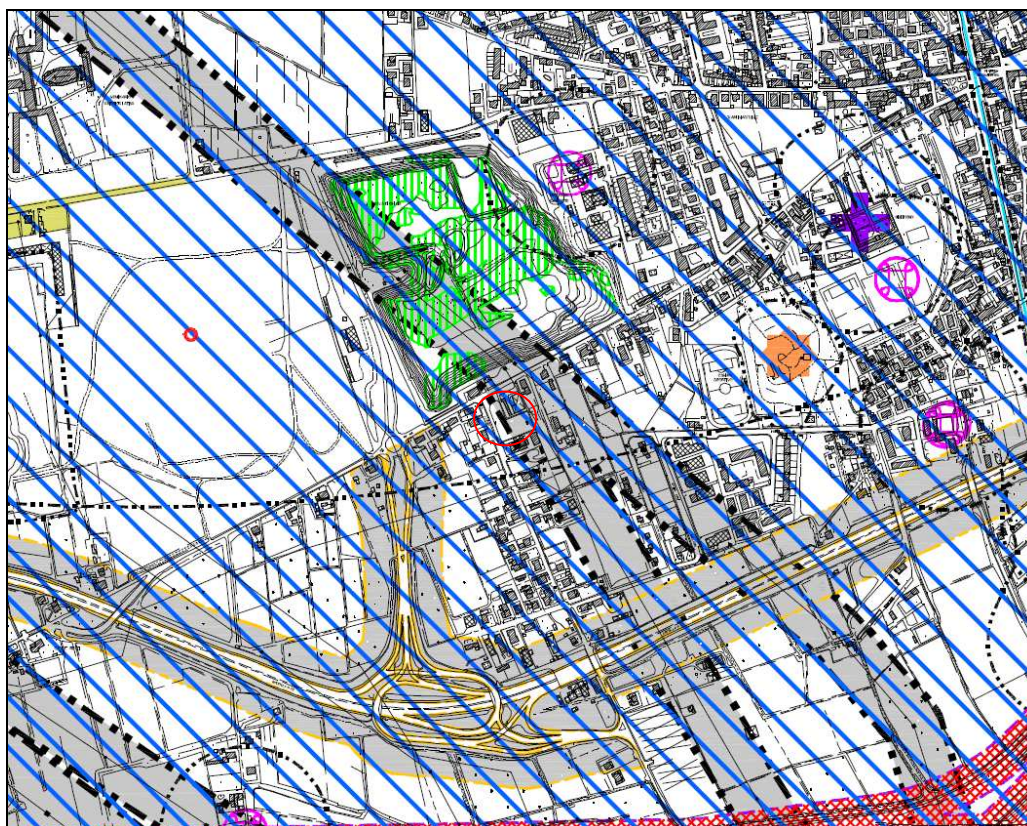


FIGURA 3

7. ANALISI DEI VINCOLI RELATIVI AL SITO IN ESAME

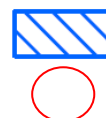
Sulla base della Tavola dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale P.A.T. elaborato 1 3 P, l'area in esame ricade in aree di ricarica degli acquiferi.



