

ARUBA S.p.A.  
Località Palazzetto, 4  
52011 Bibbiena (AR)

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL  
D.M. 14 01 2008



Relazione tecnica

R2/0612/ARU/VP | Giugno 2012

## Indice

1. Premessa .....	3
2. Inquadramento territoriale e urbanistico .....	5
2.1 Individuazione catastale .....	5
3. Inquadramento geologico e geomorfologico .....	6
4. Inquadramento idrogeologico .....	8
4.1 Caratteri idrogeologici locali del sottosuolo dell'area .....	9
5. Andamento del flusso idrico sotterraneo e oscillazioni della falda .....	12
6. Dati progettuali e ipotesi fondazionali .....	15
7. Determinazione pericolosità e parametrizzazione sismica del sito indagato .....	16
7.1 Pericolosità sismica del sito .....	16
7.2. Strategia di progettazione con prestazioni dell'opera attese.....	20
7.3. Determinazione azione sismica .....	21
7.3.1. Analisi di risposta sismica locale.....	22
7.3.2. Risultati ottenuti .....	27
8. Indagini in sito e parametrizzazione geotecnica dei terreni .....	28
8.1. Prove penetrometriche dinamiche .....	28
8.2. Parametrizzazione geotecnica dei terreni fondali.....	33
9. Verifiche agli stati limite ultimi (Geo) in condizioni statiche e sismiche (tipo SLV) .....	37
9.1. Valore del carico limite fondazione-terreno e della resistenza di progetto (Rd) .....	37
9.2. Verifica dello scorrimento delle fondazioni superficiali lungo il piano di posa.....	40
10 Determinazione dei cedimenti compatibili mediante verifica agli stati limite d'esercizio in condizioni statiche (SLE).....	41
10.1. Metodo di Burland e Burbidge.....	41
11. Calcolo della resistenza di progetto del singolo palo .....	44
Conclusioni.....	48

## 1. Premessa

Su incarico della Società ARUBA S.p.A. con sede in Località Palazzetto 4, in Comune di Bibbiena (AR), GEOlogica, studio professionale associato, con sede in Via Ambrogio da Bollate 13, in Comune di Bollate, ha redatto il presente documento finalizzato alla parametrizzazione geotecnica dei terreni di fondazione dell'area, di proprietà della predetta Società, sita in Via Adda angolo Viale Sicilia, in Comune di Monza.

Il lavoro è stato suddiviso in 2 fasi fra loro consequenziali di cui la prima fase è consistita nella raccolta della bibliografia di settore e alla consultazione cartografica degli elaborati geologico-geotecnici a disposizione.

Nella successiva fase, nel rispetto di quanto prescritto sia dal vigente D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" (che sostituisce tutte le precedenti normative per le opere e i sistemi geologici e geotecnici), sia dalla D.G.R. n.8/7374 del 28.05.2008 della regione Lombardia, al fine di approfondire l'analisi locale del sottosuolo, è stata realizzata un'accurata indagine geognostica attraverso la realizzazione delle seguenti attività:

- realizzazione 10 prove penetrometriche tipo DPSH;
- realizzazione 3 sondaggi a carotaggio continuo;
- esecuzione di SPT in foro;
- esecuzione di n. 3 stendimenti sismici tipo MASW;
- esecuzione di n. 3 prospezioni sismiche passive tipo HVSR.

Così come prescritto dal D.M.14.01.2008, nella presente indagine sono state introdotte sia le analisi delle azioni sismiche agenti sul complesso opera-terreno, i cui valori sono stati ottenuti a partire dalle prove sismiche tipo MASW, sia le condizioni di sicurezza agli stati limite ultimi e d'esercizio che dovranno essere verificate dal progettista utilizzando le diverse combinazioni delle azioni di progetto secondo quanto descritto nel paragrafo § 2.5.3 delle NTC-08, in coerenza con le resistenze di progetto e con i carichi d'esercizio riportati nel presente elaborato tecnico.

La ricostruzione della stratigrafia locale all'interno del volume significativo, la valutazione della pericolosità geologica, idrogeologica e sismica del sito di indagine hanno permesso di verificare la fattibilità dell'intervento in relazione all'assetto attuale.

In particolare sono state prese in considerazione ulteriori verifiche geotecniche di calcolo in relazione a ipotesi fondazionali profonde a seguito del modesto valore di carico d'esercizio ottenuto considerando fondazioni di tipo diretto.

Si sottolinea che il presente elaborato potrà essere aggiornato e integrato nelle fasi successive in relazione a dimensionamenti fondazionali differenti da quelli attualmente ipotizzati nonché sulla base di ulteriori prove dirette che, in accordo con la Committenza, si dovesse ritenere necessario dover eseguire al fine di meglio identificare le problematiche connesse alla presenza di cavità sotterranee note con il nome di "occhi pollini".

Copia digitale conforme all'originale, vietata la riproduzione senza l'autorizzazione di GEOlogica

## 2. Inquadramento territoriale e urbanistico

L'area oggetto di studio, da sempre utilizzata come area agricola, è collocata nel settore orientale del territorio comunale di Monza tra Via Adda e Viale Sicilia, a una quota di circa 160 m s.l.m..

Il sito è rappresentato nella corografia riportata in *Figura 1* tratta dalla Carta Tecnica Regionale della Lombardia Foglio B5d5.

La proprietà presenta una superficie di circa 20.700 m<sup>2</sup> e confina a Nord con Viale Sicilia, a Est con Via Adda, a Ovest con capannoni industriali e a Sud con aree a verde.

Dal punto di vista urbanistico, con riferimento al piano delle regole vigente, l'area è inserita in zona D2 mentre nelle previsioni di variante al PGT l'area è ricompresa all'interno di un "TUC terziario speciale".

Sotto l'aspetto della fattibilità geologica, con riferimento al PGT vigente del Comune di Monza, a cui si rimanda per maggiori dettagli, l'area di studio è inserita in classe *2 Be* ovvero rappresentanti *"aree pianeggianti o debolmente acclivi nelle fasce di raccordo dei terrazzi principali, litologicamente costituite da ghiaia a supporto clastico nell'ambito della piana principale e da sabbie limose e/o ghiaiose nei terrazzi vallivi. Possibile presenza di cavità nel sottosuolo ("occhi pollini") con problematiche legate a cedimenti differenziali (2 Be)'"*

### 2.1 Individuazione catastale

Dal punto di vista catastale, come verificabile in *Allegato 1*, il sito in oggetto è identificato al Foglio 67 mappale 97 dell'NCTU/ del Comune di Monza.

### 3. Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area di Via Adda angolo Viale Sicilia si situa nel settore orientale del Comune di Monza a una quota altimetrica di circa 160 m s.l.m..

La porzione di territorio in esame presenta una morfologia subpianeggiante con debole inclinazione verso Sud, tipica delle zone dell'alta pianura lombarda. Il sistema idrografico principale è costituito dal F. Lambro che scorre, con direzione Nord-Sud, circa 3 km a Ovest del sito in oggetto: quest'ultimo presenta un andamento sinuoso originato dalla pendenza topografica assai ridotta.

Da un punto di vista morfologico, immediatamente a Nord del territorio in esame, affiorano i terrazzi fluviali antichi connessi con l'azione di erosione, trasporto e sedimentazione operata dagli scaricatori fuoriuscenti dalle lingue glaciali alpine e prealpine in epoca pleistocenica e tardo pleistocenica.

In particolare, all'altezza del sito di intervento è ancora individuabile il lembo meridionale del terrazzo di età rissiana di Vimercate (Diluvium medio), il cui risalto morfologico è solo in parte apprezzabile in corrispondenza delle aree agricole esterne all'urbanizzato, laddove sono osservabili blande ondulazioni della superficie topografica.

Per quanto concerne gli aspetti geologici, dalla cartografia di *Figura 2*, tratta dalla Carta Geologica della Lombardia alla scala 1:250.000 – Servizio Geologico Nazionale – Regione Lombardia, 1990, si evince come l'area di intervento si posizioni all'incirca al passaggio tra terreni del Fluviale Würm, costituenti il livello fondamentale della pianura e del Fluviale Riss.

I depositi del Fluviale Würm sono costituiti da ciottoli, ghiaie e sabbie con composizione litologica della matrice di natura prevalentemente sabbiosa e localmente limoso-argillosa; i depositi più grossolani possono risultare talora cementati. Manifestano uno strato di alterazione superficiale di ridotto spessore che, laddove presente, è in media di 1-1.5 m e non interessa il substrato ghiaioso. E' tuttavia possibile rinvenire entro una decina di metri di profondità, orizzonti limoso-argillosi di spessore ed estensione laterale talora consistente, derivanti dallo smantellamento e conseguente trasporto e sedimentazione verso valle dei terreni costituenti il limitrofo terrazzo più antico.

L'unità più antica del Fluviale Riss è invece costituita da ghiaie e ciottoli molto alterati, di provenienza alpina (graniti e serpentini), immersi in abbondante matrice limoso-sabbiosa; fattore distintivo è la presenza di un orizzonte superficiale di alterazione di colore giallo-ocra, dello spessore prossimo a 3 m, di natura prevalentemente limoso-sabbiosa e localmente argillosa.

Caratteristica di tali depositi è anche la casuale presenza di “occhi pollini”, cioè cavità sotterranee anche di cospicua volumetria, spesso riempite da materiale argilloso inorganico, la cui genesi è tuttora discussa; tali strutture, riscontrate frequentemente in ambito comunale e nelle aree strettamente limitrofe, creano notevoli problematiche in riferimento alla progettazione delle opere secondo criteri di sicurezza.

Copia digitale conforme all'originale, vietata la riproduzione senza l'autorizzazione di GEOlogica

#### 4. Inquadramento idrogeologico

Al fine di verificare la distribuzione areale e verticale degli acquiferi presenti nel sottosuolo dell'area sono state analizzate le stratigrafie dei pozzi pubblici posti in vicinanza dell'area in oggetto.

A livello generale le caratteristiche principali del sottosuolo dell'alta pianura milanese sono denotate dal progressivo affinamento dei caratteri litologici dei terreni all'aumentare della profondità e dalla presenza di due litozone principali. La prima litozona, più superficiale, è formata da terreni a granulometria prevalentemente grossolana, mentre la seconda, presente a profondità generalmente superiore a 100-110 m, è contraddistinta dal prevalere di terreni a granulometria limoso-argillosa.

Ciononostante, il sottosuolo dell'area di studio è contraddistinto da una discreta omogeneità strutturale in quanto le principali caratteristiche litologiche e idrogeologiche si rinvengono con buona continuità areale.

Per la ricostruzione della geometria e dei rapporti tra i diversi acquiferi presenti nel sottosuolo dell'area in oggetto possono essere adottati criteri distintivi basati sull'identificazione di "unità idrostratigrafiche", che sono unità contraddistinte da un'associazione di litotipi che presentano simile circolazione idrica sotterranea, rapporto di alimentazione-deflusso delle falde e disposizione geometrica rispetto agli altri acquiferi.

Come mostrato anche nella sezione geologica in *Figura 4*, tracciata con direzione W-E dal pozzo n. 9 di Monza al pozzo n. 4 di Agrate (traccia in *Figura 3*), ripresa da "Le risorse idriche sotterranee nella Provincia di Milano - Vol. I: Lineamenti Idrogeologici", e passante in vicinanza dell'area in oggetto, dall'alto verso il basso si possono individuare le seguenti "unità idrogeologiche":

- unità ghiaioso-sabbiosa (facies fluviali dell'Olocene-Pleistocene Sup.)
- unità sabbioso-ghiaioso-conglomeratica (facies fluviali del Pleistocene Medio)
- unità sabbioso-argillosa (facies continentale e transizionale, Pleistocene Inf.-Villafranchiano Sup. e Medio Auct.)

Unità Ghiaioso-sabbiosa (Fluviali Würm, Würm tardivo e alluvioni recenti Auct.): l'unità in esame è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi grossolani sciolti (ghiaia e sabbia) con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale; nella terminologia di uso

corrente viene identificata come "primo acquifero" in quanto forma il serbatoio della falda libera nel settore milanese.

Nella sezione questo acquifero tende a scomparire procedendo da Ovest verso Est a causa della presenza della "dorsale di Monza": la base dell'acquifero tradizionale risulta a una quota più elevata con conseguente diminuzione della potenza dell'acquifero.

Unità Sabbioso-ghiaioso-conglomeratica (Fluviali Mindel-Riss Auct. e Ceppo Auct.): essa è costituita da una alternanza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, con lenti conglomeratiche o arenitiche.

Questo acquifero presenta elevati valori di trasmissività e coefficiente di permeabilità per gli acquiferi ghiaiosi e in funzione del grado di cementazione e di fratturazione nei litotipi conglomeratici.

Nel settore in oggetto esso costituisce la roccia serbatoio dell'acquifero tradizionale poiché, a causa della presenza della "dorsale di Monza", l'unità ghiaioso-sabbiosa è pressoché assente o con limitata potenza.

Unità Sabbioso-argillosa: sempre nell'ambito del Pleistocene inferiore, in seguito alla regressione marina, si formarono depositi litorali, lagunari, palustri e alluvionali che individuano un'unità idrogeologica formata in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo (con frequenti alternanze nella colorazione) con torbe, che forma il substrato della falda tradizionalmente sfruttata.

A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese di sabbie e ghiaie che formano acquiferi con falde confinate che vengono identificati con la denominazione di "terzo acquifero" o "acquiferi profondi".

Nell'area in esame il tetto di questa unità si rinviene a una profondità variabile tra 40 e 80 m dal p.c.

#### 4.1 Caratteri idrogeologici locali del sottosuolo dell'area

I caratteri idrogeologici locali del sottosuolo dell'area in oggetto possono essere ricostruiti tramite l'analisi della stratigrafia del pozzo CAP n. 2, scuole di Rancate, loc. Malcantone ubicato circa 100 m a Est dell'area di studio e le cui caratteristiche costruttive sono le seguenti:

### Pozzo n. 2

Data di esecuzione: 1956

Profondità: 56 m dal p.c.

Diametro: n.d.

Filtri (m da p.c.): 32.00 ÷ 47.00

Lunghezza totale dei filtri: 15 m

Analizzando la scheda stratigrafica del suddetto punto di prelievo, riportata nel seguente *Schema 1*, appare evidente come il sottosuolo dell'area in oggetto sia costituito prevalentemente da materiale ghiaioso a cui è spesso associato materiale fine variabile da argilla a sabbia grossa.

Bacino: F. Lambro CONCORREZZO	Scuole di Rancate - Malcantone Cap	N. 2
2.80	Argilla	
5.00	Ghiaia e sabbia	lat. N. = 45° 34' 42"
11.00	Conglomerato	long. O = 3° 07' 37"
16.50	Ghiaia e argilla	qs. = 162.27
20.00	Ghiaia e sabbia fine	data = 1956
27.50	Ghiaia e sabbia media	Fenestrati
35.50	Ghiaia e sabbia grossa	32.00-47.00
45.00	Ghiaia, ciottoli e poca sabbia	ls. = 16.65
47.00	Ghiaia, conglomerato	ld. = 8,00
50.50	Argilla	l'sec = 17,00
54.00	Argilla compatta	l'sec/m = 2,00
56.00	Sabbia fine	Sacco

Schema 1: stratigrafia pozzo 2

A scala di progetto, le caratteristiche litostratigrafiche dell'area sono state direttamente acquisite, sino alla profondità di 20 m dal p.c., durante la realizzazione dei sondaggi a carotaggio continuo realizzati per la parametrizzazione geotecnica dei terreni di fondazione. Le stratigrafie dei carotaggi realizzati sono riportate in *Allegato 2* mentre la loro ubicazione è riportata in *Figura 5*.

