

Indagini geologiche, geotecniche ed idrauliche per la realizzazione di un PUA e alla successiva costruzione di un edificio bifamiliare in v. Zanella - Fg 5, mapp. 1 121-1328-1330.

Progetto definitivo

Elaborato:

Relazione Geologico - Geotecnica

[D.M. 14 Gennaio 2008]

Valutazione di Compatibilità Idraulica

[L. 267/98 e D.G.R.V. 2948/08]

I Committenti:

Immobiliare Reato S.r.L.

Il Tecnico incaricato:

dott. Geol. Eric Pavan



Studio GEOTECH

dott. Geol. Eric Pavan

via 1° Maggio n° 6 - 36016 Thiene (Vi)

e.pavan@studio-geotech.it

vox 0445/360375 - cell. 347/8955999

P.IVA. 03075000244 - CF PVNRCE74M27L157F

Ubicazione	via G. Zanella - Sarcedo (Vi)	
Studio di progettazione	studio tecnico Gionata Crosara	
Codice relazione	R_040/015	
Data	10 Agosto 2015	

Secondo le vigenti leggi sui diritti d'autore [L. 633/1941] nessuna parte di questo elaborato potrà essere riprodotta senza l'autorizzazione dello stesso autore.

1 - PREMESSA

Su incarico e per conto dell'Immobiliare Reato Srl viene eseguito uno studio geologico, geotecnico ed idraulico per la caratterizzazione dell'immediato sottosuolo, che sarà interessato da una diversa distribuzione ed intensità delle forze e dei momenti agenti, dovute alla costruzione di una nuovo edificio residenziale a due piani fuori terra ed un piano interrato, in area collinare di dorsale e per il dimensionamento di strutture disperdenti ovvero di laminazione per garantire l'invarianza idraulica.

Lo studio del sottosuolo prevede la creazione del modello geologico del terreno sede dell'opera, analizzando i dati e le informazioni inerenti la stratigrafia e la litologia dei depositi, la geomorfologia dell'area, gli eventuali processi erosivi ed i dissesti idrogeologici in atto o potenziali. Verranno inoltre descritti i caratteri generali tettonico-strutturali dell'area di studio.

La relazione geotecnica, elaborando i dati provenienti dalle indagini geognostiche, permette di fornire i principali parametri geotecnici dei terreni che verranno utilizzati per calcolare i valori della capacità portante ridotta, stimare i cedimenti ed il valore del coefficiente di permeabilità e di valutare la stabilità globale in condizioni statiche e sismiche, nell'ottica di una corretta progettazione delle fondazioni dell'opera, in accordo con quanto prescritto dal precedente D.M. 11.03.88 ed ora ribadito nel D.M. 14 gennaio 2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Lo studio di compatibilità idraulica, eseguito ai sensi della L. 267/98 (e della DGRV 2948/009), permette di verificare la compatibilità alla realizzazione del Piano Urbanistico Attuativo e successivamente alla costruzione della villetta bifamiliare in progetto in relazione alle caratteristiche geologico - idrogeologiche ed idrauliche dell'area.

2 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO - GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO

2.1 - Note geografiche - geomorfologiche

La zona di indagine è ubicata in Comune di Sarcedo, in via G. Zanella, in contesto residenziale. Ci troviamo in zona collinare a quota 137 m s.l.m. (fig. 2 - CTR Sezione 103070 "Breganze"). Catastalmente è individuabile al Foglio 5 ai mappali 1121, 1328 e 1330 (fig. 3 - Estratto catastale)

Dalla carta Geomorfologica del Veneto, la zona ricade entro la "Fascia collinare sub-alpina dei depositi terrigeni neogenici del bordo meridionale dell'Altopiano di Asiago", di raccordo tra la fascia pedemontana e la bassa pianura veneta. Il sito d'indagine sorge quasi al top di un alto topografico che scollina ad Est verso il t. Astico e ad Ovest verso Thiene.

Sia dalla bibliografia consultata, sia dalle prove penetrometriche eseguite sul campo, si evince come, oltre il primissimo strato di terreno vegetale, i primi metri di sottosuolo siano di terreno sciolto composto da argille limo-sabbiose di età Quaternaria. A 5-6 metri di profondità troviamo la roccia in posto composta brecce e tufi di origine vulcano-terrigena di età Oligocenica-Miocenica. La coltre detritica di ricoprimento della roccia madre sottostante nell'area indagata raggiunge spessori dell'ordine di 5-6 metri circa di profondità e nei dintorni raggiunge sovente spessori anche maggiori. Il materiale deriva dall'alterazione delle litologie vulcaniche che produce i materiali argillosi dal tipico colore bruno-rossastro.

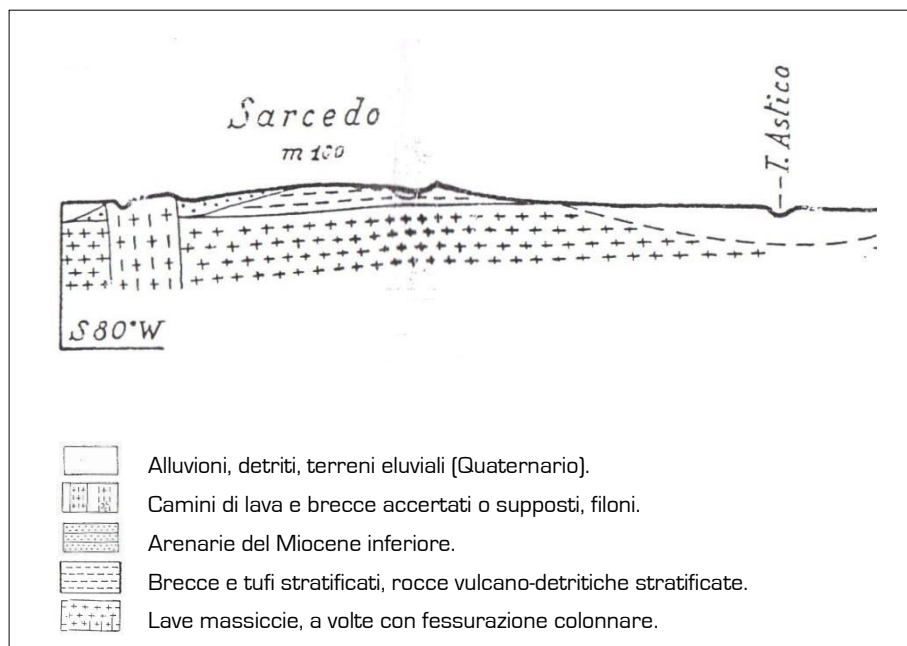
2.2 - Note geologico - stratigrafiche

L'assetto geologico della zona è ben illustrato nella sezione di seguito riportata, la cui traccia nella carta geologica passa molto vicina al sito in esame.

Il dosso collinare su cui sorge il sito è composto da tre litofacies a giacitura sub-orizzontale rappresentata da: Brecce e tufi stratificati; arenarie mioceniche; lave basaltiche massicce terziarie, a volte con fessurazione colonnare.

