

COMUNE DI UDINE - PROVINCIA DI UDINE

Progetto per la Variante al P.R.G.C. relativa all'ampliamento dell'area di pertinenza del distributore carburanti sito in S.P. 15 al Km 1+850.

RELAZIONE GEOLOGICA

Committente: LUNIKGAS S.p.A.

PREMESSE

Su incarico della Ditta "LUNIKGAS S.p.A." è stato svolto uno studio geologico per la Variante al P.R.G.C. relativa all'ampliamento dell'area di pertinenza del distributore carburanti sito in S.P. 15 al Km 1+850.

Nell'estratto di mappa All.1 è perimetrata l'area di proprietà e sono indicate, con tratteggio, l'area di pertinenza attuale del distributore e l'area di ampliamento richiesta. Quest'ultima, secondo la zonizzazione del P.R.G.C., è posta in zona agricola non edificabile in quanto sita in "Ambiti Parchi Comunali del Torre e del Cormor (L.R. 42/1996)" come indicato in All. 6, estratto da "Elaborato T1" del P.R.G. di Udine, area in azzurro.

Scopo di questo studio è quello di accertare le condizioni geomorfologiche ed idrologiche della zona, nonché definire le caratteristiche del sottosuolo al fine di valutare la compatibilità fra le previsioni dello strumento urbanistico e le condizioni geologiche dell'area interessata da Variante, tenendo anche presente che il territorio in esame è classificato in zona 2 secondo la nuova classificazione sismica regionale (D.G.R. N°845 del 06/05/2010).

Oltre ad un'accurata indagine di superficie, sono state riviste due prove penetrometriche dinamiche eseguite nel marzo 2003 per la progettazione dello stesso distributore e la relazione geologica e geotecnica redatta per la sua ristrutturazione. Inoltre, si è fatto riferimento allo "Studio geologico per il P.R.G.C."

CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE ED IDROLOGICHE

L'area interessata dal progetto si estende, a morfologia perfettamente pianeggiante, nella parte settentrionale del territorio Comunale, a Nord della frazione di Godia, ad una quota di 130 m s.l.m.m.

La litologia è caratterizzata da depositi alluvionali quaternari "sciolti", costituiti da ghiaie e sabbie con ciottoli in matrice limosa non abbondante. Al di sotto di circa 70 m dal p.c. queste alluvioni sono normalmente seguite da orizzonti conglomeratici, estremamente discontinui sia in senso orizzontale che verticale, intercalati da ghiaie sciolte e lenti di argilla. La situazione litostratigrafica del sottosuolo della zona è ben rappresentata nella stratigrafia All.3 che riassume la stratigrafia di alcuni pozzi presenti nelle vicinanze.

In superficie è presente uno strato di terreno vegetale, potente mediamente 0,7÷1,0 m, costituito da sabbia limosa con ciottoli e ghiaia.

La situazione rilevata in superficie viene messa in evidenza dalla "Carta geolitologica" riportata in All.2, che rappresenta comunque anche la situazione del sottosuolo fino alla profondità di interesse progettuale.

L'origine di tutti questi sedimenti è da attribuire all'azione di alluvionamento operata, in epoca post-glaciale, dal torrente Torre.

L'idrologia di superficie è rappresentata dal torrente sopra menzionato che scorre, ben arginato, a 950 metri ad Est del sito di interesse. Dalle verifiche eseguite non risulta che la zona in esame sia soggetta a rischio di esondazione. Infatti, consultando la TAVOLA 13

allegata al "Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini di interesse regionale" il sito oggetto della Variante e posto all'esterno delle zone individuate a pericolosità idraulica (in All.7 è riportato un'estratto della TAVOLA 13).

La circolazione idrica nel sottosuolo é dettata da una falda freatica ubicata alla profondità media di 70 m, con oscillazioni stagionali di circa 10 m. Data la notevole profondità del livello freatico, in accordo con le teorie di Medvedev, si può escludere qualsiasi sua influenza sul comportamento sismico dei terreni (compreso, naturalmente, pericoli di liquefazione degli stessi).

Si fa presente che, consultando la TAV.G3a allegata alla Relazione Geologica per il P.R.G. del Comune di Udine, il sito oggetto di studio è posto in "Area in cui si possono manifestare ristagni d'acqua" (in All.8 è riportato un'estratto della TAV.G3a dove, con tratteggio viola è riportata l'area a rischio). Si tratta di un'area dove "a macchia di leopardo" si possono trovare locali situazioni di risalita d'acqua dal sottosuolo per la presenza superficiale di lenti limo-argillose che, in occasione di eventi meteorici eccezionali, possono generare delle limitate falde sospese. Dall'analisi puntuale della situazione del sottosuolo del sito oggetto di studio, definita dalla stratigrafia riportata in All.3, appare evidente che la situazione di rischio non sussiste, in quanto il livello limo-argilloso più superficiale è presente solo alla profondità di 15 m dal p.c., quindi troppo elevata per produrre un'eventuale falda sospesa che possa risalire fino ad interferire con le strutture del distributore. Va anche presa in considerazione l'elevata trasmissività idraulica dei sedimenti, prevalentemente ghiaiosi, presenti fino alla profondità di 15 m, atti a permettere un'ottima percolazione nel sottosuolo, anche in occasione

di eventi meteorici eccezionali.

Infine si fa presente che la zona in esame, dal punto di vista tettonico, non è interessata da alcun disturbo di sicura importanza sismica.