Dall'analisi visiva dei carotaggi è possibile evidenziare come il sottosuolo dell'area sia costituito principalmente da un monostrato ghiaioso-sabbioso a cui è associato, in minor misura, materiale a granulometria fine.

Copia digitale conforme all'originale, vietata la riproduzione senza l'autorizzazione di GEOlogica

## 5. Andamento del flusso idrico sotterraneo e oscillazioni della falda

La direzione del flusso idrico sotterraneo, rappresentata dalle carte delle isopieze, riportata in *Figura 6* (tratta dal Sistema Informativo Falda della Provincia di Milano), è stata ricostruita sulla base di misure di livello piezometrico effettuate nel marzo 2010 entro i pozzi della rete di controllo della Provincia di Milano.

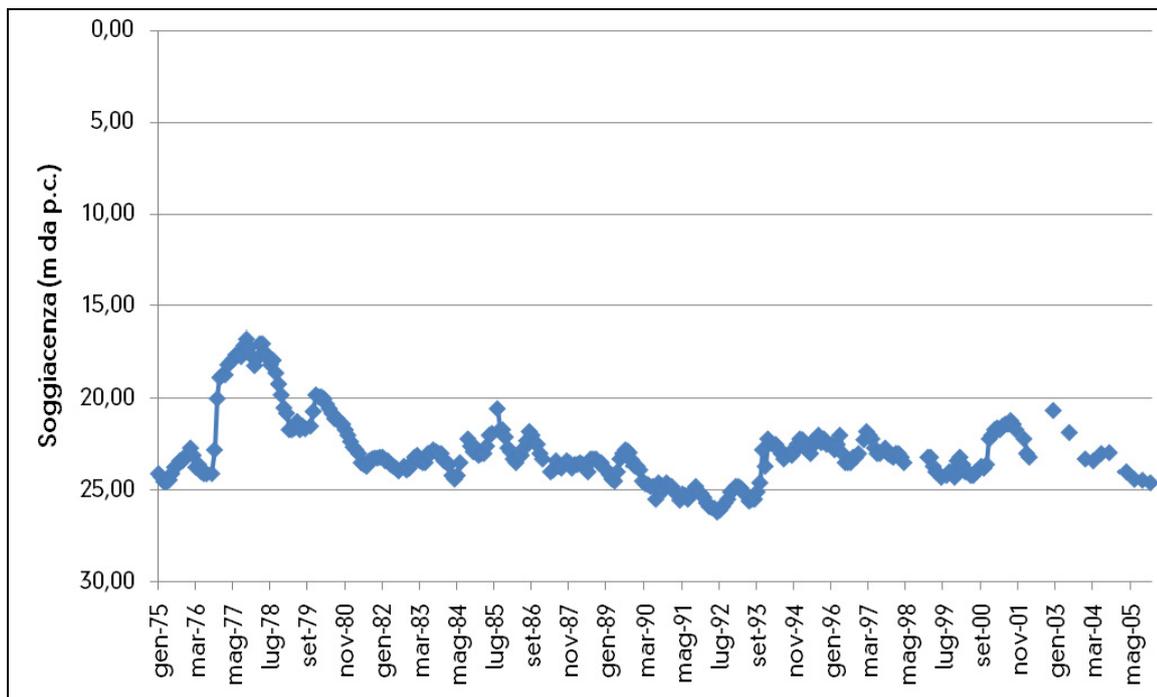
A livello comunale, dall'elaborazione proposta è possibile osservare una direzione di flusso orientata all'incirca NNE-SSW, quote comprese tra 175 e 130 m s.l.m. e un gradiente idraulico pari a 0.6 %.

In corrispondenza dell'area di studio si ha un livello di falda pari a circa 143.5 m s.l.m. a cui corrisponde una soggiacenza pari a circa 16.5 m dal p.c..

Da dati diretti, e non interpolati, si segnala che nei 3 carotaggi realizzati nell'area, spinti sino alla profondità di 20 m dal p.c. non è stata intercettata tuttavia la superficie piezometrica che, pertanto, si attesta a una profondità superiore a tale quota.

Si segnalano altresì locali livelli di saturazione che, probabilmente, risultano connessi alle intense piogge registrate nei giorni immediatamente precedenti alle attività di campo.

Per quanto attiene la ricostruzione delle fluttuazioni del livello piezometrico della falda nel tempo, è stata possibile grazie ai dati rilevati nel pozzo 2 di Concorezzo (cod. SIF 150840002), ubicato circa 100 m a Est dell'area in oggetto e per il quale si dispone della serie temporale 1975-2005; il grafico ricostruito è riportato nella sottostante *Schema 2*.



Schema 2. Oscillazioni falda pozzo 2 (1975 – 2005)

Dall'analisi del suddetto schema è possibile osservare un rapido innalzamento della falda, quantificabile in circa 7.5 m, a partire dal mese di settembre 1976 fino al mese di ottobre 1977; in questo periodo è registrato il massimo piezometrico assoluto dell'intera serie (ottobre 1977) rappresentato da una soggiacenza pari a 16.75 m dal piano campagna.

A questo rapido innalzamento fa seguito un trend negativo di circa 16 anni tra settembre 1977 e maggio 1993; in questo periodo è registrato il minimo piezometrico assoluto dell'intera serie (giugno 1992) rappresentato da una soggiacenza pari a 26.2 m dal piano campagna.

A far corso dal maggio 1993 si assiste a una ripresa dei livelli di falda, quantificabile in circa 5 m, con soggiacenza passante da 25.3 m da p.c. a 22.2 m da p.c. nel gennaio 1994.

A far capo da tale data si assiste a una leggera perdita dei livelli che ha termine nel mese di maggio 2000; da tale data si registra un'ulteriore ripresa dei livelli che culmina nel mese di luglio 2001 dove si registra una soggiacenza di 21.4 m da p.c..

A partire dal dicembre 2002 si registra un progressivo abbassamento della falda che continua sino al termine dei dati disponibili dove si registra una soggiacenza di 24.6 m da p.c.; considerando che i dati più recenti messi a disposizione dalla Provincia di Milano, riferiti al mese di marzo 2010, indicano una soggiacenza pari a 16.5 m da p.c., si deduce per il lasso

temporale 2005-2010 un'inversione di tendenza con una ripresa di circa 8 m del carico piezometrico.

Copia digitale conforme all'originale, vietata la riproduzione senza l'autorizzazione di GEOlogica

## 6. Dati progettuali e ipotesi fondazionali

Le opere in progetto prevedono la realizzazione di un nuovo edificio adibito a data center costituito da n. 4 piani fuori terra il cui ingombro in pianta risulta essere pari a 7.528 m<sup>2</sup>.

Sulla base di quanto fornito dai tecnici-progettisti, con una stima preliminare e antecedente alle indagini geognostiche descritte nel presente documento, si è ipotizzato di realizzare delle fondazioni di tipo plinto aventi dimensioni massime (plinti centrali) pari a 6 m x 6 m x 0.6 m (H).

Nella presente fase, in assenza della comunicazione dei massimi carichi strutturali previsti agli stati limite SLU e SLE (carichi calcolabili solo dopo il progetto esecutivo della sovrastruttura) nonché in riferimento a quanto emerso dalle prove penetrometriche ovvero alla presenza di strutture tipo "occhi pollini", è stata presa in esame l'ipotesi di ancoraggio delle strutture a terreni più profondi e maggiormente compatti tramite la realizzazione di una palificata al di sotto delle fondazioni dirette.

Al fine di valutare il sistema terreno-fondazioni anche nell'originale ipotesi di plinti, nel presente elaborato, è stato eseguito il dimensionamento utilizzando i criteri riportati nel D.M. 14.01.2008 imponendo un cedimento massimo ammissibile della struttura terreno-fondazione (cedimenti immediati + secondari) pari a 25 mm.

Preliminarmente all'esposizione della parametrizzazione geotecnica è riportata una esaustiva disamina delle metodiche di calcolo previste dal Legislatore, demandando comunque alla normativa di riferimento per ulteriori e più approfonditi dettagli.

Come di seguito esposto, l'inattuabilità della soluzione fondale prescelta, ha suggerito di valutare differenti tipologie di fondazioni ovvero dimensionando, seppur a livello preliminare, soluzioni di fondazioni indirette su pali.

Dal punto di vista geotecnico viene pertanto fornita nella presente relazione la portanza dei singoli pali (sono stati parametrizzati differenti diametri di palificazioni) demandando agli strutturisti le necessarie valutazioni in merito alla migliore soluzione da adottare in fase di realizzazione delle fondazioni.

## 7. Determinazione pericolosità e parametrizzazione sismica del sito indagato

La presente analisi è stata condotta ai sensi delle nuove norme tecniche per le costruzioni contenute nel D.M. 14.01.2008 (sostituenti le norme contenute nel D.M. 14.09.2005).

In base alla “nuova” normativa i metodi di calcolo di verifica del sistema opere-terreni introdotti si definiscono agli stati limite e prevedono per tali verifiche diverse combinazioni delle azioni, compresa la combinazione sismica nei cui calcoli si inserisce l’azione sismica locale, considerando la componente verticale della stessa nella definizione dell’azione di progetto e la componente orizzontale nei calcoli della resistenza di progetto.

L’analisi dal punto di vista sismico si è resa obbligatoria anche nei comuni in precedenza non classificati come sismici, in quanto la recente classificazione sismica nazionale modificata (allegato 1 dell’O.P.C.M.20.03.03) considera l’intero territorio italiano a rischio sismico.

Nel caso in esame, il Comune di Monza è inserito in zona sismica 4 a cui corrisponde il minore grado di pericolosità con i valori più bassi di accelerazione orizzontale massima su suolo.

Lo studio si è articolato in tre diverse fasi, come di seguito descritto:

1. individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
2. scelta della strategia di progettazione;
3. determinazione dell’azione di progetto.

Si sottolinea che tutte le elaborazioni sono state condotte con programma “Spettri NTC ver.1.0.3” approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

### 7.1 Pericolosità sismica del sito

Nella prima fase la “pericolosità sismica di base” del sito di edificazione è definita in termini sia di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido di categoria di sottosuolo A (*categorie classificate nella tabella 3.2.11 del D.M.14.01.2008*) con superficie topografica orizzontale, sia in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione a essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate

probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  (definite nella tabella 3.2.1.delle NTC-08) nella vita di riferimento dell'opera  $V_R$ .

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

- $a_g$  accelerazione massima sul sito (espressa in g/10);
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (valore adimensionale);
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in secondi).

Tali parametri sono forniti nella tabella 1 dell'allegato B delle NTC-08 per i 10751 punti (nodi) del reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio italiano relativamente ai differenti tempi di ritorno  $TR_R$ .

Per qualunque punto del territorio non ricadente sui nodi del reticolo di riferimento, come nel caso in esame, il valore del generico  $p(a_g, F_o, T^*_c)$  a esso corrispondente è ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi a prefissati  $T_R$ , utilizzando il valore ottenuto dalla media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia del reticolo di riferimento contenente il punto in esame.

A ogni stato limite considerato corrispondono valori differenti di tali parametri.

Nella presente indagine è stata cautelativamente attribuita alla struttura progettuale una classe d'uso III che necessita delle seguenti verifiche di sicurezza:

- stati limite ultimo di tipo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) con verifica della resistenza del sistema fondazione-terreno e dei fronti di scavo;
- stati limite di esercizio di tipo SLD (Stato Limite di Danno) con verifica del contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno (cedimenti).

Prendendo in considerazione lo stato limite ultimo SLV, dagli elaborati di calcolo si ottengono per il sito in esame (vedi *Tabelle 1 ÷ 3*) i seguenti valori:

- $a_g = 0.060$  g;
- $F_o = 2.64$ ;
- $T^*_c = 0.289$ (s);

- $T_R = 712$  anni, ove  $T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$  con  $V_R$  e  $P_{VR}$  definiti di seguito.

Con le stesse modalità, allo stato limite d'esercizio SLD si ottengono i seguenti valori:

- $a_g = 0.029$  g;
- $F_o = 2.55$ ;
- $T_c^* = 0.208$  (s);
- $T_R = 75$  anni, ove  $T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$  con  $V_R$  e  $P_{VR}$  definiti di seguito.

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0,024	2,550	0,185
SLD	75	0,029	2,554	0,208
SLV	712	0,060	2,644	0,289
SLC	1462	0,073	2,685	0,303

Tabella 1: valori dei parametri sismici per ogni Stato Limite

STATO LIMITE		SLV
$a_g$		0,060 g
$F_0$		2,644
$T_C^*$		0,289 s
$S_S$		1,500
$C_C$		1,582
$S_T$		1,000
$q$		2,150

STATO LIMITE		SLV
$S$		1,500
$\gamma$		0,465
$T_B$		0,152 s
$T_C$		0,457 s
$T_D$		1,840 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$S = S_S \cdot S_T$  (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10 \cdot (S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$  (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$  (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$  (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$  (NTC-07 Eq. 3.2.9)

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	Se [g]
0,000	0,090
0,152	0,110
0,457	0,110
0,523	0,097
0,589	0,086
0,655	0,077
0,720	0,070
0,786	0,064
0,852	0,059
0,918	0,055
0,984	0,051
1,050	0,048
1,115	0,045
1,181	0,043
1,247	0,040
1,313	0,038
1,379	0,037
1,445	0,035
1,510	0,033
1,576	0,032
1,642	0,031
1,708	0,030
1,774	0,028
1,840	0,027
1,942	0,025
2,045	0,022
2,148	0,020
2,251	0,018
2,354	0,017
2,457	0,015
2,560	0,014
2,663	0,013
2,765	0,012
2,868	0,012

Tabella 2. valori dei parametri sismici per Stato Limite SLV

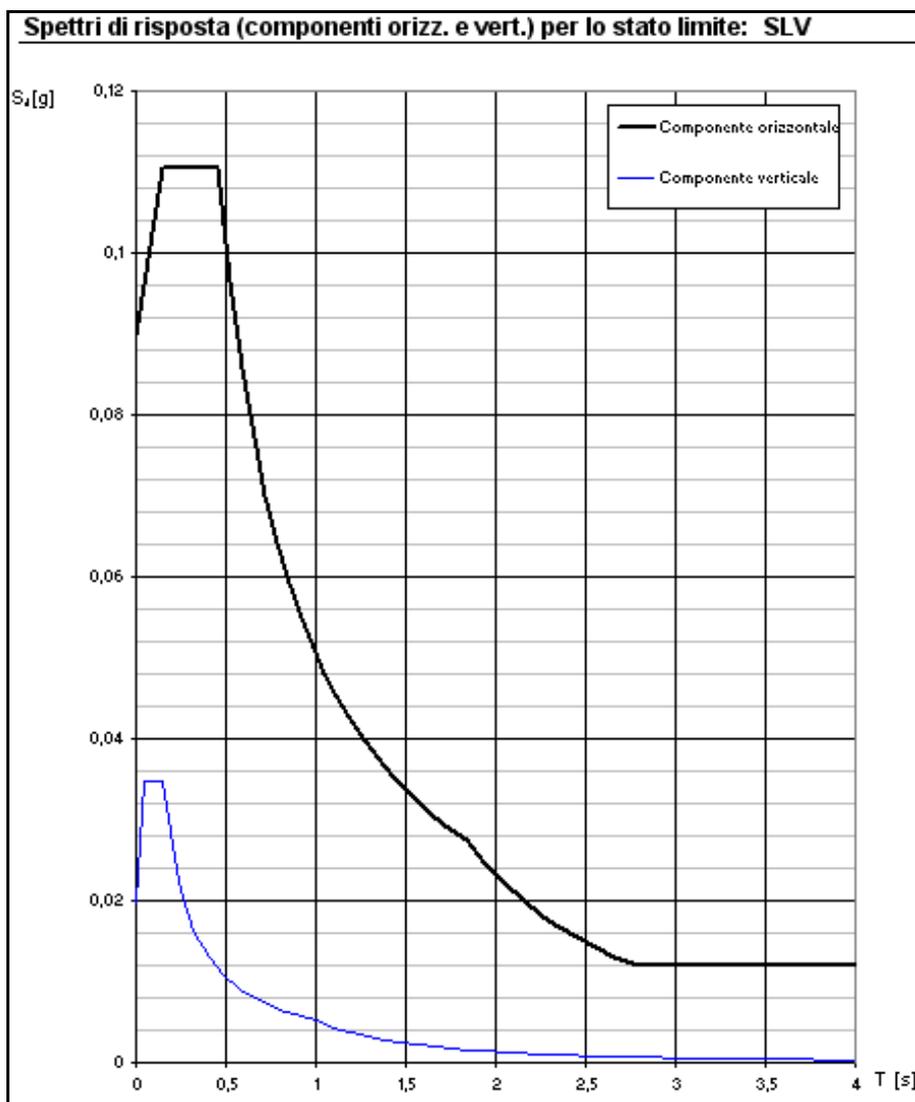


Tabella 3: spettro di progetto Stato Limite SLV con fattore di struttura  $q$  pari a 2,15

## 7.2. Strategia di progettazione con prestazioni dell'opera attese

Nella seconda fase, a partire dai coefficienti che definiscono il tipo di opera e la classe d'uso della costruzione, si valutano alcuni parametri fondamentali, alcuni dei quali già menzionati e di seguito indicati.