- Le brecce e i tufi possono essere interpretati come rocce vulcano-detritiche stratificate, con passaggio talora a veri tufi, che si estendono quasi ininterrotte per l'intera area delle Breganze. Si tratta di un episodio che potrebbe considerarsi forse più sedimentario che vulcanico, anche se la percentuale maggiore della roccia è data da materiali eruttivi.
- Le arenarie di età miocenica inferiore costituiscono un orizzonte esteso che nelle Breganze generalmente poggia sopra a una formazione calcarea oligocenica, ma che nelle colline di Sarcedo poggia direttamente su rocce basaltiche.
- Le lave massicce appartengono alla serie vulcanico - basaltica delle Breganze. Trattasi di lave ossidate, rossastre o grigie ampiamente stese, appartenenti ad un complesso vulcanico costituitosi in condizioni subaeree durante l'Oligocene medio-superiore. Su queste dorsali emerse dalle acque, corrispondenti a piccoli vulcani a scudo, le lave sono per lo più bollose e vacuolari, facile preda dell'alterazione, soprattutto se scoriacee.

Si evidenzia anche la presenza di un camino di lava (*neck*) che attraversa verticalmente le arenarie mioceniche presso il corso del t. Igna e che appartiene alle ultime manifestazioni eruttive del ciclo vulcanico basico del Terziario veneto.



- Sezione geologica della zona di Sarcedo [G. Piccoli, 1967].

Dalle considerazioni a seguito delle osservazioni in sito e delle numerose indagini svolte dallo scrivente in zona, si deduce come il sottosuolo in questione sia costituito da materiale detritico sciolto, al limite tra coesivo e granulare (generalmente tendente al primo), con lenti granulari, costituito da argille limoso-sabbiose e cluster litordii della taglia delle ghiaie e dei ciottoli, moderatamente addensato.

2.3 - Note tettoniche

L'assetto tettonico della zona si inquadra nel complesso sistema di faglie legate all'Orogenesi alpina, attiva a partire dal Cretaceo medio. In particolare ci troviamo nel settore del più recente Sudalpino (Oligocene sup. – Miocene), costituito da falde sovrapposte a pieghe rovesce sud-vergenti della struttura denominata "Flessura Pedemontana" (ESE-NON).

Dall'orlo della flessura marginale fino ai colli che rappresentano il lato più basso del rilievo, gli strati appaiono ondulati in pieghe parallele con asse orientato in direzione pressappoco E-O. Questo sistema di tenui faglie si estende attraverso tutta la zona: nelle Bregonze si riconosce una coppia completa di sinclinale e anticlinale, che si attenua procedendo verso oriente. Un altro motivo sinclinale si trova fra le Bregonze e Sarcedo, e analoga situazione si ripete tra Sarcedo e Montecchio Precalcino. E' questa serie di lievi ondulazioni che porta ad emergere dalla pianura l'ultimo colle citato, che è il più meridionale tra quelli che formano le colline pedemontane dei Sette Comuni. A Sud si estende la vasta pianura vicentina, fino ai Lessini e ai Berici, delimitati dalla Faglia Schio-Vicenza.

2.4 - Idrogeologia

Dal punto di vista idrografico/idrogeologico l'area di interesse si colloca nell'alta pianura vicentina, a Nord della **fascia delle risorgive**, quindi in area di ricarica delle falde idriche. Più precisamente il sito ricade in area collinare costituita da terreni da moderatamente a poco permeabili fino a localmente impermeabili. Geograficamente il sito di interesse si trova su un alto topografico delimitato dall'alveo dell'Astico ad Est e dal t. Igna ad Ovest. La storia evolutiva dell'alta pianura vicentina conferisce al sottosuolo buoni valori di permeabilità e di conducibilità idraulica dovuti alla naturale porosità dei terreni. Come è stato ampiamente discusso sopra, i materiali del sottosuolo del sito di edificazione non sono quelli tipici della pianura. Non abbiamo ghiaie pulite, bensì materiale coesivo con un'importante frazione argillosa che rende poco permeabile il terreno.

La copertura detritica alluviale dei primi metri di spessore ha caratteristiche miste tra il coesivo ed il granulare. Ha media attitudine nel drenare le acque meteoriche e a recapitarle alle unità geologiche sottostanti. I risultati di molte prove di



infiltrazione a carico costante, eseguite in tali terreni, portano ad assegnare valori compresi tra 10^{-4} e 10^{-7} m/s. Più sotto, la roccia stratificata vulcano-terrigena è caratterizzata da un diffuso sistema di fratture, giunti di strato e discontinuità che permettono l'infiltrazione, laddove le aperture non siano riempite da materiale impermeabile dovuto all'alterazione chimico-petrografica. L'acqua meteorica tende per la maggior parte a defluire per le vie superficiali data la costituzione geologico-stratigrafica dei terreni (in funzione anche dell'intensità degli eventi) ed in un secondo tempo in profondità (grazie al tempo di permeazione), infiltrandosi nel substrato roccioso; da lì si disperde nell'acquifero indifferenziato di alta pianura vicentina contribuendo all'alimentazione della falda freatica.

Per il sito oggetto di futura costruzione non sono state svolte prove idrogeologiche o di permeabilità in situ, tuttavia, in base all'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite in situ e sulla base delle osservazioni di campagna, si può attribuire un coefficiente di conducibilità idraulica dell'ordine di 10^{-4} m/s classificabile come "discreta/buona", coerentemente alle caratteristiche stratigrafiche. Si confronti la tabella seguente.

k (cm/s)	10 ²	10 ¹	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸
k (m/s)	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰
Classi di permeabilità	ELEVATA		BUONA		DISCRETA		BASSA		MB		IMPERMEABILE
Tipi di terreni	Ghiaie pulite		Sabbie grossolane pulite e miscele di sabbie e ghiaie			Sabbi e fini	Miscele di sabbie fini		Limi argillosi e argille limo		Argille omogenee e compatte

tab. 1 - Correlazione tra permeabilità e granulometrie dei depositi sciolti.

3.0 - PIANO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per ricavare il modello geologico - geotecnico del sottosuolo è stato eseguito un rilevamento geologico - geomorfologico volto ad ottenere informazioni su potenziali dissesti in atto, problemi di ristagno idrico, vicinanza a corpi idrici o canali drenanti.

Dal punto di vista della procedura dei calcoli sono state utilizzati i risultati provenienti dalle prove penetrometriche dinamiche eseguite per la redazione della relazione geologica R_056/013 del 24/10/2013 per la realizzazione di un edificio residenziale a due piani fuori terra ed un piano interrato. Le prove penetrometriche eseguite hanno permesso di ricostruire la stratigrafia dell'immediato sottosuolo e definire le proprietà geotecniche del terreno fino a 7 metri ca di profondità.

4.0 - CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEI TERRENI

Il rilevamento geologico - geomorfologico condotto, le indagini eseguite ed il confronto con i dati di archivio ci portano a definire un sottosuolo costituito da uno strato superficiale di materiale a comportamento misto granulare - coesivo, di tipo limo-sabbioso e, più sotto, lo strato alluvionale ghiaioso con trovanti e con buoni valori di permeabilità. In mezzo uno strato "di transizione" con caratteristiche intermedie.

Nello specifico, si individua la seguente stratigrafia:

STRATI	Caratteristiche geotecniche - stratigrafiche
Strato 1 Terreno vegetale da p.c. a - 60 cm	Strato a comportamento essenzialmente coesivo, con abbondanti resti di matrice organica in decomposizione.
Strato 2 Strato di tufiti alterate (da - 60 cm a -1,30 m)	A tale quota si incontra un primo banco di tufi e tufiti alterate, probabilmente in conformazione estremamente frammentata e fratturata/alterata. Tale banco non è presente nella prova penetrometrica DPM2.
Strato 3 Alternanze di limi ed argille (da -1.30 m a - 6.00 m)	Si tratta di materiale tipicamente coesivo, in facies sabbiose con puntuale presenza di clasti, costituito da limi, argille sabbie fini e loro termini intermedi.
Strato 4 Roccia madre alterata (da - 6.00m a -6.90 m) f.p.	Trattasi di orizzonti a tufi e tufiti mediamente alterate e tenere, in facies con calcari eocenici ad elevato contenuto fossilifero.

tab. 2 - Caratterizzazione dei terreni indagati.