RELAZIONE GEOTECNICA

Allo scopo di definire la natura e le caratteristiche geotecniche del sottosuolo si è fatto riferimento alle due prove penetrometriche dinamiche eseguite, per la progettazione del distributore, nei punti indicati in All.1. Sono state inoltre riviste anche le indagini geognostiche eseguite nella zona nel corso dello studio geologico per il P.R.G.C., in particolare sondaggi elettrici verticali e prospezioni sismiche. Di seguito vengono illustrati i risultati conseguiti.

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Le prove penetrometriche dinamiche erano state eseguite impiegando un penetrometro leggero con punta a perdere avente sezione di 10 cmq, angolo di 90°, infissa con dispositivo a percussione a maglio del peso di 30 Kg con altezza di caduta di 20 cm ed aste del diametro di 22 mm. Dall'analisi dei risultati, riportati negli All.ti 4a+4b, emergeva che le condizioni geotecniche dei sedimenti erano scadenti solo entro i primi 100 cm dal p.c. e buone al di sotto di questo livello. Infatti, dopo lo strato agrario superficiale "sciolto", si erano incontrati sedimenti prevalentemente ghiaioso-sabbiosi "densi" o "molto densi". Questi terreni non presentano particolari problemi per il dimensionamento delle opere di fondazione. Sulla base dei dati conseguiti con le prove penetrometri-

che si possono fornire i seguenti valori minimi dei parametri geotecnici (considerati al di sotto dello strato più superficiale agrario):

- angolo d'attrito = 38°
- peso di volume = 1.95 t/mc
- coesione = 0 t/mq;
- modulo edometrico > 400 kg/cmq.

Per una definizione della categoria del suolo di fondazione secondo le "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008" si precisa che, in base alle prospezioni sismiche contenute nello studio menzionato nelle premesse ed in base alle verifiche eseguite, i terreni costituenti il sottosuolo presentano i seguenti parametri:

- $V_s = > 360$ m/s;
- $N_{SPT} = > 50$ colpi.

Pertanto il suolo di fondazione è da attribuire alla classe B "Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate".

Dalle indagini geofisiche eseguite per lo studio menzionato nelle premesse risulta che nella zona di interesse la situazione litostratigrafica del sottosuolo è omogenea. Inoltre risulta che, al di sotto della profondità raggiunta con le prove penetrometriche, i sedimenti presentano caratteristiche geotecniche ancora migliori rispetto a quelle sopra riportate.

CAPACITA' PORTANTI

Sulla base dei parametri geotecnici sopra esposti per i terreni posti al di sotto dello strato agrario, sono state eseguite delle verifiche del carico limite del complesso terreno-fondazione mediante la teoria del Terzaghi nel rispetto delle Norme tecniche per le costruzioni D.M.

14 gennaio 2008; i risultati delle verifiche, di base per il progettista, sono riportati in All.5. Risulta che in condizioni di sisma, per fondazioni impostate alla profondità di 1 m e larghezza di 0,5 m, il carico di progetto può assumere il valore di 3,8 kg/cm².

I valori ottenuti mettono in evidenza che non sussistono particolari problemi per il dimensionamento delle opere di fondazione, anche per geometrie diverse da quelle riportate nella verifica. Nel rispetto dei carichi riportati, date le caratteristiche omogenee dei sedimenti, sono del tutto trascurabili i cedimenti differenziali; infatti dalle verifiche eseguite risultano cedimenti di pochi millimetri.