- $V_N$  => **vita nominale dell'opera** in base al tipo di costruzione *“intesa come il numero di anni nel quale la struttura deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata”*;
- **Classe d'uso** della costruzione in presenza di azioni sismiche;
- $V_R$  => **Periodo di riferimento per l'azione sismica**, *“ che si ricava per ciascun tipo di costruzione moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ ”*, ove  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, in base alla tabella seguente.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0.7	1	1.5	2

Considerando per periodi  $\leq 35$  anni un  $V_r$  minimo pari a 35 anni

- $P_{VR}$  => **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$** , che si ricava in valore percentuale per ciascuno Stato Limite considerato.

Considerando la struttura in progetto sono stati attribuiti i seguenti valori:

- $V_N \geq 50$  ANNI (tipo di costruzione 2);
- Classe d'uso III;
- Coefficiente d'uso  $C_U$  riferibile a classe III: 1,5;
- $V_R = 75$  ANNI;
- $P_{VR} = 63\%$  per stato limite di esercizio (SLD);
- $P_{VR} = 10\%$  per stato limite ultimo (SLV).

### 7.3. Determinazione azione sismica

La terza fase permette infine di ottenere il valore di progetto dell'azione sismica preventivabile sul sito in esame con prefissati  $T_R$  e  $P_{VR}$ . Tale azione è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e da una verticale Z, da considerare tra loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte mediante l'accelerazione massima attesa in superficie o accelerazione massima e relativi spettri di risposta attesi in superficie.

Le due componenti orizzontali ortogonali tra loro sono caratterizzate dal medesimo spettro di risposta.

Tale spettro in accelerazione è utilizzato per strutture con periodo fondamentale  $\leq 4$  s ed è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) moltiplicata per il valore della accelerazione massima orizzontale  $a_g$ , ottenuto in precedenza su sito di riferimento rigido orizzontale: sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  si differenziano al variare della probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) nel periodo di riferimento  $T_R$ .

### 7.3.1. Analisi di risposta sismica locale

Al fine di rendere più puntuale l'analisi effettuata, è necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale che si basa sui seguenti parametri:

- categoria di sottosuolo presente (*ottenuta dalla tabella 3.2.II delle NTC-08 in base a valori di  $N_{spt,30}$  o  $V_{s,30}$* );
- coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  (*ottenuto dalla tabella 3.2.IV delle NTC-08*);
- coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  (*ottenuto dalla tabella 3.2.V delle NTC-08 in base a categoria di sottosuolo presente*).

Allo scopo di attribuire i valori ai parametri sopra descritti è stata realizzata un'indagine sismica in sito al fine di identificare la categoria di sottosuolo.

Tale indagine è consistita nell'esecuzione di n. 3 prove sismiche con metodo MASW e da una prospezione sismica passiva con metodo HVSR, con elaborazione di ogni singola prova MASW congiuntamente con la restituzione H/V significativa del lotto investigato.

Le prove HVSR (Horizontal to Vertical Spectrum Ratio) misurano il rumore sismico ambientale presente sulla superficie terrestre, il quale è prodotto sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, microterremoti, vento) sia dall'attività antropica.

Il rumore sismico ambientale viene anche chiamato *microtremore* in quanto le oscillazioni, se confrontate con quelle associate ai terremoti, presentano ampiezze molto piccole.

La denominazione di sismica passiva dipende dal fatto che il rumore non viene generato *artificialmente*, come nelle energizzazione della sismica attiva, ma è presente naturalmente.

La metodologia HVSR è stata introdotta da Nakamura (1989) per la determinazione delle frequenze di risonanza dei terreni e la stima dell'amplificazione sismica locale, elementi di grande utilità per l'ingegneria sismica.

La frequenza fondamentale di risonanza ( $f$ ) dello strato di terreno  $n$  è data dalla formula:

$$f_n = V_s / 4 h$$

in cui  $V_s$  è la velocità media delle onde S nello strato  $N$  ed  $h$  è lo spessore.

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Dall'elaborazione effettuata è possibile individuare un picco alla frequenza pari a **15 Hz**. Questo dato, insieme a una stima delle velocità (prova MASW), è in grado di fornire previsioni sullo spessore  $h$  degli strati.

I risultati (grafici) visibili in *Allegato 3* sono stati ottenuti mediante impiego di un geofono triassiale ed elaborati con software EEG (il segnale dei velocimetri è acquisito in sito per un tempo  $t$ , e digitalizzato a 16 bit con due linee di preamplificatori).

Per ciascuna delle 3 componenti del moto, il software esegue le seguenti elaborazioni:

- divide il tracciato acquisito in finestre di lunghezza  $L$  (in questo lavoro generalmente 26 s);
- elimina il trend da ciascuna finestra;
- fa il "pad" di ciascuna finestra con degli zero;
- calcola la trasformata di Fourier (FFT) per ciascuna finestra;
- calcola lo spettro di ampiezza per ciascuna finestra;
- liscia lo spettro di ogni finestra secondo opportuno smoothing;
- calcola il rapporto spettrale HVSR ad ogni frequenza, per ciascuna finestra.

La funzione HVSR finale è data dalle media degli HVSR di ciascuna finestra.

Per quanto attiene la prova sismica di tipo MASW, sono stati realizzati 3 stendimenti di linea comprendente 24 geofoni al fine di garantire la copertura dell'intero su cui si prevede la realizzazione dell'edificio in progetto (nel caso in esame si è utilizzato un passo di 2 m tra un geofono e il successivo per una lunghezza complessiva di circa 46 m). Dalle prove sono stati ottenuti i valori  $V_{s, 30}$  della velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano di imposta delle fondazioni, determinando in questo modo la categoria di sottosuolo di riferimento.

La strumentazione utilizzata è costituita da :

- un sismografo EEG BR24 24 canali
- 24 geofoni a 4.5Hz
- una sorgente sismica per la generazione delle onde di superficie.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

1. acquisizione dei dati di campo;
2. estrazione della curva di dispersione;
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$  (profilo 1-D) che descrive la variazione di  $V_s$  con la profondità

Partendo da una quota d'imposta fondazionale superficiale dalla quale considerare i 30 m d'investigazione, dalle prove sismiche è scaturito un valore finale di velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s, 30}$  piuttosto omogeneo in corrispondenza di tutte le tre prove e rispettivamente pari a **400 m/s (S1), 415 m/s (S2) e 403 m/s (S3)** con  $V_{s, 30} = 30 / (\sum_{i=1,N} h_i / V_{s,i})$ , ove  $h_i$  e  $V_i$  indicano rispettivamente lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (in m/s) dello  $i$ -esimo strato considerato (vedasi i tabulati delle prove MASW riportati in *Allegato 3*).

Tali valori permettono di attribuire al sottosuolo indicato la **categoria B** ovvero "*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori  $V_{s,30}$  compresi tra 360 e 800 m/s, ovvero  $N_{spt,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $cu_{,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina*", in coerenza anche con i valori SPT ottenuti durante l'esecuzione dei 3 sondaggi realizzati sul lotto d'intervento.

Ottenuti i risultati della MASW, in ottemperanza alla D.G.R. n.8/7374 si è proceduto all'analisi sismica di 2° livello che ha preso in esame gli effetti dovuti all'amplificazione litologica.

Il passo successivo è stato quello della valutazione del fattore di amplificazione  $F_a$ , secondo la procedura regionale prevista per il 2° livello di approfondimento, la quale consiste nell'individuare tra le schede litologiche di riferimento quella che meglio approssima l'andamento delle  $V_s$  proprio del sito in esame.

Dall'esame delle schede litologiche allegata alla normativa di riferimento e in base alla verifica dei campi di validità (diagramma Z- $V_s$ ) dell'andamento delle  $V_s$  con la profondità, si è ritenuto idoneo l'utilizzo della scheda litologica limoso-sabbiosa tipo 2.

Anche il calcolo del periodo proprio del sito, funzione dello spessore e della velocità delle onde s in ciascuno strato fino al raggiungimento di  $V_s$  pari o superiori a 800 m/s, viene

effettuato in base all'andamento di tali Vs (ottenute con la prova sismica tipo MASW) con la profondità, andamento rappresentato in ciascuna scheda. Nel caso in esame si è considerato una profondità del primo strato superficiale di almeno 4 m, con valore medio di Vs pari alla media pesata dei primi 3 strati intercettati (valore di 227,5 m/s) e l'utilizzo nei calcoli della curva di riferimento n. 2.

I valori del Fattore di amplificazione calcolati sono quindi stati confrontati con i valori soglia determinati dalla Regione Lombardia.

Per l'intervallo Fa (0.1-0.5) riferibile a strutture edilizie relativamente basse, rigide e regolari, si è utilizzata la seguente espressione correlata alla curva 2 del grafico T(s)-Fa (0.1-0.5), con  $0.08 < T \leq 0.40$ , tratto polinomiale:

$$Fa (0.1-0.5) = -12.8T^2 + 9.2 T + 0.48$$

Per l'intervallo Fa (0.5-1.5) riferibile a strutture edilizie più alte e più flessibili, si è utilizzata la seguente espressione correlata alla scheda litologica limoso-sabbiosa tipo 2 Fa (0.5-1.5):

$$Fa (0.5-1.5) = -1.33 T^2 + 2.02 T + 0.79$$

Scheda	Curva	Fa (0.1- 0.5)	Fa (0.5-1.5)
Litologia limoso-sabbiosa tipo 2	2	<b>1.88</b>	<b>1.20</b>

Tabella 4: fattori di amplificazione (Fa) ottenuti.

	Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
Fa (0.1-.5)	1.4	1.9	2.2	2.0
Fa (0.5-.5)	1.7	2.4	4.2	3.1

Tabella 5: valori soglia del Fattore di amplificazione nel Comune di Monza

Dai dati ottenuti dalla prova locale in sito il sottosuolo, a partire dalla prevista quota fondazionale del nuovo edificio industriale, appartiene alla categoria di sottosuolo B "depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori  $V_{s30}$  compresi tra 360 e 800 m/s, ovvero  $N_{spt,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina)".

Come si può evincere dai dati sopra indicati e considerando il terreno B in esame, il valore di  $F_a$  ottenuto per l'intervallo compreso tra 0.1s e 0.5s è superiore rispetto al valore soglia comunale ( $1.88 > 1.4$ ), mentre il valore di  $F_a$  ottenuto per l'intervallo compreso tra 0.5s e 1.5s è inferiore al valore soglia comunale ( $1.20 < 1.7$ ).

**In relazione all'assenza di una precisa definizione di tipo strutturale dell'edificio progettuale, cautelativamente si desume che la normativa nazionale è da ritenersi insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito, pertanto, così come previsto dalla D.g.r. n.8/7374 del 28.05.2008, nei calcoli geotecnici agli stati limite che valuteranno le strutture progettuali in condizioni sismiche si dovrà applicare lo spettro previsto dalla normativa per la categoria di sottosuolo C ( $1.88 < 1.90$  e  $1.20 < 2.4$ ).**

Di seguito si prendono in esame le condizioni topografiche che possono determinare un'amplificazione sismica dell'evento in base alle categorie topografiche definite nelle norme (coefficiente  $S_T$ ).

Si osserva che queste categorie devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. Essendo il lotto posizionato in un'area subpianeggiante che presenta solo locali ondulazioni, il sito è stato classificato nella **categoria T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ "**, a cui corrisponde un valore del coefficiente  $S_T$  pari a 1.0.

Un secondo fattore locale di amplificazione da verificare è  $S_s$ , ovvero il fattore di amplificazione stratigrafica. Tale fattore è correlato al tipo di sottosuolo considerato e nel caso in esame si ottiene  $S_s = 1.50$  (**cat. sottosuolo C**,  $1.00 \leq 1.70 - 0.60(F_o \times a_g/g) \leq 1.50$ ).

Ulteriori parametri di input per ottenere gli spettri di progetto agli stati limite sono i fattori di struttura  $q$  legati alla geometria e alle caratteristiche della struttura e utilizzati per ciascuna direzione dell'azione sismica, definiti dalla seguente relazione:

$$q = q_0 * K_R$$

ove  $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende da una serie di parametri combinati tra loro (duttilità, tipologia strutturale, zone plastiche), mentre  $K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalla regolarità in altezza delle costruzioni e varia tra 0.8 ed 1.

Nel caso in esame si è ipotizzato cautelativamente un fattore di struttura orizzontale  $q$  adimensionale puramente indicativo pari a un valore di 2.15, mentre per la componente verticale dell'azione sismica in condizioni SLU il fattore di struttura verticale  $q$  è sempre pari ad 1.5, ad eccezione che nello studio dei ponti.

### 7.3.2. Risultati ottenuti

Ottenuti i parametri necessari per l'analisi di risposta sismica locale, è possibile definire l'accelerazione massima di progetto attesa al suolo  $A_{max}$  mediante la seguente relazione:

$$A_{max} = S \times a_g = (1.5 \times 1.0) \times 0.060 \text{ g} = \mathbf{0.090 \text{ g}}$$

ove  $S = S_s \times S_i$ .

Tale valore di  $A_{max}$  è introdotto successivamente nel calcolo della capacità portante  $Q_{lim}$ , in termini di effetti inerziali dovuti al sisma, utilizzando i seguenti fattori correttivi:

$$z = Z_q = (1 - a_{max}/t_g)^{0.35}$$

$$Z_c = 1 - 0.32 a_{max}$$

La circolare d'istruzione (n.617/2009) per l'applicazione delle nuove norme NTC-08 suggerisce però di applicare la correzione, con le formule sopra indicate, solo al fattore  $z$ , ponendo quindi  $Z_q = Z_c = 1$ .

## 8. Indagini in sito e parametrizzazione geotecnica dei terreni

Al fine della parametrizzazione geotecnica dei terreni è stata realizzata una campagna di indagini in sito consistente nell'esecuzione di n. 10 prove penetrometriche dinamiche e n. 3 sondaggi a carotaggio continuo con esecuzione di prove SPT a intervalli di profondità di 1.5 m a partire dalla quota di 6 m da p.c. fino alla quota di 13.50 m da p.c..

Le prove si sono rese necessarie al fine investigare il terreno interessato dalle opere fondali, verificandone la litologia e il grado di addensamento.