Si rimanda in ogni caso alle stratigrafie di elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche in situ.

Durante l'esecuzione delle prove non è stata intercettata alcuna falda idrica. I terreni attraversati sono risultati normalmente umidi. Non va esclusa, tuttavia, la presenza di acqua nei terreni, tanto più che alcune abitazioni rurali adiacenti o nelle immediate vicinanze, sono provviste di pozzo idrico.

Lo studio effettuato restituisce il modello di un terreno a comportamento geomeccanico granulare fine/coesivo. La continuità litostratigrafica laterale è buona, mentre lo stato di addensamento del terreno è variabile all'interno delle stesse unità geologiche con tendenza all'addensamento in profondità.

Per la determinazione dei parametri geotecnici sono stati utilizzati dati provenienti dalle prove penetrometriche effettuate nei terreni oggetto di studio e sono state confrontate con la nutrita bibliografia presente in archivio e con i numerosi dati provenienti dalle molte indagini effettuate nel territorio comunale, paragonabili dal punto di vista geologico - geomorfologico.

DH (m)	Gam (kN/m ³)	Gams (kN/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m ²)	c Corr. (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0.4	15.4	18.14	0.0	0	0.0	0.0	8.4337	356.47	2266.22	0.0	0.0	0.0
0.9	16.28	18.73	22.3	22.3	0.0	0.0	0.0	6307.64	5597.64	0.34	0.0	0.0
1.1	14.91	18.44	21.29	21.29	0.0	0.0	0.0	3530.39	3133.23	0.34	0.0	0.0
0.5	14.32	18.44	20.91	20.91	12.85	12.85	0.0	2510.5	2228.07	0.35	0.0	0.0
0.4	15.69	18.24	0.0	0	0.0	0.0	9.9	785.02	2646.23	0.0	0.0	0.0
1.0	14.51	18.44	21.07	21.07	0.0	0.0	0.0	2926.3	2596.8	0.35	0.0	0.0
0.5	15.3	18.14	0.0	0	0.0	0.0	7.94	232.42	2156.19	0.0	0.0	0.0
0.2	14.42	18.44	20.98	20.98	0.0	0.0	0.0	2683.1	2381.06	0.35	0.0	0.0
0.4	15.79	18.24	0.0	0	0.0	0.0	10.69	999.3	2836.28	0.0	0.0	0.0
0.6	15.4	18.53	21.63	21.63	0.0	0.0	0.0	4479.68	3975.62	0.34	0.0	0.0
0.9	17.46	18.93	23.26	23.26	0.0	0.0	0.0	8951.51	7944.37	0.33	0.0	0.0

tab. 3 – Elaborazione dei parametri geotecnici della prova DPM1.

Si precisa che il valore dell'angolo di attrito, riportato più sopra, rappresenta una media ponderata di quanto desunto da prove ed osservazioni in sito e va considerato rappresentativo degli orizzonti stratigrafici individuati nella loro globalità, anche in considerazione della naturale disomogeneità del sottosuolo.

5.0 - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche ed approfondite analisi.

In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento [Tab. 3.2.II e 3.2.III del D.M. 14/01/2005].

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse [Fonte Geostru].

Secondo la classificazione di cui al D.M. 14/09/2005 e all'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 (e s.m.i) il territorio comunale di Sarcedo ricade completamente in **zona 3**.

I terreni in base alle condizioni stratigrafiche ed ai parametri geotecnici, ed alla classificazione sulle velocità dei medesimi (vedi all. 2 della già citata OPCM al punto 3.1 – Categorie del suolo di fondazione) possono essere ascritti al **tipo C**.

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 198N.C.)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
5024097	Sarcedo	N.C.	III	3

tab. 3 – Classificazione dei comuni sismici italiani (fonte www.ingv.it)

6.0 – FRONTI DI SCAVO

La capacità di un fronte di scavo di autosostenersi senza opere di sostegno è un argomento molto delicato e va valutato a seguito di opportune indagini geologiche e geotecniche, anche e soprattutto in funzione dell'osservanza di precise norme ribadite da apposite leggi antinfortunistica (D. Lgs. 81/08 e s.m.i.).

Per il progetto in essere si prevede che lo scavo raggiunga la profondità di 3,00 – 3,50 m da p.c. per la realizzazione delle strutture di fondazione del piano interrato, mentre le altre saranno superficiali, inferiori ad un metro di profondità da pian campagna locale.

Considerate le caratteristiche geologiche dei terreni ed i parametri geotecnici dei medesimi, considerato l'andamento topografico generale, atteso che da progetto si prevede di effettuare lo scavo per ricavare un piano interrato la cui quota di fondo sarà presumibilmente ubicata a -3,50 m da p.c. locale, **si prescrive** di profilare la scarpata con un angolo β **non superiore a 70°** misurato dall'orizzontale e si consiglia di tenere aperto lo scavo solamente per il periodo necessario al getto delle fondazioni. Se le operazioni si dovessero prolungare o se si incorresse in periodi di precipitazioni meteoriche, **si prescrive** consiglia di coprire i fronti di scavo con teloni di materiale isolante in modo da non far dilavare la parte più fine dei depositi con conseguente diminuzione dei parametri geotecnici e con il possibile innesco di fenomeni erosivi che porterebbero a situazioni generali di instabilità con situazioni di pericolo per le maestranze e per gli edifici ed infrastrutture a valle.

7.0 – STRUTTURE DI FONDAZIONE

Grazie alle fondazioni una struttura trasferisce al terreno tutta una serie di carichi: il proprio peso, il peso di ciò che contiene e tutte le forze e i momenti agenti su di essa. E' fondamentale che i carichi totali non superino la massima resistenza al taglio del terreno per non compromettere la stabilità del fabbricato e dell'insieme opera - terreno. Si è quindi calcolata la capacità portante del terreno in funzione delle caratteristiche geotecniche dello stesso, della sua continuità laterale e del tipo e delle geometrie della fondazione.

7.1 - Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

Con le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni NTC08, di cui al D.M. 14 gennaio 2009, la progettazione delle strutture e la progettazione geotecnica delle fondazioni passa dal metodo delle tensioni ammissibili a quello degli stati limite (ultimi e di esercizio) mediante l'uso dei coefficienti parziali di sicurezza. Questo metodo di calcolo prevede l'attribuzione di coefficienti parziali alle azioni e ai loro effetti, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze opposte dal sistema opera - terreno. Tali coefficienti parziali possono essere variamente combinati tra loro in funzione del tipo e delle finalità delle verifiche, nei diversi stati limite considerati.

7.1.1 - Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

In questo ambito sono stati introdotti cinque stati limite ultimi e le loro sigle riportando la medesima dicitura presente negli Eurocodici (EC7 e EC8). Questi sono: **EQU, STR, GEO, UPL, HYD**.

Nel rimandare alla normativa vigente e agli Eurocodici, si indica che lo stato limite qui di competenza è **GEO** che prevede il "raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura, con lo sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura". Questo stato limite prevede, a puro titolo di esempio: il raggiungimento del carico limite dei terreni di fondazione e lo scorrimento del piano di posa di fondazioni superficiali e di muri di sostegno, la rotazione intorno ad un punto di una paratia, ecc.