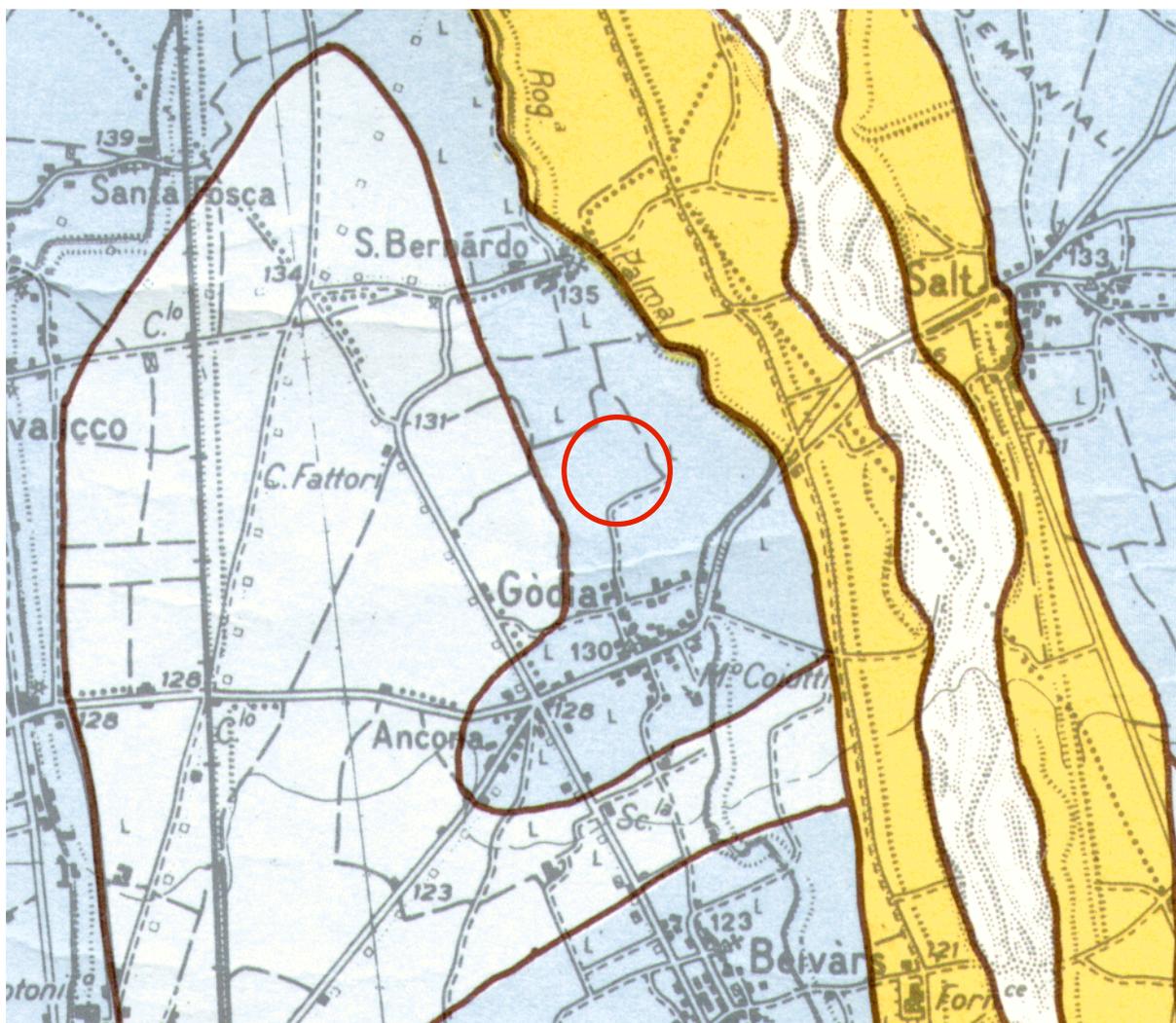
CONCLUSIONE

A seguito delle verifiche e delle indagini eseguite è stata accertata la compatibilità tra le previsioni dello strumento urbanistico e le condizioni geologiche e idrogeologiche dell'area interessata, non avendo rilevato alcun rischio di tipo naturale.

Pozzuolo del F., 15 marzo 2016