Secondo quanto riportato nei documenti di fattibilità geologica allegati al PGT del Comune di Monza è risultato inoltre indispensabile procedere a tali attività di campo al fine di verificare la presenza delle cavità sotterranee ("occhi pollini") che limitano fortemente le scelte progettuali relative alle opere di fondazione a causa dei cedimenti differenziali che si determinano allorquando si rileva la presenza di tali strutture.

Ciò premesso, dalla realizzazione delle prove di campo è stato possibile attribuire i parametri geotecnici fondamentali per calcolare la capacità portante e i cedimenti del terreno in esame.

Le prove sono state distribuite su tutta la sagoma dell'edificio in progetto con maglia per lo più regolare.

L'ubicazione delle prove penetrometriche, dei carotaggi e degli stendimenti sismici è riportata in *Figura 7*.

### 8.1. Prove penetrometriche dinamiche

Le dieci prove sono state realizzate mediante il penetrometro superpesante cingolato (DPSH) modello TG63-100, che presenta le seguenti caratteristiche:

Punta conica	Apertura 5.1 cm conicità 60°
Area base punta conica	20 cm <sup>2</sup>
Altezza di caduta	75 cm
Diametro aste	3.2 cm
Peso del maglio	63.5 kg
Lunghezza aste	90 cm
Avanzamento aste	30 cm

La prova viene eseguita computando il numero dei colpi ( $N_{30}$ ) necessario per ottenere l'infissione della punta conica per tratti successivi di 30 cm ciascuno.

Di seguito si riporta il riepilogo dei dati relativi alle prove penetrometriche effettuate e una sintetica ricostruzione stratigrafica desunta dalla correlazione dei punti di indagine; in *Allegato 4* invece sono proposti i tabulati penetrometrici e i relativi grafici istogrammetrici, mentre in *Allegato 5* si riportano le 3 sezioni stratigrafico-geotecniche interpretative che contengono i caratteri stratigrafici principali emersi.

### Prova P1

Strato	Profondità(m) dal p.c.	Spessore (m)	n.colpi medio ( $N_{30}$ )
1	0÷0.90	0.90	7
2	0.90÷3.30	2.40	3
3	3.30÷4.20	0.90	15.5
4	4.20÷7.80	3.60	5
5	7.80÷8.10	0.30	11
6	8.10÷9.60	1.50	29
7	9.60÷9.90	0.30	55
8	9.90÷10.20	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P2

Strato	Profondità(m) dal p.c.	Spessore (m)	n.colpi medio ( $N_{30}$ )
1	0÷2.70	2.70	3.5
2	2.70÷3.00	0.30	9
3	3.00÷3.60	0.60	19
4	3.60÷4.80	1.20	10
5	4.80÷5.10	0.30	85
6	5.10÷5.40	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P3

<u>Strato</u>	<u>Profondità(m) dal p.c.</u>	<u>Spessore (m)</u>	<u>n.colpi medio (N<sub>30</sub>)</u>
1	0÷0.90	0.90	5.3
2	0.90÷3.00	2.10	3
3	3.00÷3.60	0.60	22
4	3.60÷4.20	0.60	34
5	4.20÷4.80	0.60	8
6	4.80÷6.00	1.20	22
7	6.00÷6.90	0.90	38
8	6.90÷7.20	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P4

<u>Strato</u>	<u>Profondità(m) dal p.c.</u>	<u>Spessore (m)</u>	<u>n.colpi medio (N<sub>30</sub>)</u>
1	0÷2.40	2.40	5.6
2	2.40÷3.30	0.90	25
3	3.30÷4.80	1.50	12
4	4.80÷5.10	0.30	26
5	5.10÷5.40	0.30	68
6	5.40÷5.70	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P5

<u>Strato</u>	<u>Profondità(m) dal p.c.</u>	<u>Spessore (m)</u>	<u>n.colpi medio (N<sub>30</sub>)</u>
1	0÷0.90	0.90	5
2	0.90÷3.00	2.10	2.6
3	3.00÷4.20	1.20	29.5
4	4.20÷5.10	0.90	8.3
5	5.10÷8.10	3.00	1.3
6	8.10÷8.70	0.60	22
7	8.70÷10.20	1.50	3.6
8	10.20÷11.10	0.90	20
9	11.10÷11.40	0.30	57
10	11.40÷11.70	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P6

<u>Strato</u>	<u>Profondità(m) dal p.c.</u>	<u>Spessore (m)</u>	<u>n.colpi medio (N<sub>30</sub>)</u>
1	0÷1.50	1.50	5.3
2	1.50÷2.70	1.20	3
3	2.70÷3.30	0.60	16
4	3.30÷6.00	2.70	5
5	6.00÷6.30	0.30	25
6	6.30÷6.60	0.30	78
5	6.60÷6.90	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P7

<u>Strato</u>	<u>Profondità(m) dal p.c.</u>	<u>Spessore (m)</u>	<u>n.colpi medio (N<sub>30</sub>)</u>
1	0÷0.60	0.60	3
2	0.60÷1.20	0.60	7
3	1.20÷3.00	1.80	3.3
4	3.00÷3.60	0.60	10
5	3.60÷4.20	0.60	24
6	4.20÷4.50	0.30	75
5	4.50÷4.80	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P8

<u>Strato</u>	<u>Profondità(m) dal p.c.</u>	<u>Spessore (m)</u>	<u>n.colpi medio (N<sub>30</sub>)</u>
1	0÷2.70	2.70	4
2	2.70÷5.10	2.40	26
3	5.10÷6.30	1.20	15
4	6.30÷7.20	0.90	2
5	7.20÷7.50	0.30	15
6	7.50÷8.10	0.60	36
7	8.10÷8.40	0.30	80
8	8.40÷8.70	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P9

Strato	Profondità(m) dal p.c.	Spessore (m)	n.colpi medio ( $N_{30}$ )
1	0÷1.20	1.20	5.6
2	1.20÷3.00	1.80	3
3	3.00÷4.20	1.20	23
4	4.20÷5.10	0.90	12.6
5	5.10÷6.00	0.90	6
6	6.00÷8.40	2.40	2.1
7	8.40÷11.10	2.70	4.1
8	11.10÷12.60	1.50	11.6
9	12.60÷12.90	0.30	25
10	12.90÷14.10	1.20	58

### Prova P10

Strato	Profondità(m) dal p.c.	Spessore (m)	n.colpi medio ( $N_{30}$ )
1	0÷0.90	0.90	6
2	0.90÷2.70	1.80	3
3	2.70÷4.20	1.50	19.4
4	4.20÷6.30	2.10	2
5	6.30÷8.10	1.80	0
6	8.10÷9.30	1.20	10
7	9.30÷9.60	0.30	31
8	9.60÷9.90	0.30	55
9	9.90÷10.20	0.30	70
10	10.20÷10.50	0.30	>100 (rifiuto)

In generale, in relazione ai diversi gradi di addensamento riscontrati negli strati più profondi indagati durante le prove, si distinguono variazioni significative all'interno del lotto dovute alla presenza di cavità polliniche di differente altezza concentrate nella porzione nord-orientale dell'area nonché a locali livelli parzialmente saturi probabilmente connessi alle intense piogge nei giorni immediatamente precedenti alle prove di campo.

In dettaglio nella porzione di lotto centro-occidentale si osservano condizioni geotecniche migliori ove si concentrano i rifiuti strumentali a quote più superficiali ovvero a una profondità mediamente compresa tra 5 m e 7 m da piano campagna, mentre nei settori

setentrionali e orientali dell'area i terreni presentano caratteristiche geotecniche mediocri per spessori anche plurimetrici che si rinvengono a quote solitamente comprese tra 5 m e 8 m circa da p.c., con livelli mediocri ancora più profondi e individuabili tra 8 m e 11 m da p.c. nelle prove P5 e P9.

A partire da piano campagna e sull'intera sagoma dell'edificio in progetto si rinviene uno strato superficiale avente uno spessore medio di circa 3 m, per lo più poco addensato seppur costituito da materiali sabbioso-ghiaiosi ( $N_{30}$  medio compreso tra 3 e 5 colpi).

Al di sotto e quasi uniformemente sull'intero lotto si intercetta uno strato avente spessore variabile, circa compreso tra 1 m e 2 m, per lo più mediamente addensato ( $N_{30}$  compreso tra 9 e 26 colpi), localmente addensato (livelli con  $N_{30}$  pari a 29 o 34 colpi), che si approfondisce fino a un massimo di circa 5 m da p.c.

Al di sotto di tale quota si assiste a due differenti assetti geotecnici, pur considerando verosimile la prevalente presenza di alternanze di strati sabbiosi e ghiaiosi, con locale e variabile componente limosa, così come riscontrato dai 3 sondaggi eseguiti fino a 20 m di profondità ai quali si rimanda per i dettagli litologico-stratigrafici: nella porzione centro-occidentale e meridionale del lotto si individua un sensibile e brusco aumento del numero di colpi a indicare buone condizioni geotecniche, fino a raggiungere il rifiuto alla penetrazione da parte dei terreni (ottima condizione geotecnica) mediamente tra 5 m e 7 m da p.c. circa (prove P2-P3-P4-P6-P7-P8), mentre nella porzione nord-orientale del lotto vi è un rapido abbassamento di tale numero di colpi (condizioni geotecniche da molto scadenti a mediocri dovute sia al maggior grado di saturazione presente in alcuni livelli profondi, sia alla presenza di cavità polliniche) che risulta mediamente compreso tra 0 (P10) e 5 colpi (P1) e che con spessori plurimetrici (da 3 a 5 m) raggiunge profondità circa comprese tra 8 m (P1 e P10) e 10/11 m da p.c. (P5 e P9). Tuttavia anche in questi ultimi due settori si raggiunge più in profondità il rifiuto alla penetrazione tra 10 m e 12 m circa da p.c., con approfondimento massimo in P9 ove si raggiungono strati fortemente addensati a una quota di 13.5 m da p.c..

## 8.2. Parametrizzazione geotecnica dei terreni fondali

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche eseguite è stato dunque possibile ricostruire l'andamento del profilo verticale attraversato.

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica ed i principali parametri geotecnici da ricavare fanno riferimento

alle prove S.P.T. (Standard Penetration Test), occorre applicare una correzione al numero di colpi ottenuto  $N_{30}$ ; in relazione allo strumento impiegato ed alla diversità esistente tra i due tipi di prova si è ritenuto idoneo utilizzare il seguente coefficiente correttivo:

$$N_{spt} = 1.30 N_{30}$$

In base al numero di colpi ottenuto in sito dagli strati è stato possibile ricavare i valori medi di  $N_{spt}$  di ogni singolo livello e successivamente attribuire le caratteristiche geotecniche agli strati fondali, ricavate dai grafici di correlazione allegati  $N_{spt} - Dr\%$  (rif. Terzaghi-Peck) e  $N_{spt} - \phi'$  (Meyerhoff). Si specifica che è stato cautelativamente trascurato il contributo della coesione eventualmente presente nelle componenti fini limose dei terreni fondali.

In relazione invece al numero di colpi  $N_{spt}$  ottenuti direttamente dalle prove SPT eseguite in tre punti dell'area di progetto nell'intervallo di profondità tra 6 m e 13.5 m da p.c. emergono le seguenti considerazioni:

- in corrispondenza del carotaggio C2 si ottengono i valori più alti di SPT già a partire da 6 m da p.c. (> 50 colpi, rifiuti) a conferma di quanto emerso dalle prove penetrometriche limitrofe (P6 e P7) ovvero di una situazione geotecnica complessivamente soddisfacente nella porzione centrale del lotto già a tale quota, ad eccezione della prova P10;
- in corrispondenza dei carotaggi C1 e C3, individuabili rispettivamente nella porzione Nord-occidentale e Nord-orientale del lotto, si ottengono valori di SPT riferibili a strati da mediamente addensati a addensati fino alla quota di 9 m da p.c., oltre cui si raggiungono rifiuti alla penetrazione, a conferma di quanto emerso dalle prove penetrometriche limitrofe (P1 e P5), ovvero di una situazione geotecnica complessivamente più modesta all'interno dell'intervallo stratigrafico compreso tra 6 m e 8 m da p.c.;
- dal confronto tra le prove SPT dirette, effettuate durante sondaggi a carotaggio continuo, e le prove penetrometriche dinamiche effettuate con penetrometro DPSH (tipo Superpesante) emerge una leggera differenziazione del numero di colpi, pertanto nei calcoli geotecnici successivi si considererà a favore della sicurezza il numero di colpi ottenuto dallo strumento penetrometrico e opportunamente corretto come sopra descritto.

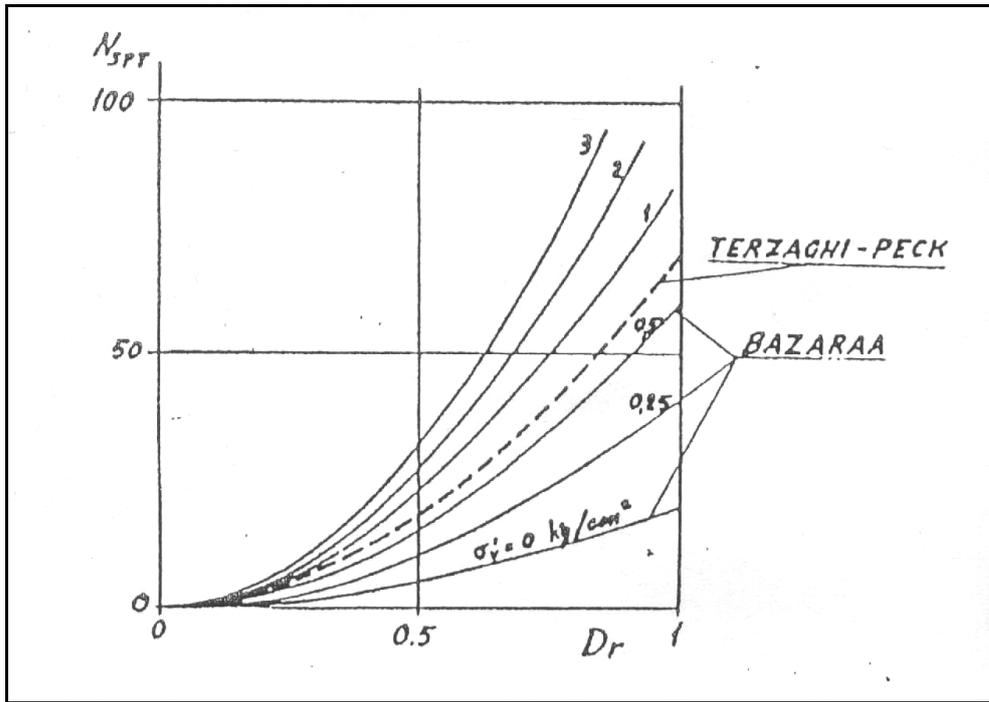


Grafico 1: correlazioni in terreni sabbiosi tra densità relativa ( $D_r$ ) e valori di  $N_{spt}$  (tratto da A.Cancelli)

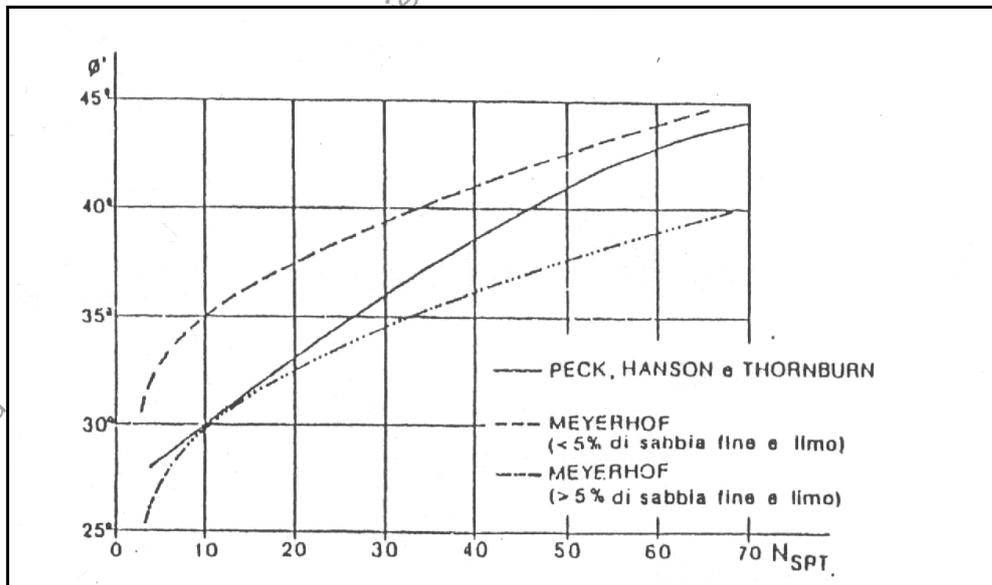


Grafico 2: correlazioni in terreni generalmente sabbiosi tra angolo d'attrito interno ( $\phi'$ ) e valori di  $N_{spt}$ . (tratto da A.Cancelli)

Da una sintetica analisi di tutte le indagini in sito è emersa la necessità di ancorare i plinti di fondazione previsti a una quota di almeno 3 m da p.c., in corrispondenza del primo strato idoneo intercettato e caratterizzato da medio grado di addensato, quindi a una quota più approfondita rispetto a quella ipotizzata di circa 2 m da p.c., così come consultabile dagli elaborati progettuali.