Le suddette verifiche vengono effettuate generando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali di sicurezza definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici del terreno (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). "I diversi gruppi di coefficienti parziali di sicurezza sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi".

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi (SLU) può essere, quindi, utilizzato l'Approccio 1 o il 2. Tralasciando le specifiche dell'approccio 1, non di competenza, l'Approccio 2 "[...] risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza e stabilità globale rispetto agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO).

Il carico di rottura non è una caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, del sistema terreno - fondazione, della profondità del piano di posa e non indica, invece, il massimo valore di resistenza al taglio del terreno di fondazione. Bisogna, infatti, verificare che tale valore sia compatibile con il tipo di struttura edilizia in progetto.

Per la valutazione della resistenza di progetto del terreno di fondazione, ci si è riferiti al metodo di Hansen (1970) "estendendo" la formula di Meyerhof (1963) con l'aggiunta di coefficienti correttivi (fattori di forma, profondità, ecc...) [Parzialmente riadattata da "J. Bowles - Foundation Analysis and Design, 4^a ed. - 1988 McGraw-Hill"].

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c + 0.5\gamma_1 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + \gamma_2 D N_q s_q d_q$$

con:

γ_1 : peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione

D : profondità minima di posa della fondazione (m)

B : larghezza della fondazione

N_c , N_γ , N_q : fattori di capacità portante del terreno

s_c , s_γ , s_q : fattori di forma

d_c , d_γ , d_q : fattori di profondità

Il procedimento di calcolo in relazione al tipo di costruzione ed ai rapporti con altri edifici presenti nelle immediate vicinanze, alla tipologia fondazionale scelta ed alle caratteristiche geometriche delle stesse porta ai valori di resistenza del terreno illustrate nella tabella sottostante. Per le dimensioni delle strutture di fondazione ci si è riferiti alle dimensioni tipiche in relazione alla tipologia edilizia di progetto, mancando ancora il progetto strutturale. Tali dimensioni sono state più volte utilizzate e verificate dal sottoscritto tecnico incaricato.

Le analisi geotecniche sono state condotte in relazione all'opzione di condizione non drenata.

Fondazione nastriforme a trave rovescia avente larghezza B = 1,0 m alla profondità D = 3.5 m - Metodo di Brinch - Hansen.

Valori delle Resistenze	Approccio 1 e 2 STATICO	Approccio 1 e 2 SISMICO
R1	166.82 kN/m ²	166.82 kN/m ²
R2	75.00 kN/m ²	75.00 kN/m ²
R2	72.53 kN/m ²	72.53 kN/m ²

tab. 4 – Valori delle resistenze di progetto per gli approcci statici e sismici (combinazioni 1 e 2) – Metodo Hansen.

Valori del tutto paragonabili si ottengono per una platea di fondazione avente la larghezza B di 8/10 m ed uno spessore di 40 cm. Ciò è dovuto alle unità poco resistenti individuate nella parte centrale delle stratigrafie, ovvero tra 3 e 6 m.

7.2 – Calcolo dei cedimenti

Il termine cedimento indica lo spostamento verticale misurato sul piano di fondazione, corrispondente alla sommatoria delle deformazioni verticali dei vari strati del terreno di fondazione interessati dalla variazione delle tensioni verticali.

La natura mista coesiva/granulare dei terreni investigati porta ad ipotizzare un comportamento mediamente/poco rigido nei confronti dei carichi statici per fondazioni gettate a 3.5 m di profondità da piano campagna medio locale. I terreni superficiali – più soffici - appaiono più cedevoli. Si consideri tuttavia, che asportando la massa di terreno e "ricaricando" il piano di appoggio con una costruzione di peso complessivamente inferiore, si ottiene una fondazione totalmente compensata. Questo è il caso che ricorre nel presente progetto.

La procedura di calcolo dei cedimenti, condotta con il Metodo dei cedimenti elastici e con il Metodo di Schmertmann, con l'ipotesi di carichi applicati al centro di fondazioni supposte rigide del valore di 150 kN/m², porta a valori dei cedimenti dell'ordine di 1 ÷ 2 cm. Tali valori devono essere considerati come indicativi in quanto serve un'analisi molto più approfondita con procedure di calcolo più sofisticate per l'ottenimento di un quadro più esatto.

8.0– STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

8.1 - DATI IDROLOGICI, ANALISI DELLE PIOGGE E CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA DEL BACINO

Per progettare un sistema idraulico di laminazione/infiltrazione occorre determinare la portata di progetto. Tale dato viene agilmente ricavato consultando la curva di possibilità pluviometrica determinata con i dati della stazione pluviometrica più vicina ed avente i valori più cautelativi. La scelta è pertanto ricaduta nella stazione meteo di Schio.

Tale curva dipende, oltre che dalle precipitazioni, anche dalla scelta del grado di rischio che si vuol accettare per le opere da realizzare. Nel caso delle piogge, comporta la scelta di una probabilità dall'evento (o meglio di un tempo di ritorno T inteso come intervallo di anni in cui un certo evento viene eguagliato o superato mediamente una sola volta). Ne consegue che le indagini delle piogge intense vengono fatte con criteri statistici andando alla ricerca delle curve di possibilità pluviometrica corrispondenti ai prefissati valori del tempo di ritorno.

Nel caso in esame, si determina la curva di possibilità pluviometrica con un tempo di ritorno $T_r = 100$ anni pari a:

$$H(t, T_r) = a t^n$$



$$h = 69,81 t^{0,328}$$

8.2 - TECNICHE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE BIANCHE NEL SUOLO

Il sistema che si propone per il caso in esame è caratterizzato dalla messa in opera di strutture disperdenti dotate di pareti forate attraverso i quali le acque bianche s'infiltrano nel sottosuolo. Le batterie disperdenti aumentano di efficacia se collegate in serie tra loro, in modo che le strutture vadano a saturazione una alla volta.

Uno dei metodi che può essere utilizzato è costituito da pozzi perdenti o da trincee drenanti. Nel caso di pozzi perdenti, con sviluppo verticale, oltre al volume d'acqua fornita dagli anelli in cemento, viene posto esternamente ed attorno uno strato (corona circolare) di breccia o spezzato da cava, una ghiaia di taglia molto grossa che consente l'incremento della capacità di allontanamento delle acque, accompagnato dalla presenza di una membrana geotessile necessaria al fine di prevenire il progressivo intasamento del pozzo.

8.3 - CALCOLO DEL COEFFICIENTE MEDIO PONDERALE

Il coefficiente medio ponderale è un rapporto che discende dalla media "pesata" delle aree moltiplicate ciascuna per il proprio coefficiente, diviso per l'area totale. Viene calcolato con la seguente formula:

$$\phi^1 = \frac{\sum_1^n \phi_i \cdot A_i}{\sum_1^n A_i} \quad (1)$$

Tale formula permette di calcolare la media pesata dei coefficienti, in relazione alle rispettive aree di superficie.

Per la valutazione dei coefficienti di deflusso delle varie superfici si è fatto riferimento al testo "Fognature" di Datei - Da Deppo di cui si pubblica la tabella dei coefficienti di deflusso.