CARTA GEOLITOLÓGICA

SCALA 1:25.000



Legenda:



Alluvioni ghiaiose ricoperte da uno strato terroso potente da 70 cm a 100 cm.



Alluvioni ghiaiose e sabbiose di recentissima alluvione del torrente Torre.



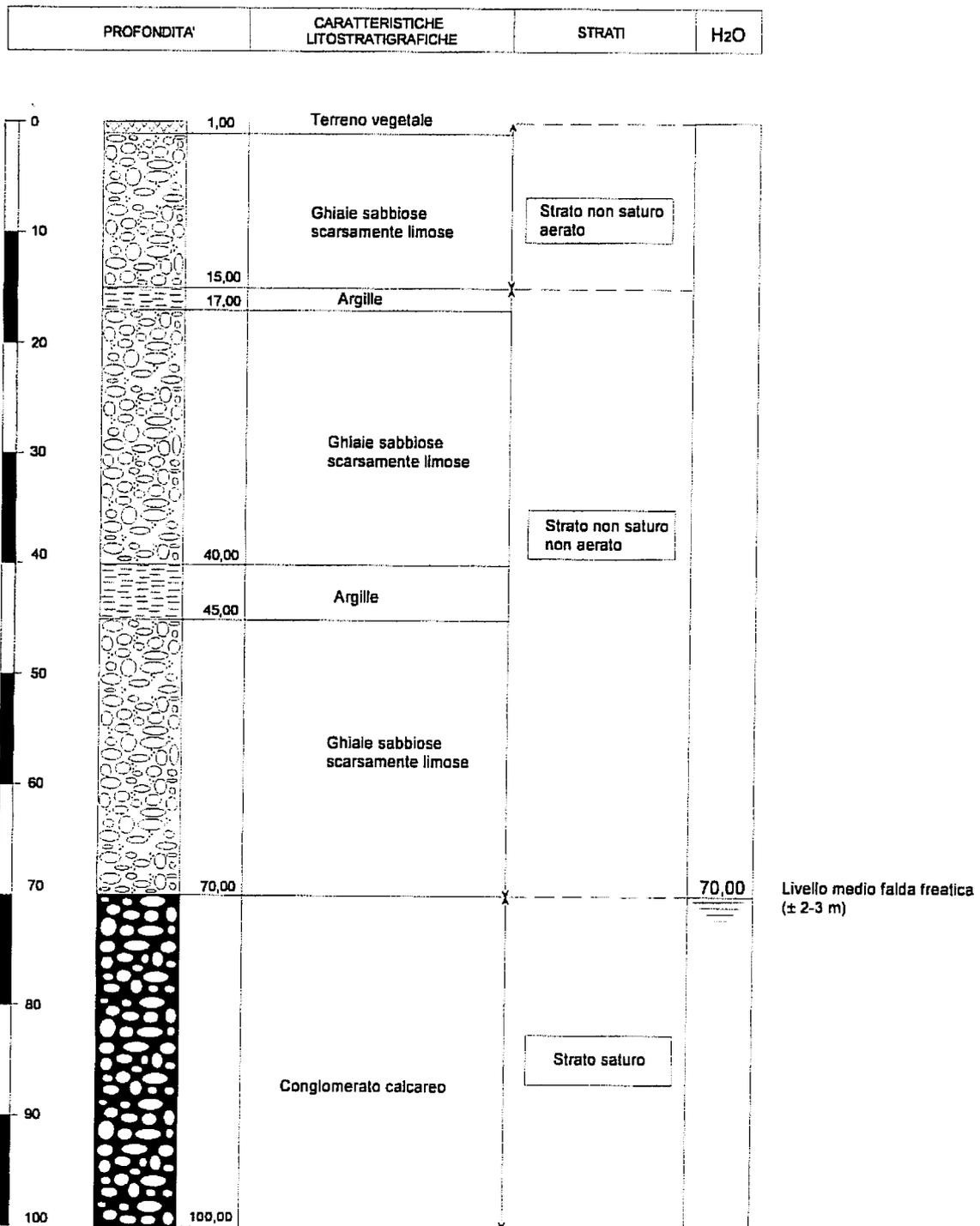
Alluvioni ghiaiose ricoperte da uno strato terroso potente da 40 cm a 70 cm.