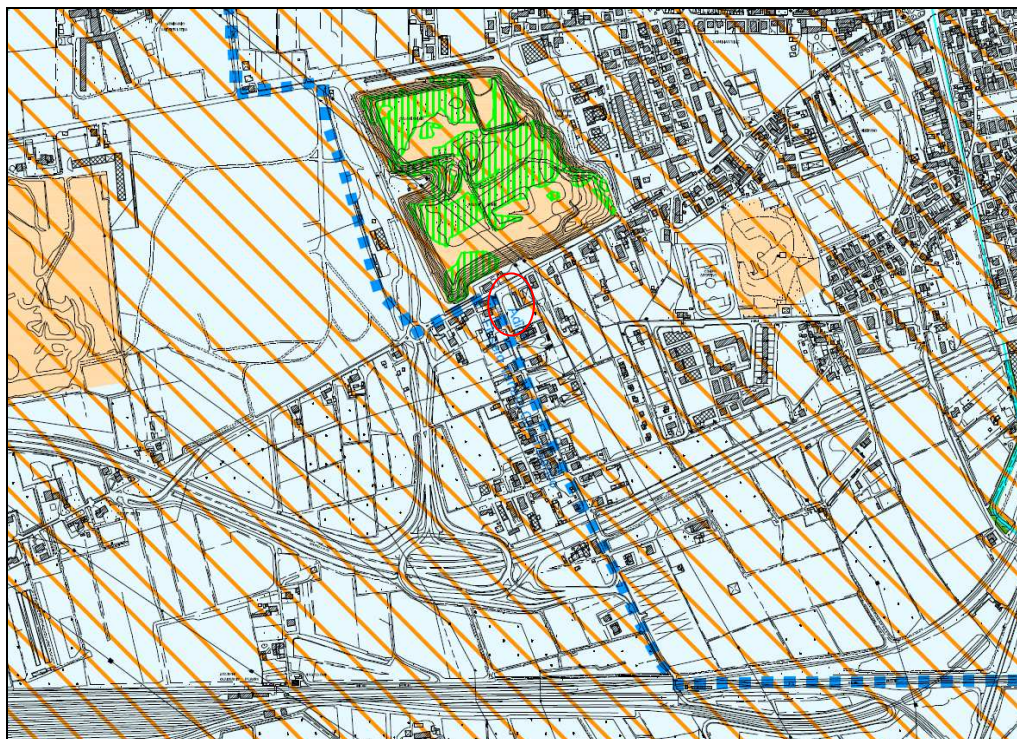
LEGENDA

AREE DI RICARICA DEGLI ACQUIFERI - art. 32

AREA IN ESAME



Sulla base della Tavola delle Fragilità P.A.T. elaborato 3 3 P, l'area in esame ricade in aree di ricarica degli acquiferi.



LEGENDA

AREA IN ESAME



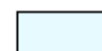
VULNERABILITA' INTRINSECA DEGLI ACQUIFERI - art. 38

UNITA' A



PENALITA' AI FINI EDIFICATORI - art. 37

TERRENO OTTIMO



LIMITE DI BACINO IDROGRAFICO (Adige / Fissero Tartaro Canal Bianco)



Le opere in progetto rientrano in una zona già edificata e l'intervento non prevede scavi significativi, quindi non si andrà ad intercettare la falda.

La realizzazione dell'intervento in esame non modificherà quindi in maniera sostanziale lo stato dei luoghi dal punto di vista idrogeologico e geomorfologico.

Dal punto di vista idrogeologico, non verrà variata la stabilità del sito e

gli ampliamenti in progetto determineranno ridotte aree di nuova impermeabilizzazione per le quali sono comunque previsti interventi di raccolta e adeguata dispersione delle acque meteoriche al fine di compensare l'effetto indotto dalla nuova impermeabilizzazione, inoltre verranno lasciati circa 2.000 mq di verde pubblico e ulteriori circa 750 mq di verde privato.

La dispersione delle acque bianche meteoriche avverrà nei primi due metri di sottosuolo, a notevole distanza dalla falda freatica posta circa alla profondità di -30 m dal p.c. come da bibliografia specifica, la dispersione è comunque afferente alle acque bianche, le acque reflue provenienti dai nuovi fabbricati verranno convogliate in fognatura pubblica.

Non si ravvedono quindi ostative alla realizzazione e al completamento delle opere previste così come riportate nella tavola allegata al progetto.

8. CONCLUSIONI

È stato eseguito uno studio geologico-geotecnico a supporto del progetto denominato "Via Carnia" per opere di urbanizzazione in Via Carnia nel quartiere San Massimo di Verona (VR).

Il progetto prevede la costruzione di tre edifici residenziali ciascuno costituito da un piano interrato e due piani fuori terra di dimensioni in pianta pari a 12 m X 21.5 m, di aree a verde privato e di aree a parcheggio di circa 100 mq.

I rilievi, le analisi e le verifiche eseguite non hanno evidenziato processi morfodinamici in atto e/o quiescenti tali da poter pregiudicare la fattibilità degli interventi in progetto, purché vengano rispettate le considerazioni geologico - tecniche espresse nel capitolo 6.

In particolare il calcolo della capacità portante tramite il metodo di Terzaghi ha permesso di appurare la buona idoneità del terreno in esame a supportare una tipologia costruttiva corredata da fondazioni dirette.

Si suggerisce di utilizzare un valore di portata ammissibile nell'intorno di 1.8-2.8 kg/cm² a seconda delle dimensioni e della tipologia delle fondazioni scelte.

Il profilo delle scarpate progettate per lo scavo, di altezza massima stimata intorno ai 3.0 metri, dovrà avere una pendenza massima di 70° al fine di rimanere in condizioni di stabilità a breve termine.

Verificate la capacità portante del sedime di fondazione e l'altezza critica degli scavi in fase operativa secondo la norma del D.M. 11.03.88, si può concludere assumendo che non vi sono vincoli di tipo geologico o geotecnico nell'area alla realizzazione dell'opera in progetto.

In fase esecutiva delle opere andrà verificata l'esatta corrispondenza fra quanto supposto nel presente studio e la reale successione stratigrafica del sottosuolo del sito.

La presente relazione ottempera a quanto stabilito dal D.M. 11.03.1988 e dal DM 14/01/2008 e costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione a edificare.

CAPRINO (VR), 19 gennaio 2016

Il Relatore

Dott. Geol. Annapaola Gradizzi

Allegato 1:

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



FOTO 1: Panoramica del sito in esame.



FOTO 2: Panoramica della porzione dove verranno realizzati i fabbricati.



FOTO 3: Panoramica della porzione a verde pubblico.



FOTO 4: Particolare delle ghiaie grossolane presenti nel sito in esame.