Valori del coefficiente di deflusso relativi a una pioggia avente durata oraria	
Tipi di superficie scolante	ϕ
Tetti metallici	0,95
Tetti a tegole	0,90
Tetti piani con rivestimento in calcestruzzo	0,70÷0,80
Tetti piani ricoperti di terra	0,30÷0,40
Pavimentazioni asfaltate	0,90
Pavimentazioni in pietra	0,80
Massicciata in strade ordinarie	0,40÷0,80
Strade in terra	0,40÷0,60
Zone con ghiaia non compressa	0,15÷0,25
Boschi	0,10÷0,30
Parti centrali di città completamente edificate	0,70÷0,90
Quartieri urbani con pochi spazi liberi	0,50÷0,70
Quartieri urbani con fabbricati radi	0,25÷0,50
Tratti scoperti	0,10÷0,30
Giardini e cimiteri	0,00÷0,25
Terreni coltivati	0,20÷0,60

(Tratto dal volume "Fognature" – Luigi Da Deppo e Claudio Datei)

8.4 - CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO DELLA SUPERFICIE TOTALE

La portata di progetto viene calcolata a partire dai dati pluviometrici definendo un tempo di ritorno di 100 anni, conforme a quanto indicato dalla normativa e sulla base delle trasformazioni del territorio. Date le dimensioni dell'area ed i suoi rapporti geometrici, per il calcolo della portata critica è stato utilizzato il metodo della corrivazione lineare.

Considerato quindi la tipologia delle superfici, atteso che l'area verde che rimane (permeabile) è superiore al 25 % minimo richiesto, si effettua la procedura di calcolo attribuendo all'area pavimentata il coefficiente di deflusso ϕ pari a **0.9**, mentre si assume che l'area verde attui la laminazione direttamente sul terreno.

Secondo la classificazione delle aree che da libere divengono impermeabili, si tratta di **modesta impermeabilizzazione potenziale (da 0,1 ha a 1 ha)**, in quanto la superficie impermeabile totale sarà pari a 405,19 mq.

In realtà il parcheggio a betonelle drenanti non rientra nel calcolo in quanto quella superficie viene drenata in situ dal terreno sottostante e per un'aliquota abbandonerà l'area mediante ruscellamento superficiale sopra strada (di v. G. Zanella).

Pertanto la superficie totale che rientra nel calcolo sarà pari a:

$$A_t = 346,16 \text{ mq}$$

I dati di riferimento sono, pertanto i seguenti:

Superficie impermeabile totale $A_t = 346,16 \text{ m}^2$
 $\phi_M = 0.9$.

Il tempo di corrivazione, ovvero il tempo impiegato da ogni singola goccia d'acqua che cade all'interno del bacino idrografico considerato, per giungere alla sezione di chiusura è dato dai seguenti singoli contributi:

$$\text{tempo di corrivazione della rete } T_c = T_{\text{max ramo}} + T_{\text{rete}}$$

dove:

$T_{\text{max ramo}}$ è il tempo di percorrenza del ramo più lungo;

e T_{rete} rappresenta il tempo impiegato da una goccia precipitata per raggiungere la rete di drenaggio.

Per le superfici considerate in letteratura sono riportati tempi di rete di 2 min.

$$T_{\text{max ramo}} = L_{\text{max}} / (1.5 V_p) = 17 \text{ s}$$

$$\text{dove } L_{\text{max}} = 20 \text{ m}$$

$$V_p = 0.8 \text{ m/s}$$



Ne consegue che il tempo di corrivazione della rete $T_c = T_{\max \text{ ramo}} + T_{\text{rete}} = 137 \text{ s} = 2.28 \text{ minuti}$

8.4.1 - Metodo della corrivazione lineare

Utilizzando il Metodo di Chicago, la portata critica di progetto sarà uguale a:

$$Q_c = A * \phi * a_1 * T_c^{(n1-1)} = 0,0543 \text{ m}^3/\text{s} = 195,74 \text{ m}^3/\text{h}$$

8.5 - DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DISPERSIONE

Definita la **portata critica** della rete deve essere definito il volume utile per l'immagazzinamento della stessa, supponendo di realizzare lungo il tracciato della fognatura bianca un sistema costituito da uno o più strutture disperdenti eventualmente sistemate in serie. Il volume utile per lo stoccaggio della portata non infiltrata nel sistema, sarà pertanto definito dalla capacità d'immagazzinamento dei singoli pozzi dislocati lungo la rete di drenaggio. Il dimensionamento dell'apparato d'infiltrazione viene pertanto effettuato oltre che sulla base della portata influente, anche nel sistema dalla capacità d'infiltrazione dello stesso. Il sistema d'infiltrazione, così come concepito, è costituito da una batteria di anelli in calcestruzzo, impilati uno sull'altro, dotati di fori per la dispersione nel terreno circostante dell'acqua meteorica. Il criterio di dimensionamento di tutti i sistemi d'infiltrazione va eseguito confrontando le portate in arrivo al sistema (quindi l'idrogramma di piena di progetto) con la capacità d'infiltrazione del terreno e con l'eventuale volume invasato nel sistema; tale confronto può essere espresso con la seguente equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti e uscenti per il mezzo filtrante, in cui per semplicità è stata trascurata l'evaporazione:

$$(Q_c - Q_f) * \Delta t = \Delta W$$

dove:

Q_c	portata influente (critica);
Q_f	portata infiltrazione
Δt	intervallo di tempo
ΔW	variazione del volume invasato nel mezzo filtrante nell'intervallo Δt

La capacità d'infiltrazione può essere stimata utilizzando la legge di Darcy:

$$Q_f = (K/2) * J * A$$

Q_f	portata d'infiltrazione [m^3/s];
K	permeabilità [o coefficiente di permeabilità] [m/s];
J	cadente piezometrica [m/m];
A	superficie netta d'infiltrazione [m^2]

Al fine di tener conto che gli strati di terreno oggetto di infiltrazione si trovano spesso in condizioni insature, è opportuno ridurre del 50% il valore della permeabilità che compare nella legge di Darcy [Sieker, 1984]. La cadente piezometrica J può essere posta uguale ad 1 qualora il tirante idrico sulla superficie filtrante sia trascurabile rispetto all'altezza della strato filtrante e la superficie della falda sia convenientemente al di sotto del fondo disperdente.

In tale espressione il primo termine in parentesi rappresenta la permeabilità in condizioni insature, pari alla metà di quella in condizioni sature; il secondo termine costituisce invece la cadente piezometrica. Infine il termine A rappresenta la superficie orizzontale drenante effettiva, calcolabile come quella di un anello di larghezza $z/2$ (in questo caso, non si tiene in

considerazione la capacità drenante del fondo del pozzo, a causa delle occlusioni). Si confronti con la curva piezometrica della figura a pagina seguente.

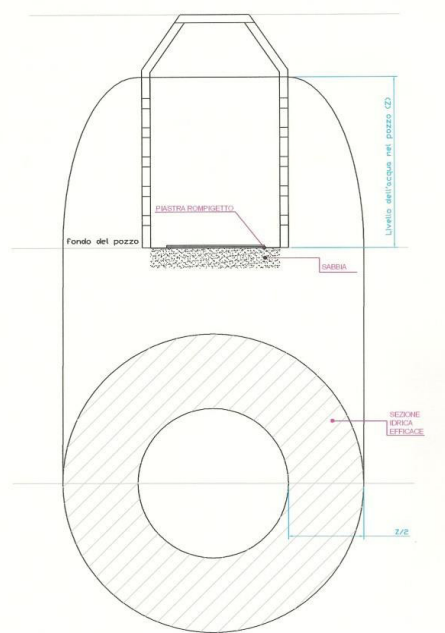


fig. 1 - Schema illustrante un pozzo perdente e la sua cadente piezometrica. L'area compresa dalla corona circolare è equivalente all'area di infiltrazione ed è definita "sezione idrica efficace".