Ubicazione del sito oggetto dello studio geologico e geotecnico

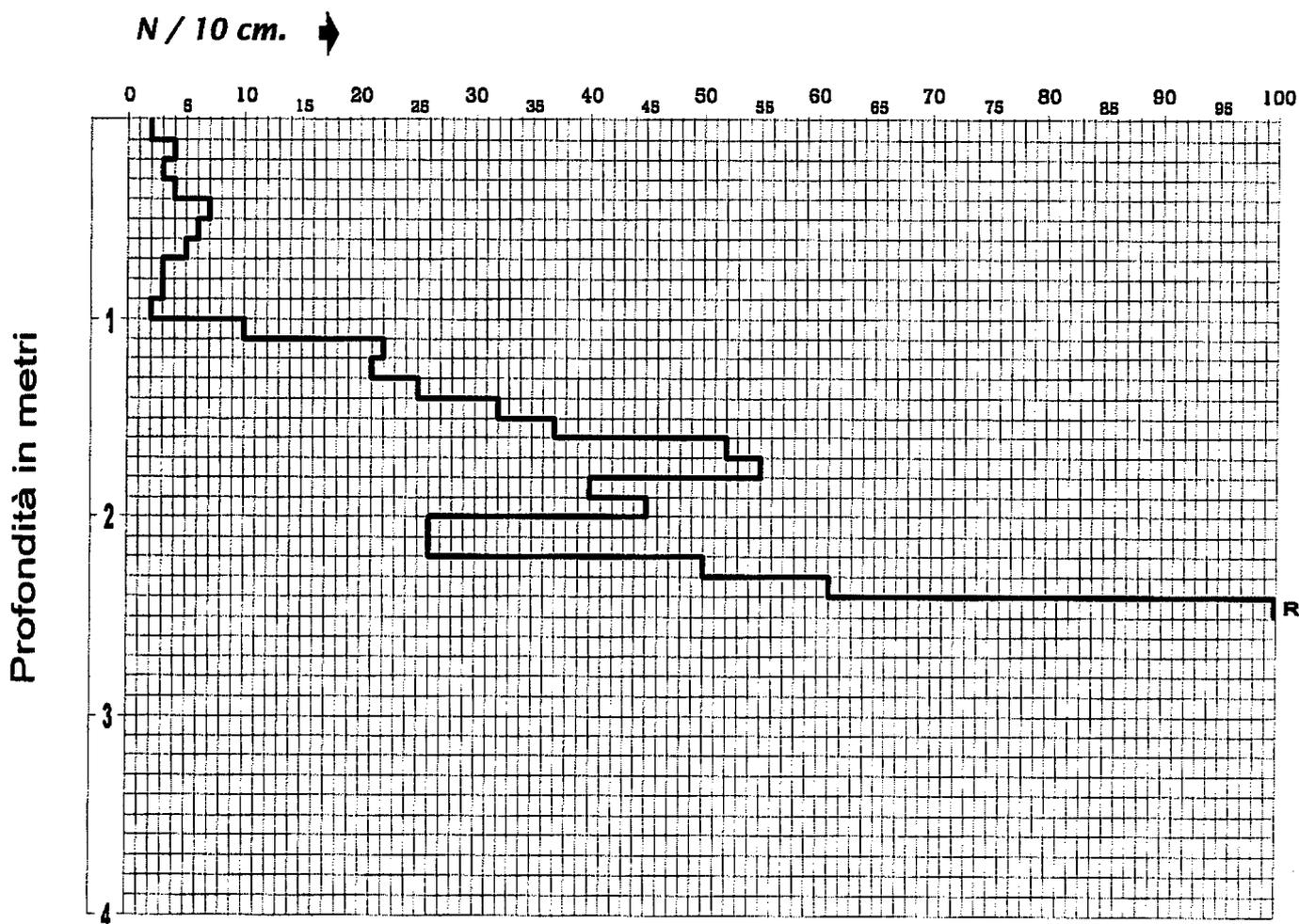
PROFILO STRATIGRAFICO

Comune : Udine (UD)
 Località : Godia - Via La Spezia - S.P. n° 15
 Quota p.c. : 130.0 m.s.l.m.m.