Dalla correlazione di tutte le prove emerge che le prove meno soddisfacenti per lo strato d'imposta sono rappresentate dalle prove P1-P5-P6-P9-P10, nelle quali tale strato idoneo possiede uno spessore ridotto compreso mediamente tra 1 m e 1.5 m, al di sotto del quale si intercettano strati geotecnicamente scadenti.

In base a tali prove e considerando l'intero spessore di strato fondazionale interessato dalle potenziali deformazioni indotte dai carichi strutturali, il cui spessore è pari all'altezza delle potenziali superfici di rottura considerando la profondità sotto fondazione significativa (spessore dato dal primo strato mediamente addensato sommato allo strato inferiore poco addensato, per un valore medio totale di spessore pari a circa 5 m), tale strato si presenta caratterizzato dai valori riportati nella tabella seguente, considerando una parametrizzazione cautelativa a favore della sicurezza.

Strato	Dr% (densità relativa)	$\phi$ (angolo d'attrito)	$\gamma$ (peso di volume secco)	n.colpi medio (Nspt)
Fondale	34	29	1.8 t/m <sup>3</sup>	9

I valori dell'angolo d'attrito e del peso di volume appena individuati sono stati assunti come valori caratteristici, ove con il termine caratteristico si intende una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite considerato per quanto riguarda le fondazioni superficiali.

Si sottolinea che non è stato considerato un peso di volume sommerso in quanto la falda vera e propria è intercettabile a 26 m da p.c., così come consultabile dai dati della parte geologica del P.G.T., mentre i livelli di saturazione parziale rinvenuti sono temporanei e legati alle abbondanti e recenti acque di pioggia non ancora drenate.

## 9. Verifiche agli stati limite ultimi (Geo) in condizioni statiche e sismiche (tipo SLV)

### 9.1. Valore del carico limite fondazione-terreno e della resistenza di progetto (Rd)

Si può ottenere il valore di carico limite (§ 6.4.2.1 NTC-08) che il terreno può sostenere senza che si producano rotture attraverso una serie di formule sviluppate nel tempo da diverse autori.

Per gli scopi della presente indagine si è scelto di utilizzare la formula di Brinch-Hansen per fondazioni superficiali, che rappresenta una rielaborazione del lavoro di Meyerhoff a cui sono stati aggiunti nuovi fattori, che tengono conto di un'eventuale inclinazione della fondazione rispetto l'orizzontale e di un terreno posto su pendio.

Oltre ad ottenere il valore di carico limite in condizioni statiche (come già previsto dalle normative precedenti, ovvero in assenza dei fattori correttivi Z), nell'equazione di calcolo sono stati inoltre considerati gli effetti cinematici dovuti a un sisma (condizioni sismiche) con accelerazione massima al suolo ( $a_{max}$  di progetto) pari a 0.090 g, preventivabile per un tempo di ritorno  $T_R$  (nel caso in esame pari a 712 anni) e determinato in relazione ai parametri  $V_R$  (vita di riferimento della costruzione pari in questo caso a 75 anni) e  $P_{VR}$  (per verifiche SLV pari al 10%).

Da tale accelerazione e dalla tabella 7.11.I (ove viene indicato il coefficiente di riduzione  $\beta_s$  da applicare alla  $A_{max}$  ottenuta in base alla categoria di sottosuolo presente) si ottiene il coefficiente sismico orizzontale del terreno  $K_{hk}$ :

$$K_{hk} = \beta_s \times (a_{max}/g) = 0.20 \times (0.090 \text{ g/g}) \approx 0.018$$

Tale fattore viene utilizzato nella determinazione dei fattori correttivi Z ( $z = Z_q = (1 - K_{hk}/\tan\phi)^{0.35}$ ;  $Z_c = 1 - 0.32 K_{hk}$  - Paolucci & Pecker), i quali sono inseriti nell'equazione seguente di Brinch-Hansen, determinando i suddetti effetti dovuti al sisma.

Tuttavia nella circolare n.617/2009 di istruzioni per l'applicazione delle nuove norme NTC-08 si suggerisce di applicare la correzione, con le formule sopra indicate, solo al fattore  $Z_\gamma$ , ponendo quindi  $Z_q = Z_c = 1$ .

L'introduzione di tali fattori sismici incide anche sui fattori correttivi  $l_c$ ,  $l_q$  e  $l_\gamma$  legati all'inclinazione del carico, considerato quindi non più verticale, e in minor misura sui fattori di forma  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  che assumono valori leggermente differenti in presenza di carichi inclinati.

$$Q_{lim} = c N_c z_c s_c d_c i_c b_c g_c + s_q \gamma D N_q z_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B N_\gamma z_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (\text{per } \Phi > 0)$$

dove:

$c$  = coesione del terreno

$\gamma$  = peso di volume del terreno

$B$  = larghezza fondazione (dimensione lato corto)

$D$  = profondità di posa delle fondazioni

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori adimensionali di portanza

$s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione

$i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi per carichi inclinati

$d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori correttivi per l'approfondimento

$b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione

$g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori correttivi per fondazioni su pendio

$z_c, z_q, z_\gamma$  = fattori correttivi per il terreno in condizioni sismiche

Sono stati ottenuti per le fondazioni considerate due valori di carico, uno riferito a condizioni statiche della struttura, il secondo a condizioni sismiche/dinamiche.

Come già espresso nel capitolo precedente, nei calcoli si è valutato un terreno fondale rinvenuto a una quota di 3 m da p.c. e che presenta caratteristiche geotecniche variabili, da discrete (top dello strato) a mediocri (livelli inferiori).

A tale terreno è stato attribuito un angolo d'attrito caratteristico (come consultabile nel capitolo precedente), assunto come valore di progetto nell'approccio progettuale utilizzato e di seguito descritto.

Al fine di rimanere nelle condizioni più cautelative, si ribadisce che si è considerata nulla la coesione del materiale fondale.

In base al D.M.14.01.2008 –capitolo 6-, al fine di effettuare le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico (verifiche agli stati limite ultimi SLU) richieste per opere di fondazioni superficiali, il tecnico deve scegliere l'approccio progettuale di verifica più idoneo (*vedasi § 6.2.3.1*) tra l'approccio 1 (combinazione 2) e l'approccio 2 (un'unica combinazione).

Considerando più idoneo per il caso in esame utilizzare l'approccio 2 (A1+M1+R3), al suddetto valore di carico limite deve essere applicato un coefficiente di riduzione parziale

$\gamma_R$ , che per la capacità portante (utilizzando valori R3 della tabella 6.4.1 delle NTC-08) è pari a 2.3, mentre per quanto riguarda i coefficienti di riduzione dei parametri del terreno tale approccio considera i coefficienti della colonna M1, quindi pari a 1, ovvero i parametri caratteristici ( $X_m$ ) considerati rimangono invariati con l'approccio 2 e possono essere utilizzati come valori di progetto ( $X_d$ ).

I calcoli eseguiti hanno determinato i seguenti valori di carico limite e di resistenza di progetto (pari a carico limite/2,3) in relazione alle differenti condizioni dell'insieme opera-terreno, statiche e sismiche.

Tipo fondazione	Altezza fondazione/ profondità posa D (m)	Prof. di imposta fondale media da p.c. (m)	Lunghezza L (m)	Larghezza B di fondazione (m)	Carico Limite (Kg/cmq)	Resistenza di progetto Rd (Kg/cmq)
Plinto (SLU condizioni statiche)	0.60	3.00	6.00	6.00	20.13	<b>8.75</b>
Plinto (condizioni sismiche-SLV)	0.60	3.00	6.00	6.00	16.35	<b>7.11</b>

Tabella 6: valori di carico limite e di resistenza di progetto

I valori di resistenza Rd ottenuti dovranno essere verificati agli stati limite ultimi SLU considerando le azioni di progetto Ed ottenute rispettivamente dalla combinazione fondamentale SLU (2.5.1 NTC-08) e dalla combinazione sismica SLU (2.5.5 NTC-08) connessa all'azione sismica.

Su richiesta della Committenza è stata effettuata un'ulteriore simulazione di calcolo considerando accelerazioni sismiche calcolate dal medesimo programma - "Spettri NTC ver.1.0.3" - per i territori dell'Emilia Romagna (comuni in provincia di Modena e classificati in zona sismica 3) recentemente (maggio 2012) colpiti da eventi sismici, ipotizzando un'identica struttura progettuale e un assetto locale simile all'area in esame, ovvero un'amplificazione stratigrafica dovuta alla presenza di una categoria di sottosuolo C e condizioni topografiche subpianeggiante (cat. topografica T1).

Dai calcoli si ottiene una  $A_{max}$  pari a 0.24 g (considerando ad esempio il comune di Mirandola) e un'inclinazione del carico connessa all'azione sismica (pari a circa 10° rispetto a

un carico verticale in condizioni statiche) superiore al doppio di quella calcolata per Monza (inclinazione di 4.1°): da tali valori si ottiene una resistenza di progetto in condizioni sismiche SLV pari a 5.03 kg/cm<sup>2</sup>, pertanto molto inferiore al valore di 7.11 kg/cm<sup>2</sup> (circa il 30% in meno) calcolato per il territorio monzese in esame.

## 9.2. Verifica dello scorrimento delle fondazioni superficiali lungo il piano di posa

Un'altra verifica agli stati limite ultimi riguardante le fondazioni superficiali concerne il collasso per scorrimento della fondazione lungo il piano di posa.

Tale verifica deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$R_D = (N_{sD} \text{TAN } \phi_D) / \gamma_R > V_{sD}$$

Ove:

- $R_D$  è il valore della forza parallela al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite del terreno;
- $V_{sD}$  è la componente massima orizzontale del carico;
- $N_{sD}$  è l'azione verticale massima di progetto;
- $\phi_D$  è il valore di progetto (uguale al valore caratteristico) dell'angolo d'attrito del terreno, nel caso in esame pari a 29° in corrispondenza dello strato fondale considerato;
- il coefficiente di riduzione parziale ( $\gamma_R$ ) della colonna R3 è pari per questa verifica a 1.1.

Non essendo a conoscenza del valore massimo delle azioni di progetto  $N_{sD}$  e  $V_{sD}$ , i progettisti dovranno in seguito verificare la precedente disuguaglianza.

## 10 Determinazione dei cedimenti compatibili mediante verifica agli stati limite d'esercizio in condizioni statiche (SLE)

### 10.1. Metodo di Burland e Burbidge

Tale metodo permette di calcolare il cedimento immediato e secondario di una fondazione, considerando lo spessore  $Z_i$  della zona d'influenza all'interno della quale avvengono le deformazioni significative. Tale spessore è stato dedotto dagli autori predisponendo un'adeguata strumentazione su diversi casi reali per rilevare l'andamento dei cedimenti con la profondità, ottenendo successivamente il seguente legame con la larghezza  $B$  della fondazione:

Nel caso di numero di colpi  $N_{spt}$  crescente o costante:

$$Z_i = B^{0.7}$$

Nel caso di numero di colpi  $N_{spt}$  decrescente:

$$Z_i = 2B$$

L'equazione finale del metodo ha pertanto la seguente espressione:

$$Stot = Fs \cdot Fh \cdot Ft \cdot [Pf \cdot (B^{0.7}) \cdot (lc / 3) + (Q - Pf) \cdot (B^{0.7}) \cdot lc]$$

Dove:

$Stot$  = cedimento totale in mm

$Ft = 1 + R3 + R0 \times \text{Log}(T / 3)$ ;

$R3 = 0.3$  e  $R0 = 0.2$  per carichi statici,

$R3=0.7$  e  $R0 = 0.8$  per carichi dinamici,

$T$  = anni di calcolo del cedimento secondario (maggiore di 3);

$Fs = [1.25 \times (L / B) / (L / B + .25)]^2$ ;

$lc$  = fattore che tiene conto della probabilità che il cedimento reale superi quello calcolato, viene calcolato come segue:

$lc_{50} = 1.706 / (Nspt)^{1.4}$  (probabilità del 50% che il cedimento reale non superi quello calcolato) con  $Nspt$  = numero di colpi medio dello strato;

$lc_2 = 5.47 / (Nspt)^{1.4}$  (probabilità del 2% che il cedimento reale non superi quello calcolato);

$P_f$  = pressione efficace al piano di posa della fondazione;

$Q$  = carico applicato alla fondazione;

$B$  = lato corto della fondazione.

$F_h$  = fattore che tiene conto dello spessore dello strato maggiormente compressibile ( $S_p$ ); è dato da:

$F_h = 1$  se  $S_p \geq Z_i$ ;

$F_h = (S_p / Z_i) \times (2 - (S_p / Z_i))$  se  $S_p < Z_i$  con

$Z_i$  = altezza cuneo efficace =  $B^{0.7}$  (numero colpi  $Nspt$  crescente)

La verifica dei cedimenti effettuata con il metodo di Burland e Burbidge, in precedenza descritto, considerando un valore di colpi  $Nspt$  pari a 9 da riferirsi al terreno fondale.

In base al D.M.14.01.08 è infatti necessario stabilire la massima azione di progetto che causa il cedimento critico pari alla soglia massima tollerabile per l'edificio, ovvero è necessario accertare che  $E_d < C_d$ , cioè il cedimento massimo ammissibile  $S_c$  che avviene con carico  $C_d$  deve essere maggiore del cedimento  $S_d$  con carico di progetto considerato  $E_d$ .

Generalmente per gli edifici e le strutture di uso più comune si impone nei calcoli un valore limite al cedimento totale pari a 2.5 cm per le sabbie e a 4 cm per le argille in modo tale da evitare cedimenti differenziali di elevata entità. Allo scopo di valutare sempre le condizioni peggiori e più cautelative, si considererà il valore limite massimo di progetto ( $S_c$ ) di 2.5 cm per il cedimento assoluto.

In riferimento alla mancanza del valore di progetto del carico d'esercizio ( $C_d$ ) in condizioni statiche (SLE), il calcolo dei cedimenti è stato effettuato a partire dal valore della resistenza di progetto  $R_d$  appena ottenuto in condizioni statiche (vedasi *Tabella 6* del capitolo precedente) per lo stato limite ultimo.

Successivamente si è proceduto a diminuire tale pressione fino ad ottenere cedimenti del terreno inferiori al valore limite di 25 mm.