Ipotezzando di installare pozzi perdenti del diametro $\phi = 2$ m (interno), avremo:

$$Q_f = (K/2) J A = \mathbf{0,00102 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Per la valutazione del volume statico filtrante sono state fatte le seguenti considerazioni:

- cadente piezometrica J pari a 1
- $K = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s (valore intermedio tra quelli misurati in campagna)
- Si considera la sola filtrazione in direzione verticale
- l'intervallo temporale Δt è stato posto 137 s
- il pietrisco caratterizzato da permeabilità $K = 5 \cdot 10^{-1}$ m/s, avente dimensione 80/100, posizionato nell'intorno della vasca presenta una porosità stimata in circa 40%.
- [a favore di sicurezza si assume che l'infiltrazione avvenga solo attraverso la base del sistema filtrante]

Si ha quindi:

$$\Delta W = (Q_c - Q_f) \cdot \Delta t = 0,0535 \cdot 137 \text{ s} = \mathbf{7,33 \text{ m}^3}$$

Se installo pozzi perdenti del diametro $\phi = 2$ m ed altezza utile $h = 2.5$ m, con strato di pietrisco secco (pezzatura 80/100 mm) di 30 cm di spessore totale (sul raggio) per tutto il tratto filtrante, il volume per ogni pozzo perdente sarà pari a:

$$V_{\text{pozzo}} = A \cdot h = 7,85 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{dreno}} = \pi (R^2 - r^2) \cdot h_{\text{dreno}} \cdot n = 2,17 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{10,02 \text{ m}^3}$$



Da ciò discende che il volume invasabile (laminazione) e drenabile di un unico pozzo perdente come sopra dimensionato è sufficiente a laminare la portata in arrivo alla sezione di chiusura del bacino. In termini aritmetici si evince che:

$$V_{\text{tot pozzo}} > \Delta W = 10,02 \text{ m}^3 > 7,33 \text{ m}^3$$

Si dimostra, pertanto, che con il sistema così progettato e con un unico pozzo perdente si riesce a laminare ed infiltrare la portata teorica con Tr100 anni.

In considerazione del fatto che vi sono due unità immobiliari separate nel medesimo sito appare opportuno e ragionevole installare due pozzi perdenti con la medesima altezza dei tratti filtranti. Considerando il raddoppio del volume che ne deriva, il diametro dei pozzi perdenti potrà scendere a $\phi = 1.5 \text{ m}$.

Si consideri che i pozzi perdenti, nel tempo, tendono a diminuire le loro prestazioni a causa del materiale fine che veicolano all'interno del terreno, il quale depositandosi ne diminuisce la naturale porosità.

Per prolungare la vita di tali sistemi è opportuno installare a monte dei pozzi perdenti un pozzetto dissabbiatore.

Il pozzetto dissabbiatore sarà del tipo prefabbricato di quelli usualmente in commercio con dimensione minime sufficienti del tipo: diametro esterno 125 cm, altezza totale 193 cm per un volume totale interno pari a 1950 l ed una portata pari a 4.5 l/s. Si ricorda che è indispensabile la manutenzione del manufatto, con svuotamento periodico delle sabbie/terriccio/detriti e fogliame che si accumula. Senza la dovuta manutenzione ordinaria, nel tempo il dissabbiatore perderà la sua funzionalità, rendendo inutile la sua installazione.

Infine si vuol porre l'accento sul fatto che un tempo di ritorno di 100 anni dell'evento" significa ragionare in merito ad un evento meteorico che viene uguagliato o superato 10 volte in 1000 anni, un tempo certamente di gran lunga superiore al tempo di durata della struttura e dello stesso impianto (individuata in 50 anni).

Cautelativamente, nel procedimento di calcolo non si è tenuto conto del volume fornito dalle tubazioni e dai collettori delle acque bianche, ma si è fatto riferimento solamente al volume utile dei pozzi perdenti. Il volume totale effettivo e la capacità di laminazione sarà, pertanto, maggiore di quanto indicato sopra.

Per concludere, data la naturale omogeneità del sottosuolo, non vi sono alcune zone deputate o maggiormente indicate rispetto ad altre ove ubicare i pozzi perdenti; naturalmente si effettueranno degli scavi preliminari per controllare l'effettiva situazione geologico-stratigrafica del terreno ove si vuole inserire le strutture disperdenti.

L'intervento appare compatibile dal punto di vista idraulico.

8.0 - CONCLUSIONI GENERALI

Dall'analisi della bibliografia in possesso, dai risultati del rilevamento geologico - geomorfologico svolto nell'area di interesse e dall'elaborazione/restituzione dei dati delle prove penetrometriche dinamiche effettuate per un cantiere adiacente, si può affermare che l'immediato sottosuolo è costituito da depositi in prevalenza coesivi e coesivo/granulari con presenza di sabbie fini granulari e strati di tufi/tufiti alterate (v. DPM1), quale copertura detritico-eluviale della roccia madre di origine vulcanica.

Gli strati coesivi hanno mediocri caratteristiche geotecniche e medio-bassi valori di capacità portante con media capacità di filtrazione e drenaggio delle acque meteoriche.

Dal punto di vista geomorfologico non si notano effetti di modellamento del rilievo che possano dare origine a frane o che siano affetti da incipienti fenomeni di erosione concentrata ovvero diffusa, lungo il pendio.

Indicazioni e prescrizioni:

- Capacità portante e verifiche SLU.** La verifica agli SLU (GEO) è stata condotta sull'ipotesi di fondazioni superficiali del tipo nastriforme a trave rovescia avente larghezza $B = 1,0$ m impostate ad una profondità D superiore a 3 m da piano campagna. Con tali dati geometrici si ottengono valori di resistenza a rottura del terreno piuttosto contenuti, in relazione con le medie caratteristiche geotecniche dei terreni. Si rimanda al paragrafo 7.1.1.
- Cedimenti** I cedimenti del terreno sono in funzione dei carichi e della profondità delle strutture di fondazione. L'analisi dei cedimenti indica un assestamento dell'ordine di $1 \div 2$ cm. Si consideri che asportando il terreno e ricaricando con la costruzione in progetto si ottengono fondazioni compensate.
- Fasi di scavo** Le pareti dello scavo saranno profilate con angolo di scarpa **non superiore a 70°** misurato dall'orizzontale sulla verticale.
Si tenga aperto lo scavo solamente per il periodo necessario al getto delle fondazioni e alla posa della struttura del piano interrato. Se le operazioni si dovessero prolungare o se si incorresse in periodi di precipitazioni liquide, si consiglia di coprire i fronti di scavo con teloni di materiale isolante in modo da non far dilavare la parte più fine dei depositi con conseguente diminuzione dei parametri geotecnici e con il possibile rischio di innesco di fenomeni erosivi che porterebbero a situazioni generali di instabilità e id pericolosità di cantiere.
- Gestione delle acque meteoriche** La Valutazione della compatibilità idraulica mostra che l'impermeabilizzazione potenziale dovuta alle opere in progetto è da considerarsi come "**modesta**". La portata da laminare e smaltire è pari a poco più di 7 mc in un tempo di formazione di 137 s. Un pozzo perdente del diametro interno di 2 m, rivestito di uno spessore di 30 cm (sul raggio) per l'intero tratto filtrante, con altezza utile del dreno pari a 2.5 m (il pozzo avrà altezza almeno pari a 3m), appare sufficiente a laminare ed infiltrare tutta la portata.
Si consiglia l'installazione di due pozzi perdenti, uno per unità immobiliare.
Si consiglia anche l'installazione di un dissabbiatore a monte di ogni p.p.
- Sistemazioni a fine lavori** Si ricorda l'importanza della sistemazione morfologica del sito, a conclusione dei lavori, in modo da riportarlo alle condizioni iniziali, evitando così ristagni idrici e locali fenomeni erosivi e di ripristinarne il manto erboso con il materiale originario che, allo scopo, verrà conservato nelle vicinanze.