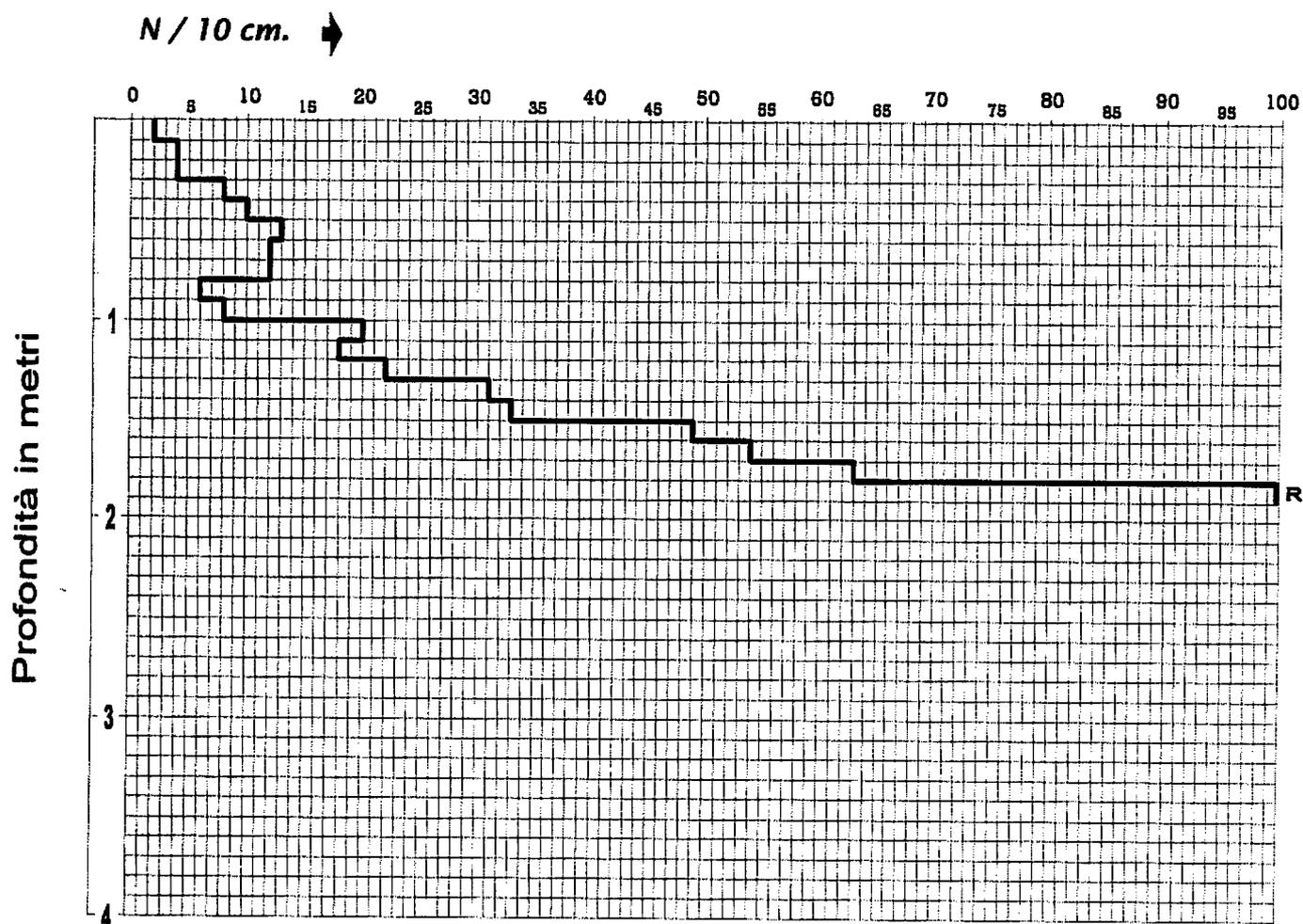
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N° 1

Committente: LUNIKGAS S.p.A.
Comune di: Udine (UD)
Località: Via La Spezia - S.P. n° 15
Peso Maglio: 30 kg. - Volata: 20 cm.



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N° 2

Committente: LUNIKGAS S.p.A.
Comune di: Udine (UD)
Località: Via La Spezia - S.P. n° 15
Peso Maglio: 30 kg. - Volata: 20 cm.



CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Metodo di Terzaghi (1955)

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

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

$$a = e^{(0.75 \pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

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

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

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_o}{\text{tg} \varphi} \right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_o$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_o è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

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

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

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

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

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Zona	Udine
Lat./ Long. [WGS84]	46.107/13.264
Larghezza fondazione	0,5 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	1.0 m
Profondità falda	60.0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.071 (S.L.O.)
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0142
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.1753

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.58	2.47	0.24
S.L.D.	50.0	0.76	2.48	0.26
S.L.V.	475.0	2.12	2.45	0.33
S.L.C.	975.0	2.81	2.49	0.35

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.696	0.2	0.0142	0.0071
S.L.D.	0.912	0.2	0.0186	0.0093
S.L.V.	2.5188	0.28	0.0719	0.036
S.L.C.	3.132	0.28	0.0894	0.0447

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]
1.0	1900.0	2000.0	33.0	33	0.0	0.0	0.0	200.0	150.0
30.0	1950.0	2100.0	38.0	38	0.0	0.0	0.0	500.0	400.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione e	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	A2+M2+R2	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	Sisma	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	6.85 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	3.8 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	3.8 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1.8
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 4.74 Kg/cm³**A1+M1+R1**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	61.55
Fattore [Nc]	77.5
Fattore [Ng]	73.47
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	18.95 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	18.95 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28.54
Fattore [Nc]	44.06
Fattore [Ng]	27.52
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	8.15 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.53 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28.54
Fattore [Nc]	44.06
Fattore [Ng]	27.52

Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.51
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	6.85 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.8 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	3.8 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	10.0
Cedimento totale	0.49 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	10.85	2.112	0.099	Edometrico	0.49	--	0.49

CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	3.8 Kg/cm ²
Spessore dello strato	30.0 m
Profondità substrato roccioso	100.0 m
Modulo Elastico	500.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.45
=====	
Coefficiente di influenza I1	1.17
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	1.17
=====	
Cedimento al centro della fondazione	11.53 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	1.07
Coefficiente di influenza I2	0.05
Coefficiente di influenza Is	1.08
Cedimento al bordo	5.3 mm
=====	

Le verifiche sopra riportate sono solo indicative per il progettista e prevedono fondazioni continue impostate alla profondità di 1 m (incastro), entro i sedimenti costituiti da ghiaie e sabbie e larghezza di 0,5 m. Per altre dimensioni di fondazione, di seguito, si riportano i grafici dei carichi limite con la combinazione A1+M1+R1.

In particolare il primo grafico esprime il carico limite per fondazioni continue impostate fino alla profondità di 2,0 m (incastro) e larghezza di 0,5 m. Il secondo grafico esprime il carico limite per fondazioni continue impostate alla profondità di 1 m e larghezza fino a 1,5 m.

Profondità - Q_{lim}... B x L=0.5 x 10.0 m

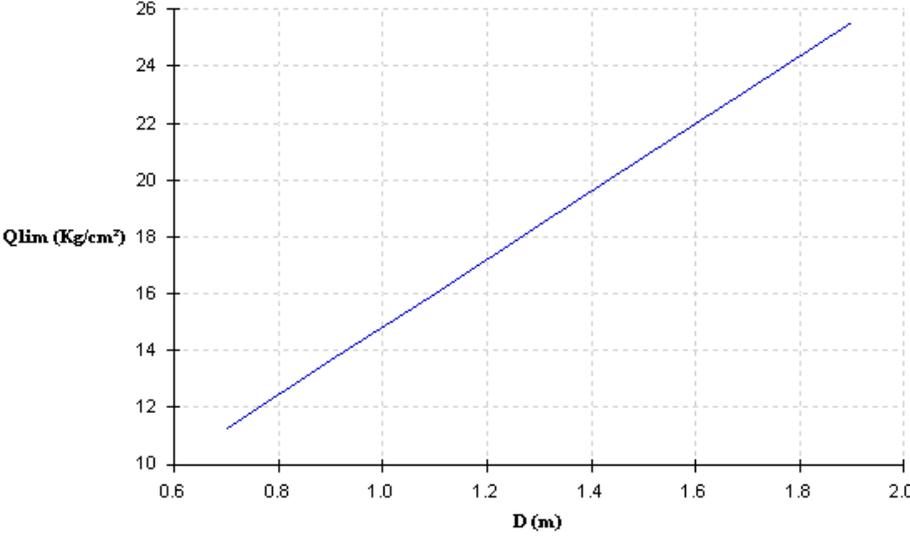
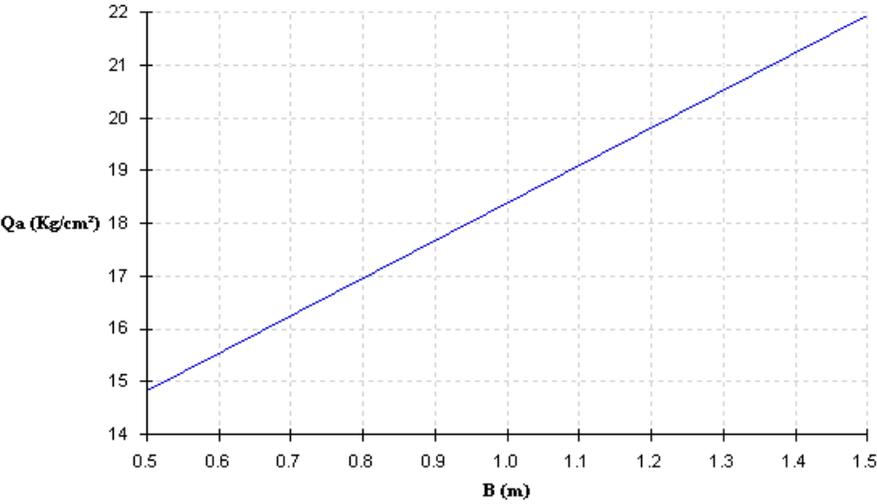
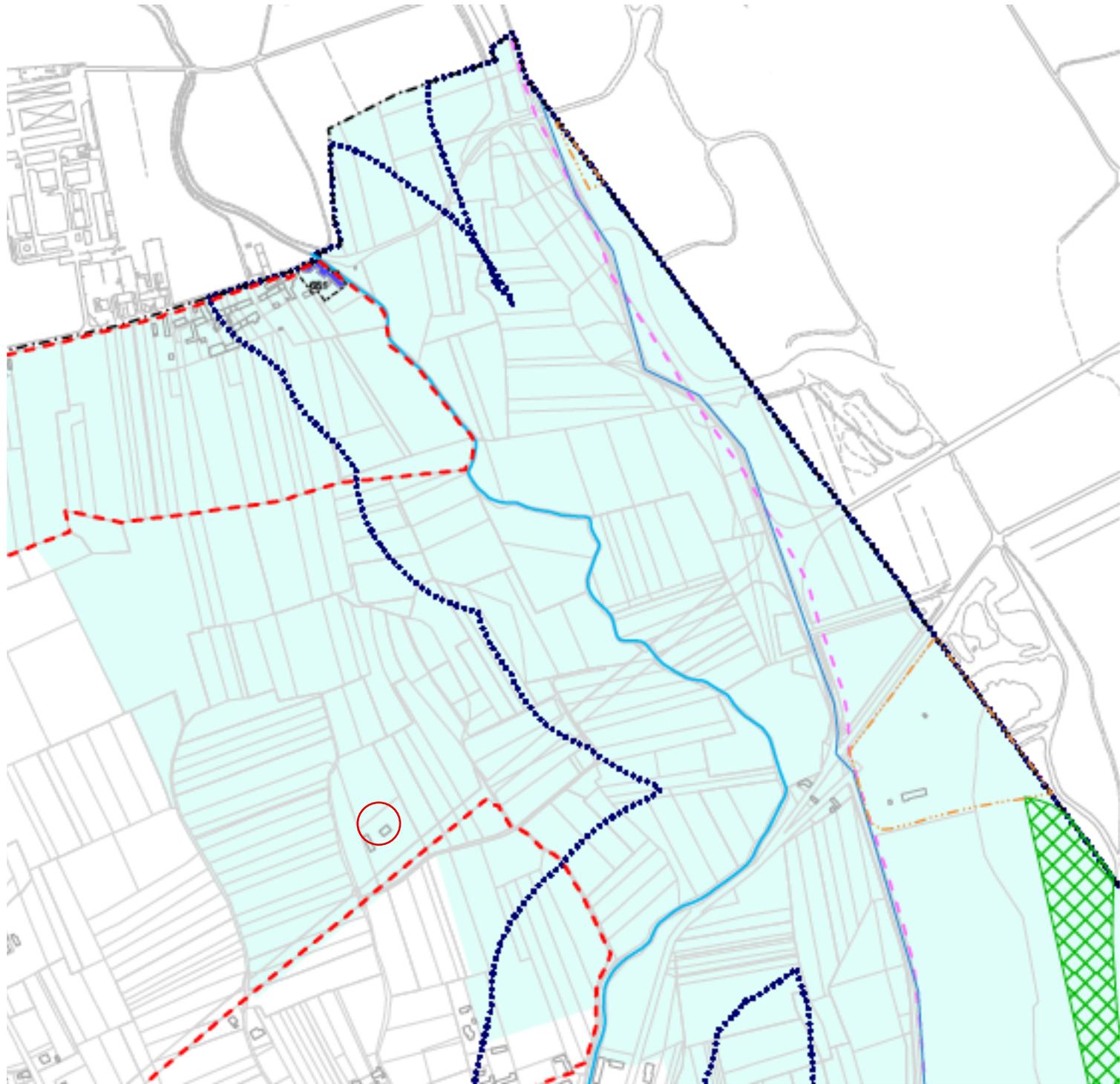