Nella tabella seguente si evidenzia il valore di carico d'esercizio ottenuto ( $C_d$ ) e utilizzabile per il terreno di fondazione e per le fondazioni previste alla quota d'imposta, valore che determina i seguenti cedimenti compatibili.

Tipo fondazione	Carico (Cd) stati limite d'esercizio (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cedimenti immediati (mm)	Cedimenti secondari (mm)	Cedimenti complessivi (mm)
Plinto (SLE- condizioni statiche)	<b>0.80</b>	12.0	10.4	22.4

Tabella 7: Valore carico di esercizio (Cd)

Tale valore di carico critico Cd, considerando un valore limite di cedimento Sc di 25 mm, verifica gli stati limite d'esercizio SLE considerati statici se si ottengono azioni  $E_d \leq C_d$  (riportati nelle tabelle sopra), con azioni Ed ottenute dalle combinazioni SLE frequente e quasi permanente (SLE statici).

Si precisa inoltre che essendo il lotto in esame inserito in zona sismica 4, nel caso siano verificate le tre condizioni espresse nel § 7 "Progettazione per azioni sismiche" del D.M.14.01.2008, non è richiesta la verifica agli stati limite d'esercizio in condizioni sismiche (SLD). Nel caso le tre condizioni non siano verificate, il progettista delle strutture dovrà comunicare il massimo valore di carico Cd in condizioni sismiche allo stato limite di danno (SLD), valore che sarà sottoposto dagli scriventi alle necessarie verifiche di compatibilità dei cedimenti.

## 11. Calcolo della resistenza di progetto del singolo palo

Le prove effettuate e i relativi calcoli eseguiti hanno determinato valori bassi dei carichi sopportabili in fondazione agli SLE, suggerendo di considerare un'ulteriore ipotesi fondazionale, ovvero la posa di fondazioni indirette profonde costituite da pali di ancoraggio ai terreni più profondi (da addensati a fortemente addensati e maggiormente idonei a sopportare i gravosi carichi strutturali) collegati alle fondazioni dirette sopra ipotizzate.

Tali pali di fondazione sono in grado di trasferire il carico, applicato alla loro sommità, agli strati di terreno più profondi e più resistenti. I metodi di calcolo agli stati limite sono stati applicati con differenti tipologie di palo ovvero con diametri di 300, 400, 800, e 1.000 mm. Il calcolo è stato eseguito, per comodità considerando una lunghezza costante pari a 10 m.

A tale proposito, al fine di un contenimento dei costi di realizzazione dei pali, non è da escludere che possa essere vantaggioso realizzare una serie di prove penetrometriche in corrispondenza di ogni plinto di fondazione, unitamente alla realizzazione di sondaggi a carotaggio continuo (successivamente attrezzati a micropali) al fine di "calibrare" la soluzione migliore in risposta alle caratteristiche geotecniche e in funzione della presenza e dell'estensione degli occhi pollini.

La capacità portante di un palo è funzione di numerosi fattori, in particolare della resistenza a compressione del materiale di cui è costituito il palo, delle caratteristiche del terreno circostante, del metodo di installazione e dell'interazione palo-terreno.

Il valore della capacità portante di un palo è pari alla somma dei contributi offerti dalla portata di punta e dalla portata laterale dovuta all'interazione palo-terreno e può essere calcolato tramite formule statiche, dinamiche, prove penetrometriche e prove di carico in sito.

In questa indagine il presente calcolo è stato effettuato al fine di ottenere dei valori indicativi della capacità portante del singolo palo, valori che dovranno essere verificati sia dal tecnico strutturista che dai tecnici dell'impresa esecutrice delle opere.

Per la presente indagine si sono considerati pali trivellati ed è stata utilizzata una formula statica valida in generale anche per palificazione tramite infissione.

Si rammenta che nell'applicare la formula si è tenuto presente del modesto disturbo indotto negli strati stessi dall'asportazione del terreno (pali trivellati), considerando maggiormente cautelativo non applicare correzioni sui valori di numero di colpi N30 ottenuti dalle prove

penetrometriche (che determinerebbero un aumento dei valori degli angoli d'attrito dei singoli strati).

## PORTATA LATERALE

- Esperienze di Terzaghi e Burland

L'espressione che determina la  $Q_{lat}$  di un palo può essere indicata come segue:

$$Q_{lat} = A_{lat} \times P_{ef} \times K \times \text{tg } \delta;$$

con

$A_{lat}$  = area laterale del palo;

$P_{ef}$  = pressione efficace verticale del terreno data da  $L_{palo} \gamma$ , considerando l'apporto di ogni singolo strato a differente valore di peso di volume;

$L_{palo}$  = lunghezza del palo;

$D_{palo}$  = diametro o lato medio del palo;

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$K$  (coefficiente di spinta a riposo per pali trivellati) =  $1 - \text{sen } \varphi'$  ;

$\varphi'$  = angolo d'attrito terreno dopo messa in opera del palo;

$\delta$  = angolo d'attrito terra-palo, posto generalmente uguale a  $\varphi'$  per pali in calcestruzzo cilindrici.

## PORTATA DI PUNTA

La portata di punta del palo viene calcolata con la seguente relazione:

$$Q_p = A_p \times P_{eff} \times N_q$$

con

$A_p$  = area della base del palo

$P_{eff}$  = tensione verticale efficace pari a  $\gamma \times L$ , considerando l'apporto di ogni singolo strato a differente valore di peso di volume;

$N_q$  = fattore di capacità portante ricavato dal grafico di Berezantsev (1961) in cui è correlato all'angolo d'attrito del terreno considerato.

I calcoli di seguito esposti sono finalizzati a ottenere il valore di capacità portante del singolo palo. Nel caso in esame si sono ipotizzati diametri finiti pari a 400 mm e lunghezze di 10 m con imposta della testa del palo a 2 m da piano campagna e della punta a 12 m dal medesimo piano.

Effettuando tali calcoli su tutte le singole prove, la prova più cautelativa è risultata la P9 in relazione alla tipologia e al dimensionamento dei pali previsti, in particolare sono stati ipotizzati quali terreni di imposta dei pali gli strati profondi da addensati a fortemente addensati costituiti prevalentemente da sabbie e ghiaie con ciottoli.

Cautelativamente non è stato considerato il contributo seppur modesto, sia di punta che laterale, dello strato particolarmente scadente intercettato mediamente tra la profondità di 6 m e -8/8.40 m da p.c. (in corrispondenza di P10 e P5 è ipotizzabile la presenza di cavità polliniche). Nei calcoli è stato invece considerato il peso di volume secco dei terreni in quanto sebbene la ricostruzione del livello idrico sotterraneo allegata al documento di PGT del Comune di Monza annoveri la falda superficiale a una quota di circa 16.5 m da p.c., dalle indagini dirette realizzate mediante la perforazione di 3 sondaggi a carotaggio continuo la falda non è stata rinvenuta fino alla base di tali perforazioni ovvero fino a 20 m da p.c..

In base a quanto espresso nelle NTC-08 (§ 6.4.3.1), le verifiche di seguito effettuate fanno riferimento allo stato limite ultimo riguardante il collasso per carico limite nei riguardi del carico assiale.

In questo caso le verifiche sono state ultimate mediante l'approccio 2.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si è ottenuto a partire dal valore caratteristico  $R_k$  a cui sono stati applicati i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della tabella 6.4.II del D.M.14.01.2008.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo è stata dedotta a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, ove il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  i fattori di correlazione riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine.

I calcoli hanno determinato i seguenti valori delle resistenze calcolate.

LUNGHEZZA pali (m)	DIAMETRO pali (mm)	R <sub>LATERALE</sub> (Tonnellate/palo)	R <sub>PUNTA</sub> (T/palo)
10	300	13.51	25.03
10	400	18.03	44.49
10	800	36.08	178.10
10	1000	45.10	278.31

Considerando le 13 verticali di indagine eseguite complessivamente, delle quali sono risultate significative almeno 5 per la profondità d'imposta del palo ipotizzabile a 12 m da p.c., utilizzando il fattore di correlazione pari a 1.34 considerando la prova più cautelativa (ovvero il minore valore ottenuto), si ottengono i seguenti valori di resistenza caratteristica del palo ( $R_{c,k} = R_{c,cat} / 1.34$ ).

DIAMETRO PALO (mm)	LUNGHEZZA PALO (m)	R <sub>LATERALE</sub> (Tonnellate/palo)	R <sub>c,k, laterale</sub> (Tonnellate/palo)	R <sub>PUNTA</sub> (T/palo)	R <sub>c, K, punta</sub>
300	10	13.51	10.08	25.03	18.68
400	10	18.03	13.45	44.49	33.20
800	10	36.08	26.92	178.10	132.91
1000	10	45.10	33.65	278.31	207.69

In base ai coefficienti parziali di riduzione della tabella 6.4.II- colonna R3- per pali trivellati, si ottengono le seguenti resistenze di progetto Rd:

DIAMETRO palo (mm)	R <sub>d, LATERALE</sub> compressione (Tonnellate/palo)	R <sub>d punta</sub> (Tonnellate/palo)	R <sub>d totale</sub> (Tonnellate/palo)
300	1.08/1.15= <b>8.76</b>	18.68/1.35= <b>13.83</b>	<b>22.59</b>
400	13.45/1.15= <b>11.69</b>	33.20/1.35= <b>24.59</b>	<b>36.28</b>
800	26.92/1.15= <b>23.40</b>	132.91/1.35= <b>98.45</b>	<b>121.85</b>
1000	33.65/1.15= <b>29.26</b>	207.69/1.35= <b>153.84</b>	<b>183.10</b>

Si ribadisce che il valore di capacità portante del singolo palo ottenuto è un valore che dovrà essere attentamente valutati dai tecnici strutturisti.

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, gli effetti principali determinano l'applicazione di momenti flettenti lungo il fusto dei pali e pertanto tale effetto incide prevalentemente nelle verifiche di tipo strutturale.

## Conclusioni

Le verifiche della presente indagine si sono concentrate sulle proprietà geotecniche e sismiche dei terreni situati presso l'area di Via Adda angolo Viale Sicilia in Comune di Monza di proprietà della Società Aruba S.p.A. sulla quale è prevista la realizzazione di un edificio commerciale adibito a data center. Le prove sono state realizzate considerando l'edificio in progetto sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche derivanti dall'accelerazione orizzontale massima sismica preventivabile sul sito in esame per un determinato tempo di ritorno dell'evento sismico.

Tali verifiche hanno determinato le seguenti considerazioni:

- ❑ i materiali mediamente addensati, da sabbiosi a sabbioso-ghiaiosi, inglobanti una componente ciottolosa variabile localmente, costituiscono lo strato fondale per le fondazioni dirette previste; tali fondazioni dovranno ancorarsi a una profondità minima di almeno 3 m da piano campagna in quanto lo strato superficiale risulta mediocre per caratteristiche geotecniche;
- ❑ in relazione alle fondazioni di tipo plinto considerate nei calcoli geotecnici, ai fini progettuali le azioni massime di progetto da calcolarsi nelle varie combinazioni agli SLU (statiche e in condizioni sismiche) e SLE, dovranno essere inferiori rispettivamente alle resistenze di progetto ( $R_d$ ) e ai carichi massimi d'esercizio ( $C_d$ ) che determinano cedimenti compatibili; se tali valori dovessero risultare insufficienti, in particolare in relazione ai massimi carichi previsti nello stato limite d'esercizio, si dovrà provvedere a un ancoraggio profondo dell'intera struttura; si precisa inoltre che essendo il lotto in esame inserito in zona sismica 4, nel caso siano verificate le tre condizioni espresse nel § 7 "Progettazione per azioni sismiche" del D.M.14.01.2008, non è richiesta la verifica agli stati limite d'esercizio in condizioni sismiche (SLD), mentre nel caso le tre condizioni non siano verificate, il progettista delle strutture dovrà comunicare il massimo valore di carico  $C_d$  in condizioni sismiche allo stato limite di danno (SLD), valore che sarà sottoposto dagli scriventi alle necessarie verifiche di compatibilità dei cedimenti.
- ❑ in riferimento al punto precedente, nel caso si realizzasse una palificazione, i risultati emersi dalla presente indagine con riferimento alle ipotesi qui considerate e riguardanti la lunghezza e il diametro del palo da utilizzare dovranno essere attentamente verificati dai tecnici strutturisti delle opere, i quali dovranno anche

valutare la disposizione degli stessi e i relativi potenziali cedimenti dell'intera opera di palificazione, rammentando che la norma prevede una distanza minima tra i pali pari a 3 volte il diametro; nel caso si prendano in esame diverse ipotesi fondazionali rispetto a quelle elaborate nel presente studio si dovranno effettuare nuovi calcoli geotecnici con verifica diretta tra tecnici strutturisti e gli scriventi;

- al fine di determinare con precisione la resistenza di progetto del singolo palo si potranno realizzare delle prove (dette prove di progetto) da eseguirsi su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare; in corrispondenza di tali pali pilota si dovrà inoltre effettuare una verifica dei livelli di saturazione riscontrati durante l'indagine penetrometrica; l'intervallo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta, in modo tale da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tale da ricavare diagrammi significativi dei cedimenti in funzione dei carichi (valore di carico di prova non inferiore a 2.5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE);
- si potranno inoltre realizzare prove di carico statiche in corso d'opera sui pali al fine di verificare la corretta esecuzione degli stessi, con spinta pari a 1.5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE;
- in relazione alla verifica allo scorrimento della fondazione superficiale il progettista dovrà verificare le azioni massime di progetto lungo la componente orizzontale in modo che sia verificata la disuguaglianza  $R_d > V_{sd}$ ;
- si rammenta inoltre che *la verifica a liquefazione in condizioni sismiche* è stata omessa secondo quanto indicato nel § 7.11.3.4.2, in quanto sul sito d'intervento si manifesta sicuramente almeno la circostanza n.2 ivi espressa, ovvero accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1 g.

Complessivamente l'indagine realizzata ha manifestato un assetto geologico e idrogeologico attuale compatibile con l'opera progettuale prevista, pur ponendo particolare attenzione nella scelta della migliore tipologia fondazionale in relazione alle condizioni geotecniche variabili riscontrate all'interno del lotto investigato principalmente connesso alla presenza di strutture definite "occhi pollini".