Thiene, 10 Agosto 2015

Studio GEOTECH
dott. - Geol. Eric Pavan



**NOTE BIBLIOGRAFICHE**

AA.VV. (1990) - "Carta Geologica del Veneto 1:250.000 – Una storia di cinquecento milioni di anni". Univ. Degli studi di Padova, Dip. di Geologia, Paleontologia e Geofisica.

AA.VV. (2005) - "Carta dei suoli del Veneto". Regione del Veneto. ARPAV. Carta allegata alla scala 1:250.000.

E. Schiavon, V. Spagna (1987) - "Carta delle Unità Geomorfologiche 1:250.000. Le forme del territorio" – Regione del Veneto, Segreteria regionale per il territorio.

G. Piccoli (1967) - "Illustrazione della Carta Geologica del Marosticano Occidentale fra Thiene e la valle del t. Laverda nel Vicentino". CNR – Padova.

J. E. Bowles (1991_ 8° Ed.) - "Fondazioni: progetto ed analisi" Mc Graw-Hill.

F. Cestari (2005 3°_Ed.) - "Prove geotecniche in sito". Edizioni Geo-Graph – Segrate.

P. Colombo – F. Coleselli (1996_2Ed.)– Elementi di Geotecnica – Ed. Zanichelli.

L. Da Deppo, C. Datei (2010) – Fognature. Libreria Internazionale Cortina. Padova. Sesta edizione riveduta.

Paoletti A. (2009) - Il drenaggio urbano nel quadro della tutela idraulica ed ambientale delle risorse idriche. Tecniche per la difesa dall'inquinamento, a cura di G.C. Frega, Editoriale Bios. Cosenza.

V. Villi – B. Bacchi (2000) – Valutazione delle piene nel Triveneto. CNR – G.N.D.I. – I.R.P.I. Pubbl. n. 2511

D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

Cons. Sup. LL.PP. – Circ. 2 febbraio 2009 n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Piano di Tutela delle Acque di cui al D. Lgs. 152/06.

L.R. 11/2004 – Norme per il governo del territorio, art. 19, c.2, l.

Manuale operativo del software GeoStru – **licenza d'uso n° 5476**.

R_005/008 del 03/04/2008 "Creazione di un campo di inumazione delle salme mediante apporto di materiali granulari adeguati alla mineralizzazione nei tempi previsti - Ampliamento del cimitero di San'Andrea". Autore: dott. Geol. Eric Pavan.

R_056/013 del 258/10/2013 "Indagini geologiche-geotecniche per la realizzazione di un nuovo edificio residenziale". Autore: dott. Geol. Eric Pavan.

www.flashearth.com

<http://idt.regione.veneto.it/app/metacatalog/>



Documentazione cartografica



fig. 1 – Estratto della ripresa da satellite. Fonte Flash Earth © Microsoft Corporation. Circoletto giallo.

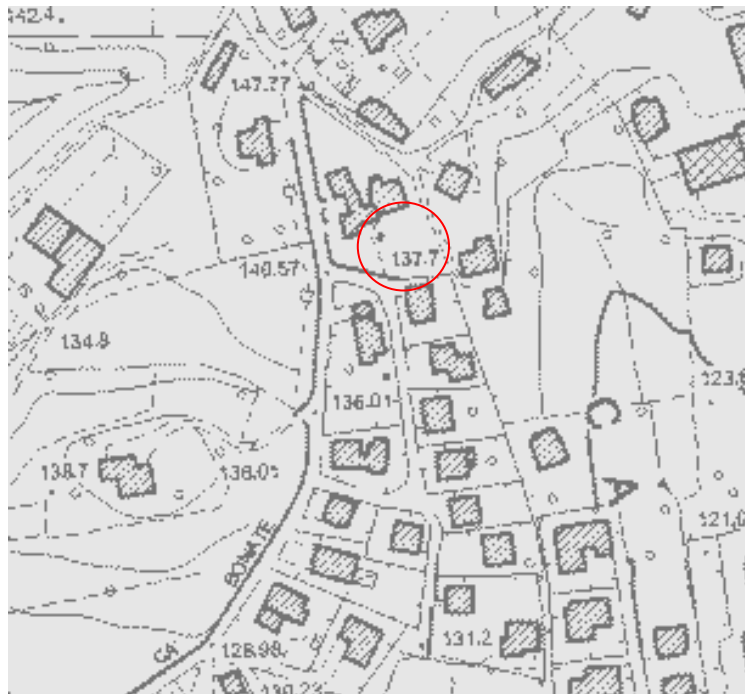
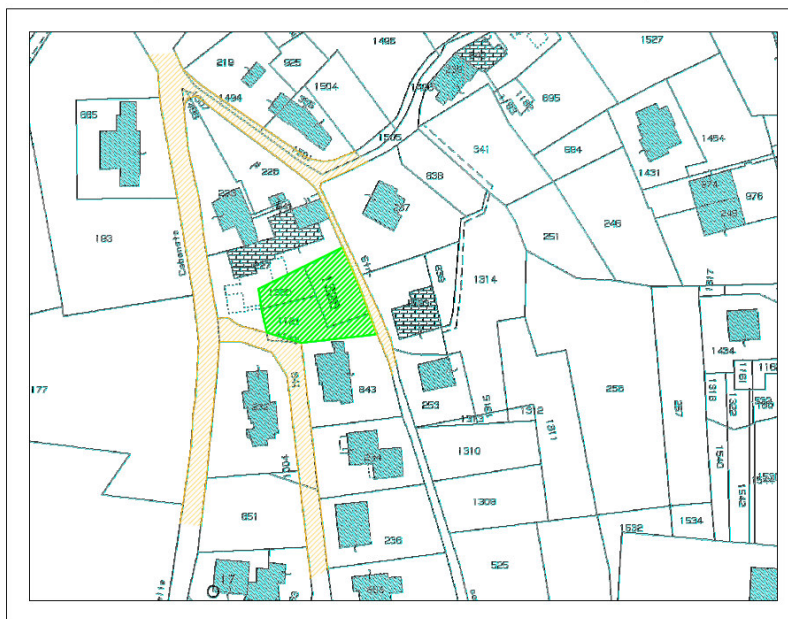


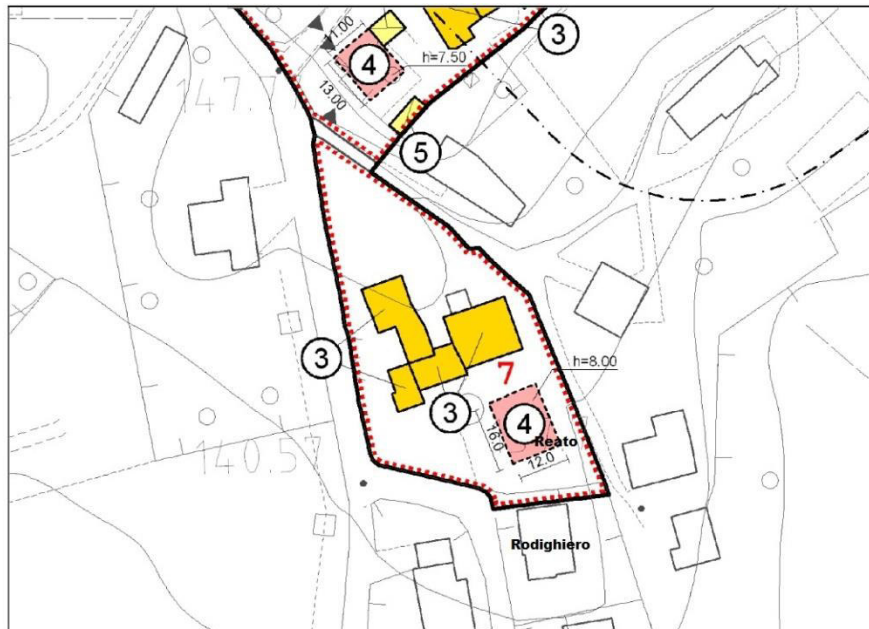
fig. 2 – Estratto della CTR Sezione 103070 denominata "Breganze". L.R. 28/76. Nel circoletto rosso la zona d'indagine.