Diagramma B-Q_{lim}... L = 10.0 m D = 1.0 m



Estratto da "Elaborato T1" del P.R.G. di Udine

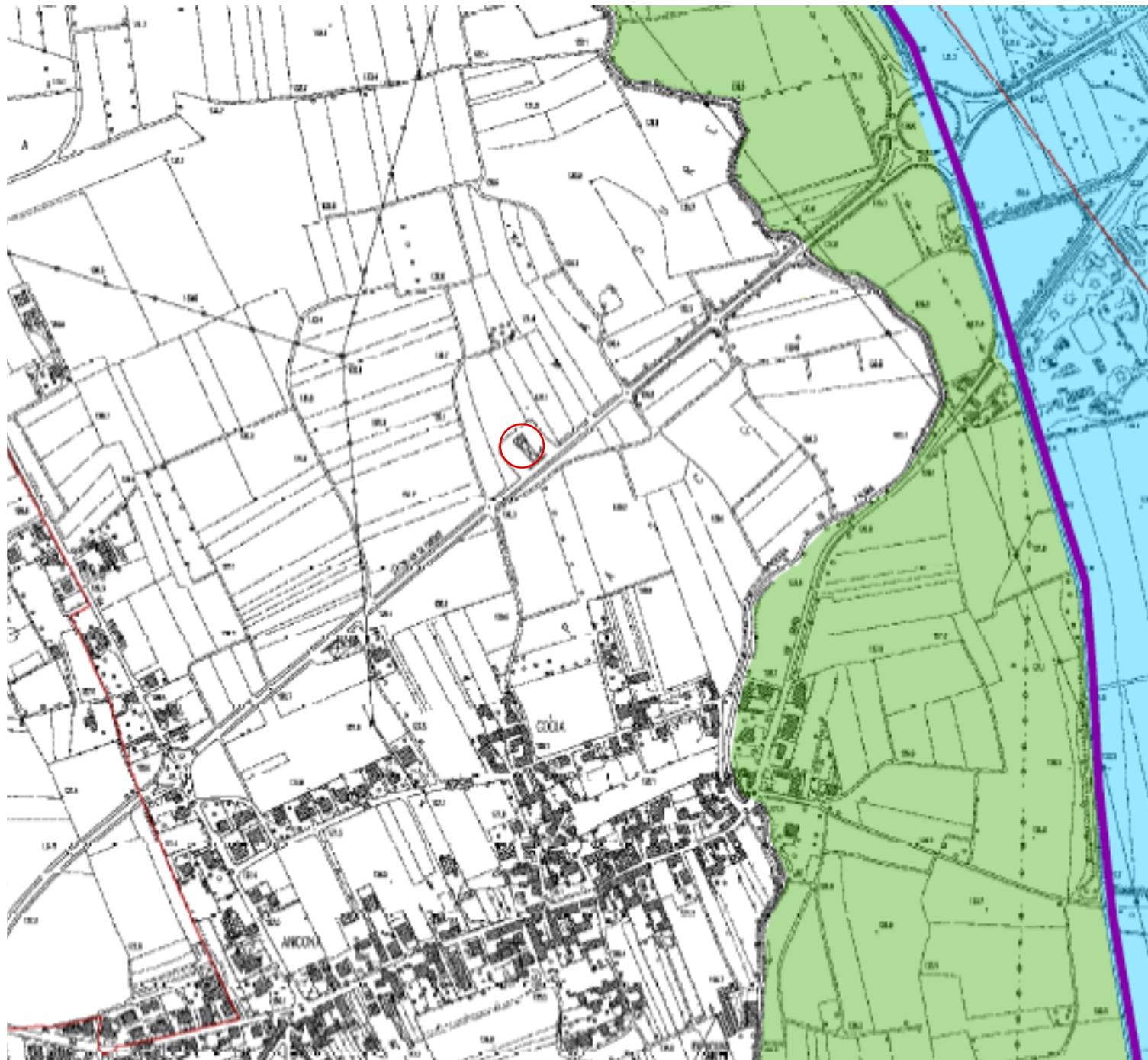
Scala 1:10.000



○ Ubicazione area in Variante

Estratto da TAVOLA 13 PAIR

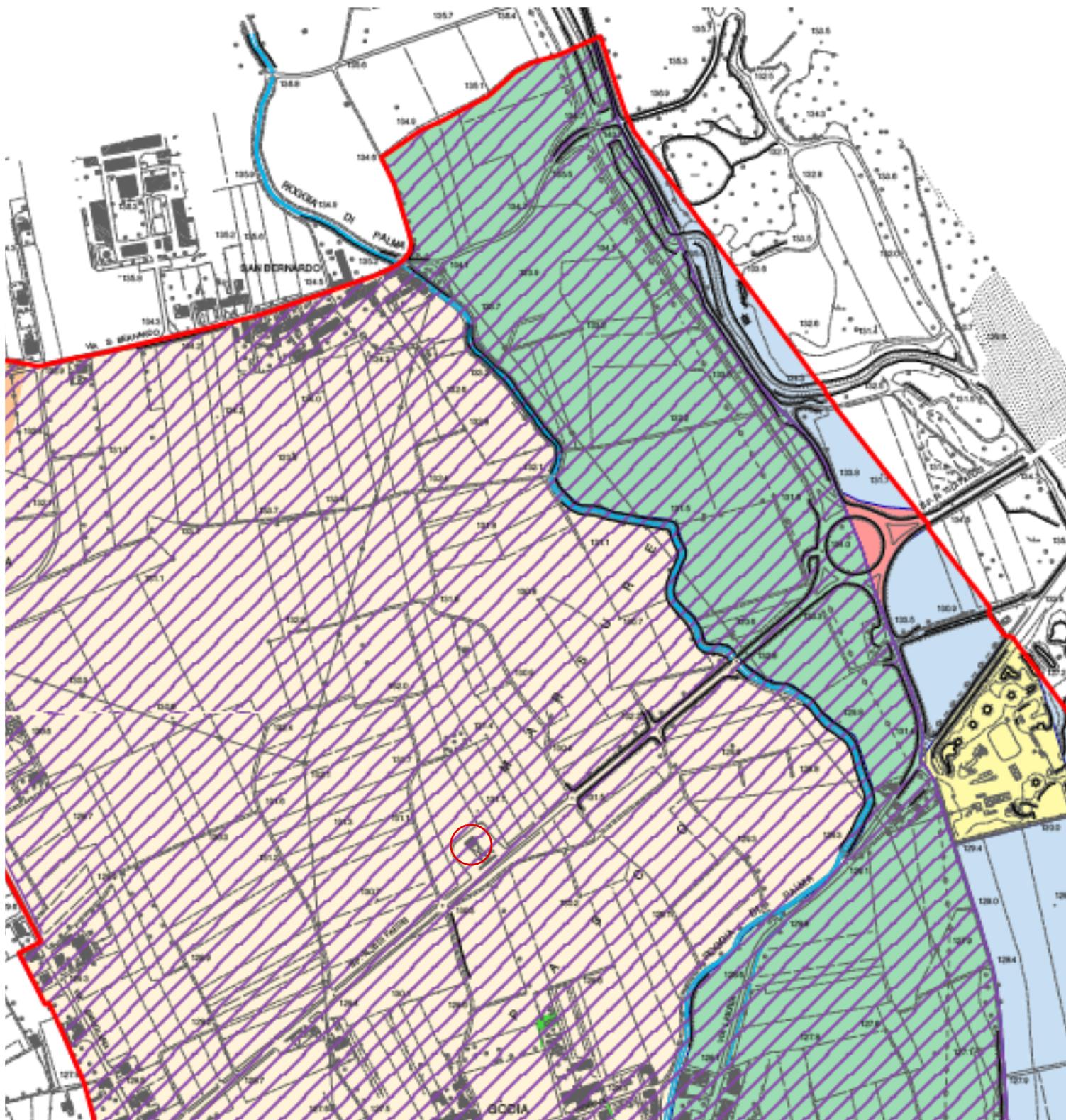
Scala 1:10.000



 Ubicazione area in Variante

Estratto da TAV.G3a

Scala 1:10.000



○ Ubicazione area in Variante