Bollate, giugno 2012

Dott. Geol. Luca M. Pizzi

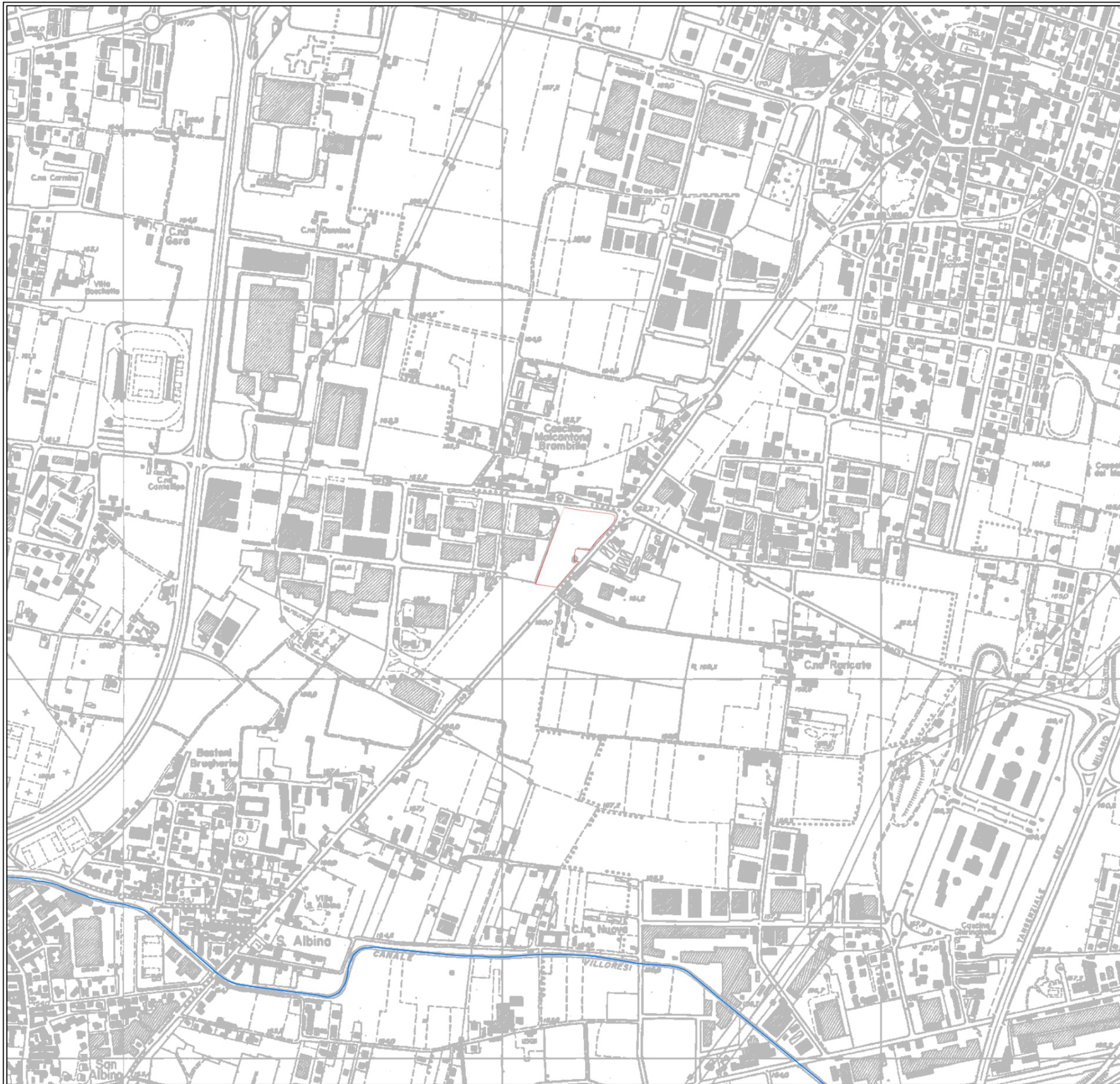
ARUBA S.p.A.  
Località Palazzetto, 4  
52011 Bibbiena (AR)

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL  
D.M. 14 01 2008



FIGURE E ALLEGATI

R2/0612/ARU/VP | Giugno 2012



Legenda



Area Via Adda angolo Viale Sicilia



Reticolo idrografico

PROGETTO:  
**RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL  
 D.M. 14.01.2008**

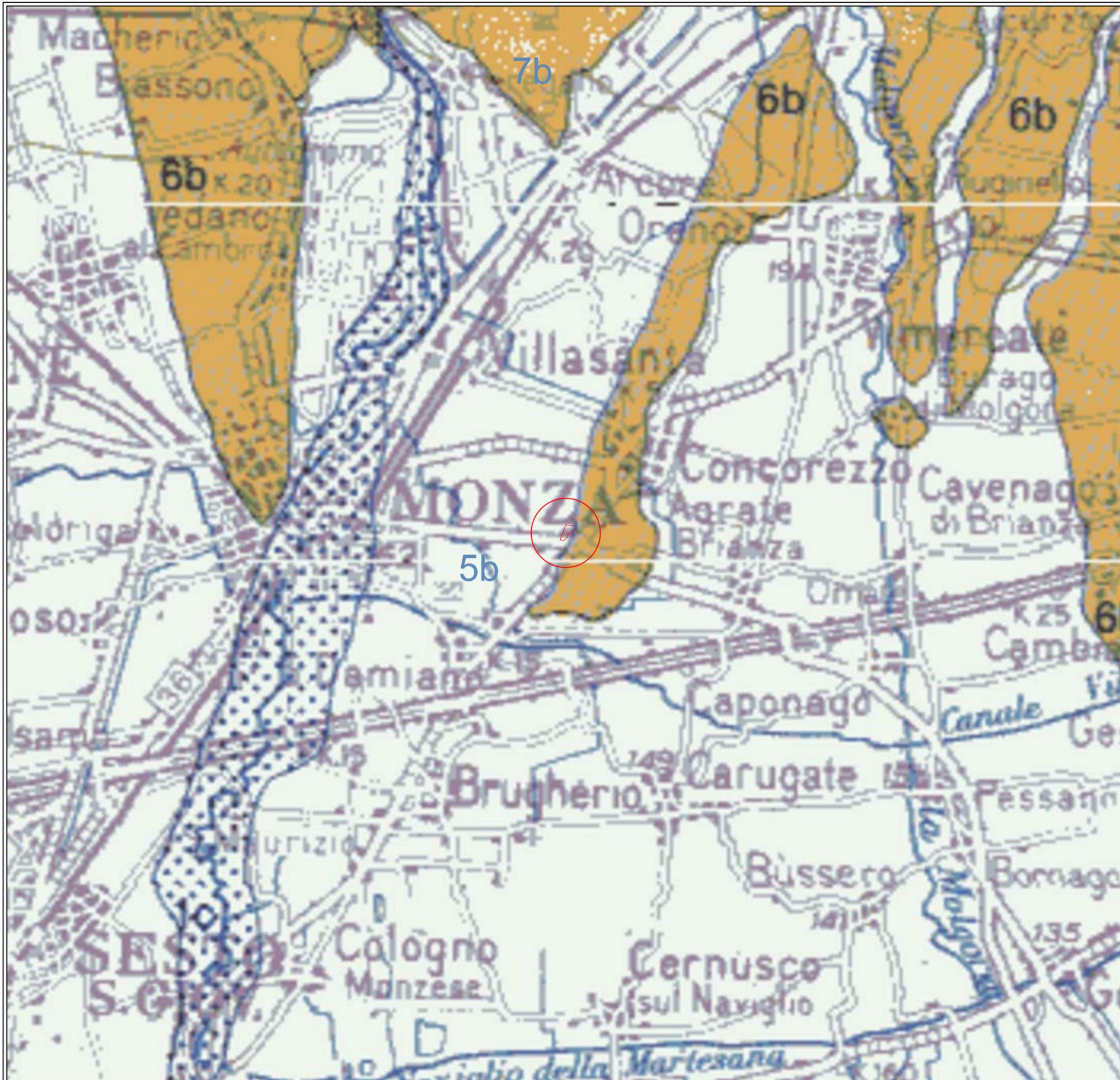
OGGETTO:  
**Corografia**

giugno 12    Rif.R2/0612/ARU/VP    Figura n. 1    Scala 1:10.000

**geologica**  
 Studio Professionale Associato di Geologia  
 di Luca M. Pizzi e Ilaria Vila  
 Via Ambrogio da Bollate, 13  
 20021 Bollate (MI)  
 info@GEO-logica.com

COMMITTENTE:  
**ARUBA S.P.A.**  
 Località Palazzetto 4  
 52011 Bibbiena (AR)

Il presente elaborato è tutelato sui diritti d'autore dalle leggi vigenti. Ogni riproduzione, anche parziale, effettuata senza la dovuta autorizzazione, potrà essere perseguita a termini di legge.



**Legenda**

-  Area Via Adda angolo Viale Sicilia
-  Depositi fluviali dei greti attuali: ghiaie sabbie e limi
-  5b Fluvioglaciale e Fluviale Wurm: ghiaie e sabbie (PLEISTOCENE SUP.)
-  6b Fluvioglaciale, Fluviale e Lacustre Riss: ghiaie, sabbie e argille ferrettizzate (PLEISTOCENE MEDIO)
-  7b Fluvioglaciale Fluviale e Lacustre Mindel

PROGETTO: <b>RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008</b>			
OGGETTO: Carta geologica (tratta da "Carta geologica della Lombardia alla scala 1:250.000" - Servizio Geologico Nazionale)			
giugno 12	Rif.R2/0612/ARU/VP	Figura n. 2	Scala 1:50.000
 Studio Professionale Associato di Geologia di Luca M. Pizzi e Italia Villa Via Ambrogio da Bollate, 13 20021 Bollate (MI) info@GEO-logica.com		COMMITTENTE:  <b>ARUBA S.P.A.</b> Località Palazzetto 4 52011 Bibbiena (AR)	
Il presente elaborato è tutelato sui diritti d'autore dalle leggi vigenti. Ogni riproduzione, anche parziale, effettuata senza la dovuta autorizzazione, potrà essere perseguita a termini di legge.			



Legenda



Area Via Adda angolo Viale Sicilia



Pozzi pubblici/privati



Traccia sezione

PROGETTO:  
**RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL  
 D.M. 14.01.2008**

OGGETTO:  
 Traccia sezione idrogeologica

giugno 12    Rif.R2/0612/ARU/VP    Figura n. 3    Scala 1:25.000

**geologica**  
 Studio Professionale Associato di Geologia  
 di Luca M. Pizzi e Ilaria Vila  
 Via Ambrogio da Bollate, 13  
 20021 Bollate (MI)  
 info@GEO-logica.com

COMMITTENTE:  
**ARUBA S.P.A.**  
 Località Palazzetto 4  
 52011 Bibbiena (AR)

Il presente elaborato è tutelato sui diritti d'autore dalle leggi vigenti. Ogni riproduzione, anche parziale, effettuata senza la dovuta autorizzazione, potrà essere perseguita a termini di legge

# AREA DI STUDIO

m s.l.m.

200

100

0

-100

MONZA

9 43

MONZA

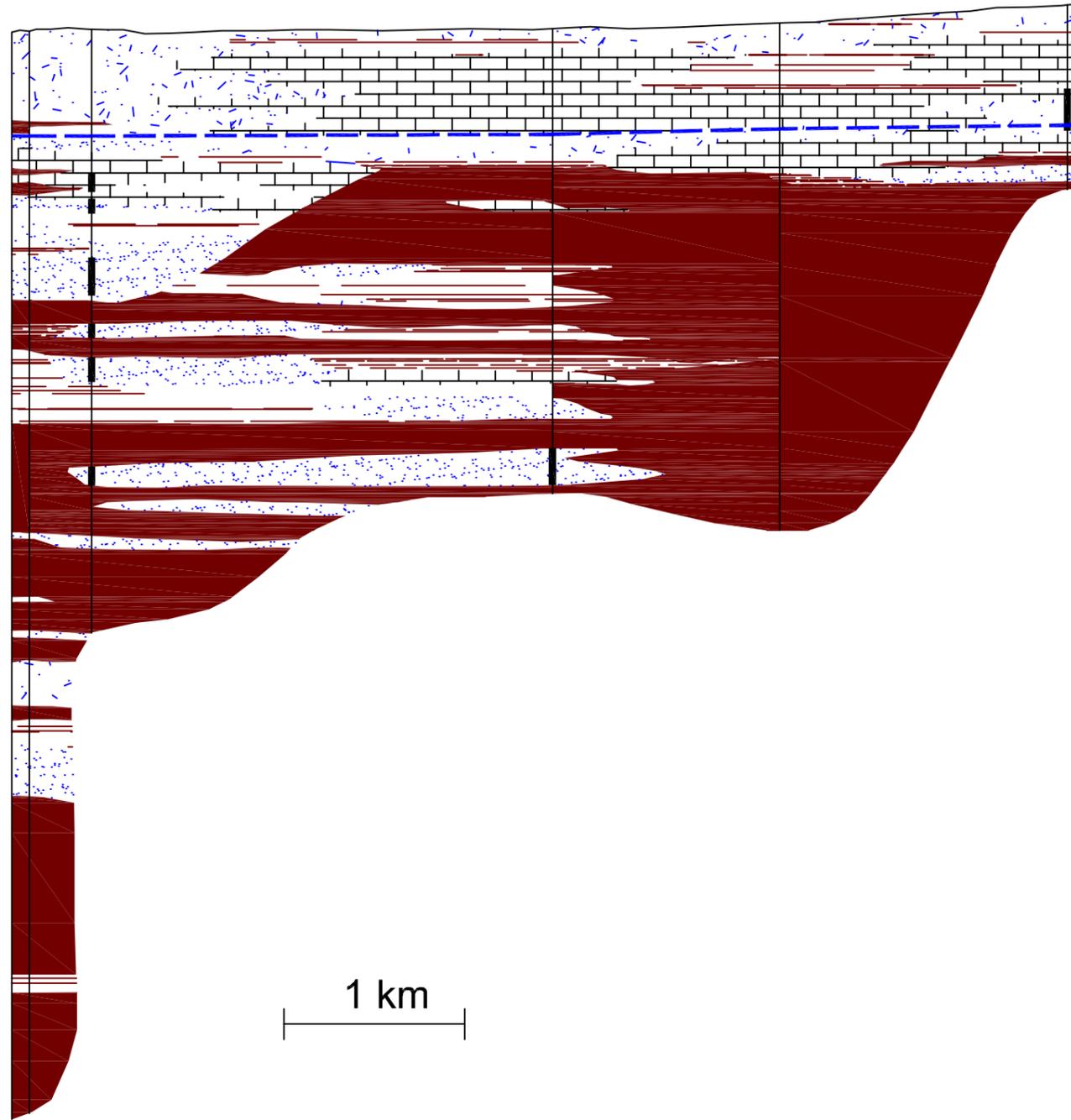
4

AGRATE

60

AGRATE

4



## Legenda

-  Ghiaia
-  Sabbia
-  Conglomerato
-  Limo
-  Argilla
-  Livello piezometrico
-  4  
Pozzo e filtro

PROGETTO:  
RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL  
D.M. 14.01.2008