Estratto Catastale



COMUNE DI SARCEDO, FOGLIO 5°, MAPPALI N° 1121, 1328, 1330.

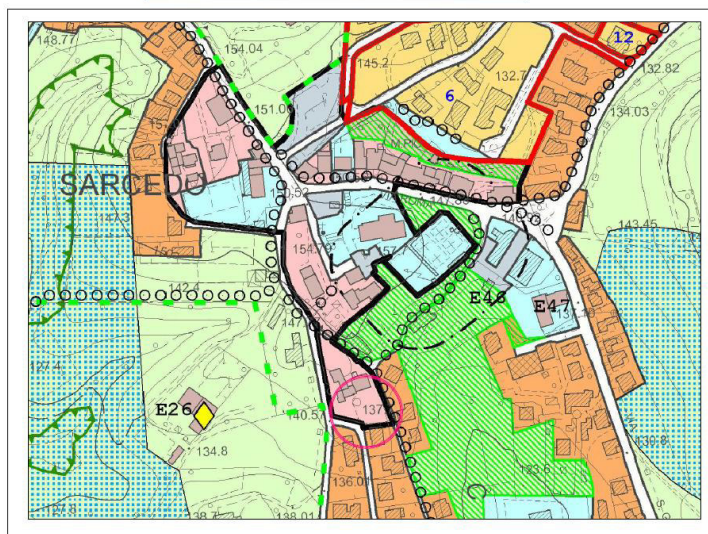
fig. 3 – Estratto catastale di riferimento. L'area d'indagine è inquadrata al Foglio 5 ai mapp. 1121, 1328 e 1330. Estratto della tav. 1 del geom. Crosara - progettista.



ESTRATTO DEL PIANO DEGLI INTERVENTI

fig. 4 – Estratto della cartografia del Piano degli Interventi comunale.

Estratto del P.I.



ZONA A - CENTRO STORICO -

fig. 5 – Estratto della cartografia del Piano degli Interventi comunale.



Documentazione fotografica



foto 1 – Esecuzione della prima prova penetrometrica dinamica con dispositivo mod. Penny.



foto 2 – Particolare della punta estratta dalla seconda prova penetrometrica dinamica con dispositivo mod. Penny.



foto 3 – Fronte di scavo per la realizzazione dell'ampliamento del cimitero di Sarcedo.



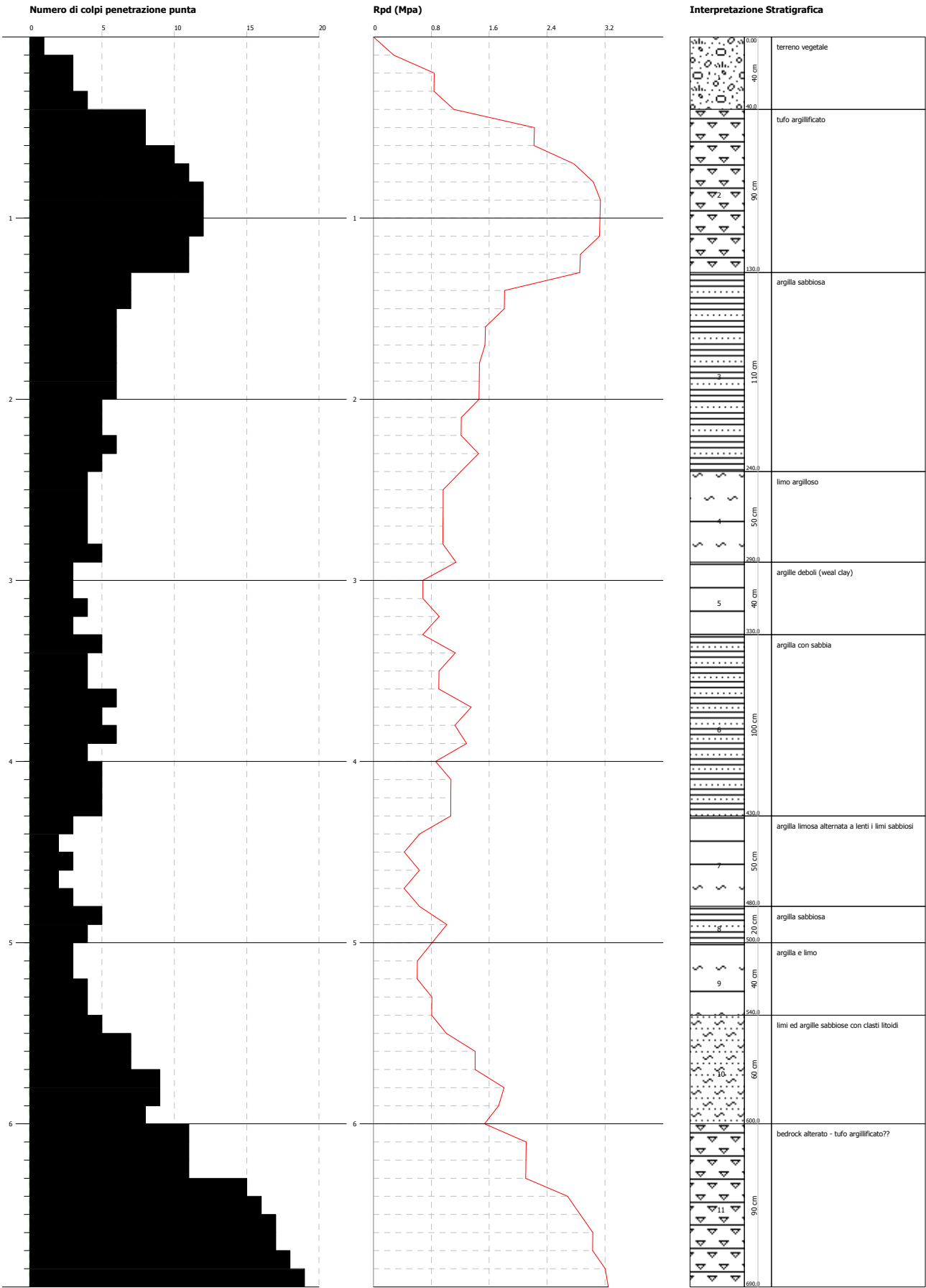
foto 4 – Fronte di scavo per la realizzazione dell'ampliamento del cimitero di Sarcedo.
(le foto n° 3 e 4 sono originali, scattate durante l'esecuzione della propria attività professionale – R_005/008)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPM1
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente :
Cantiere : Sarcedo
Località : v. Zanella

Data :18/10/2013

Scala 1:30



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPM2
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente :
Cantiere : Sarcedo
Località : v. Zanella

Data :18/10/2013

Scala 1:26