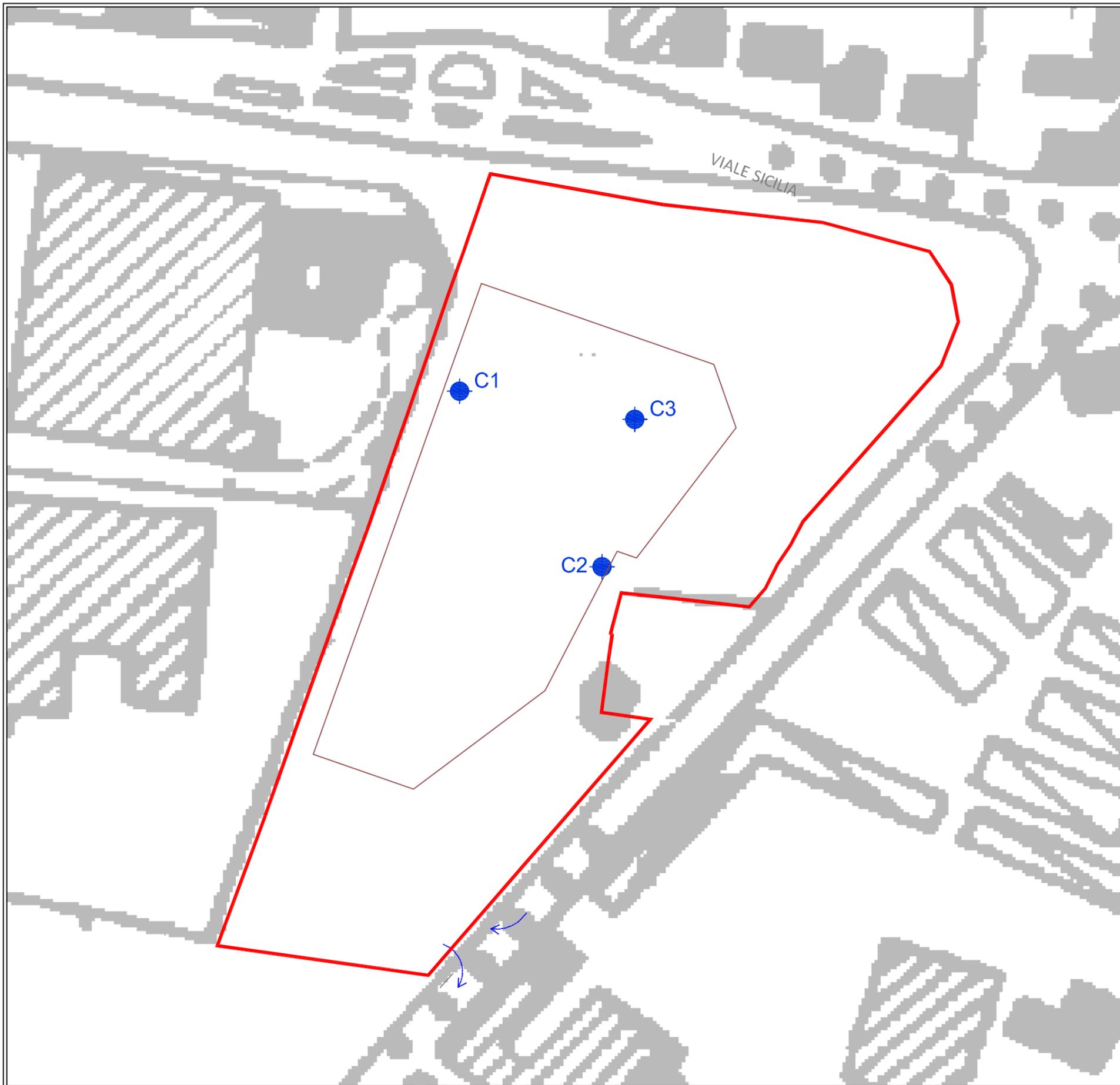
OGGETTO:  
Sezione idrogeologica ( tratta da "Le risorse idriche della  
Provincia di Milano Vol. I Lineamenti idrogeologici")

giugno 12    Rif.R2/0612/ARU/VP    Figura n. 4    Scala 1:1.496

**geologica**  
Studio Professionale Associato di Geologia  
di Luca M. Pizzi e Ilaria Vila  
Via Ambrogio da Bollate, 13  
20021 Bollate (MI)  
info@GEO-logica.com

COMMITTENTE:  
ARUBA S.P.A.  
Località Palazzetto 4  
52011 Bibbiena (AR)

Il presente elaborato è tutelato sui diritti d'autore dalle leggi vigenti. Ogni riproduzione, anche parziale, effettuata senza la dovuta autorizzazione, potrà essere perseguita a termini di legge



Legenda



Area Via Adda angolo Viale Sicilia



Carotaggi (20 m da p.c.)

PROGETTO:  
**RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL  
 D.M. 14.01.2008**

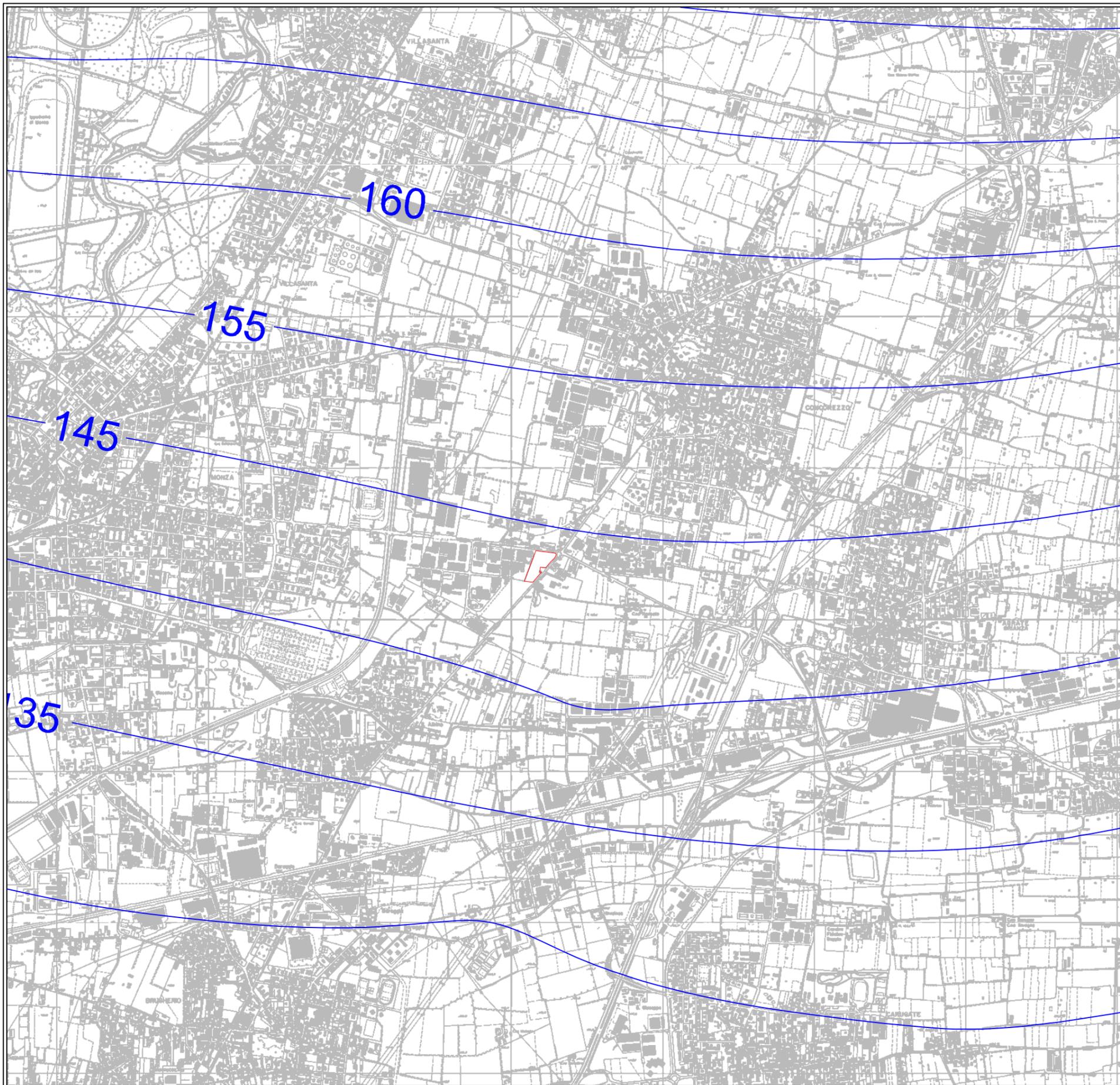
OGGETTO:  
**Ubicazione carotaggi**

giugno 12	Rif.R2/0612/ARU/VP	Figura n. 5	Scala 1:1.000
-----------	--------------------	-------------	---------------

**geologica**  
 Studio Professionale Associato di Geologia  
 di Luca M. Pizzi e Ilaria Vila  
 Via Ambrogio da Bollate, 13  
 20021 Bollate (MI)  
 info@GEO-logica.com

COMMITTENTE:  
**ARUBA S.P.A.  
 Località Palazzetto 4  
 52011 Bibbiena (AR)**

Il presente elaborato è tutelato sui diritti d'autore dalle leggi vigenti. Ogni riproduzione, anche parziale, effettuata senza la dovuta autorizzazione, potrà essere perseguita a termini di legge.



Legenda



Area Via Adda angolo Viale Sicilia



Isopieza m s.l.m.

PROGETTO:  
**RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL  
 D.M. 14.01.2008**

OGGETTO:  
**Superficie piezometrica marzo 2010  
 tratta da Provincia di Milano**

giugno 12    Rif.R2/0612/ARU/VP    Figura n. 6    Scala 1:25.000

**geologica**  
 Studio Professionale Associato di Geologia  
 di Luca M. Pizzi e Ilaria Vila  
 Via Ambrogio da Bollate, 13  
 20021 Bollate (MI)  
 info@GEO-logica.com

COMMITTENTE:  
**ARUBA S.P.A.  
 Località Palazzetto 4  
 52011 Bibbiena (AR)**

Il presente elaborato è tutelato sui diritti d'autore dalle leggi vigenti. Ogni riproduzione, anche parziale, effettuata senza la dovuta autorizzazione, potrà essere perseguita a termini di legge

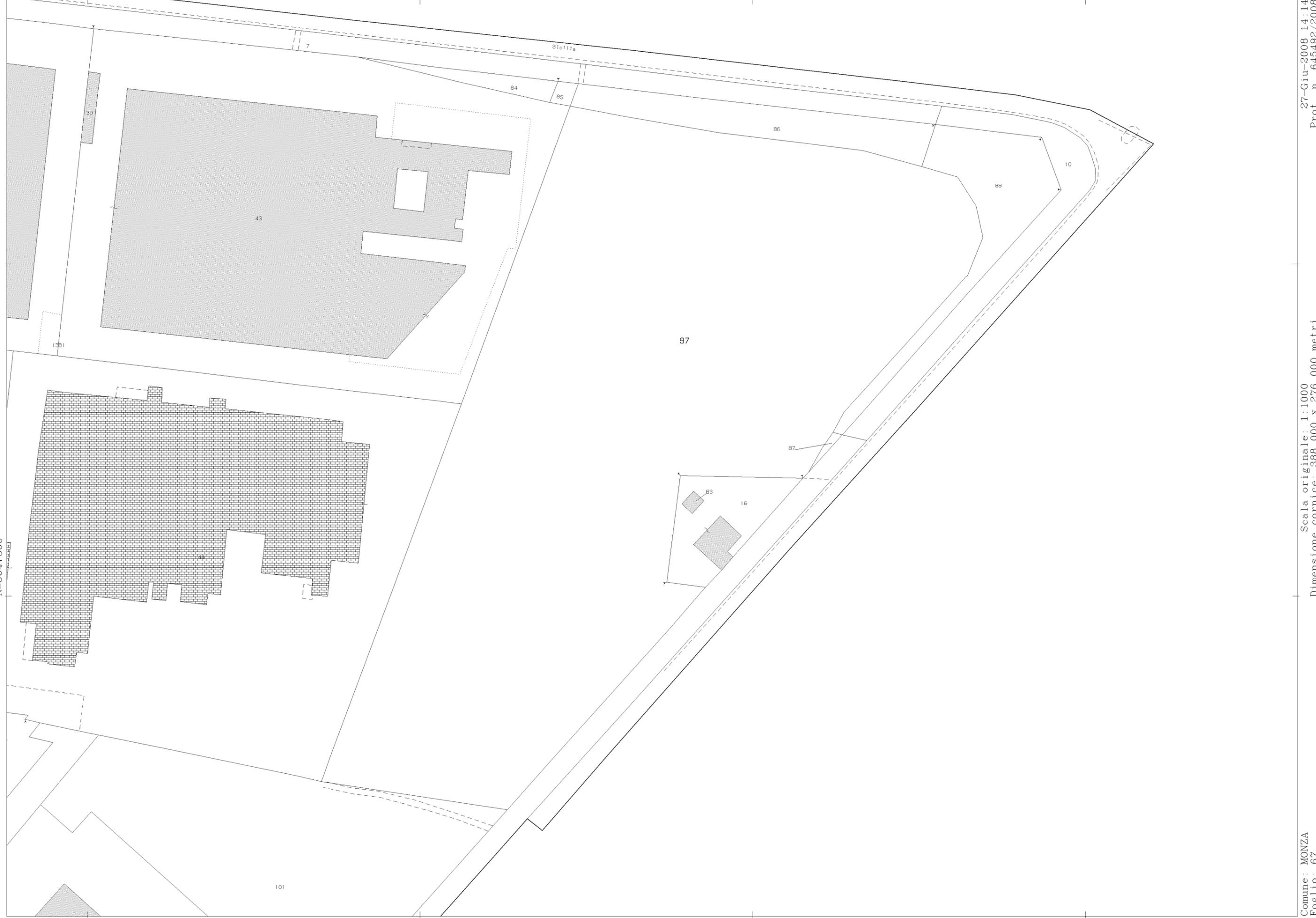


- Legenda**
-  Area Via Adda angolo Viale Sicilia
  -  P1 Prove penetrometriche DPSH
  -  C1 Prove penetrometriche SPT
  -  S1 Traccia stendimento sismico prova MASW
  -  P2 P3 A-A Traccia sezione stratigrafico-geotecnica

PROGETTO: <b>RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008</b>			
OGGETTO: <b>Ubicazione prove geotecniche</b>			
giugno 12	Rif.R2/0612/ARU/VP	Figura n. 7	Scala 1:1.000
 Studio Professionale Associato di Geologia di Luca M. Pizzi e Ilaria Villa Via Ambrogio da Bollate, 13 20021 Bollate (MI) info@GEO-logica.com		COMMITTENTE:  <b>ARUBA S.P.A.</b> Località Palazzetto 4 52011 Bibbiena (AR)	
<small>Il presente elaborato è tutelato sui diritti d'autore dalle leggi vigenti. Ogni riproduzione, anche parziale, effettuata senza la dovuta autorizzazione, potrà essere perseguita a termini di legge</small>			



## ALLEGATO 1



N=5047300

E=1525000

Scala originale: 1:1000  
Dimensione cornice: 388.000 x 276.000 metri

27-Giu-2008 14.14  
Prot. n. 645492/2008

Comune: MONZA  
Foglio: 67

Particella: 97



## ALLEGATO 2

Committente  
 Aruba S.p.A.  
 Sondaggio  
 C1

Cantiere  
 Via Adda/Viale Sicilia - Monza  
 Profondità Raggiunta  
 20 m

Indagine  
 Prove SPT  
 Quota Ass. P.C.

Riferimento  
 R1/0612/ARU/VP  
 Data Esecuzione  
 18/06/2012

Scala	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T.	Falda	Note
2		Terreno coltivo	0.50			
		Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici				
		Sabbia e ghiaia	3.00			
		Ghiaia e sabbia limosa	3.50			
		Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici	5.00			
				8, 13, 20	6.00 PC	
				15, 18, 8	7.50 PC	
				50 R4	9.00 PC	
				50 R9	10.50 PC	
				50 R7	12.00 PC	
				50 R10	13.50 PC	
		14		Ghiaia e sabbia	13.70	
Ghiaia e sabbia con ciottoli	15.00					
18		Sabbia e ghiaia	18.60			
			20.00			

Committente  
 Aruba S.p.A.  
 Sondaggio  
 C2

Cantiere  
 Via Adda/Viale Sicilia - Monza  
 Profondità Raggiunta  
 20 m

Indagine  
 Prove SPT  
 Quota Ass. P.C.

Riferimento  
 R1/0612/ARU/VP  
 Data Esecuzione  
 19/06/2012

Scala	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T.	Falda	Note
		Terreno coltivo				
		Ghiaia e sabbia	0.70			
2		Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici	2.00			
		Ghiaia e sabbia	3.50			
4		Ghiaia e sabbia				
6		Ghiaia e sabbia debolmente limosa	5.90	45, 50 R6 6.00 PC		
8		Ghiaia e sabbia		42, 50 R2 7.50 PC		
		Ghiaia e sabbia		50 R3 9.00 PC		
10		Ghiaia e sabbia	10.00	50 R5 10.50 PC		
12		Ghiaia e sabbia debolmente limosa	12.00	50 R8 12.00 PC		
14		Ghiaia e sabbia		50 R5 13.50 PC		
16		Sabbia con ciottoli	16.50			
18		Sabbia con ciottoli				
20			20.00			

Committente  
 Aruba S.p.A.  
 Sondaggio  
 C3

Cantiere  
 Via Adda/Viale Sicilia - Monza  
 Profondità Raggiunta  
 20 m

Indagine  
 Prove SPT  
 Quota Ass. P.C.

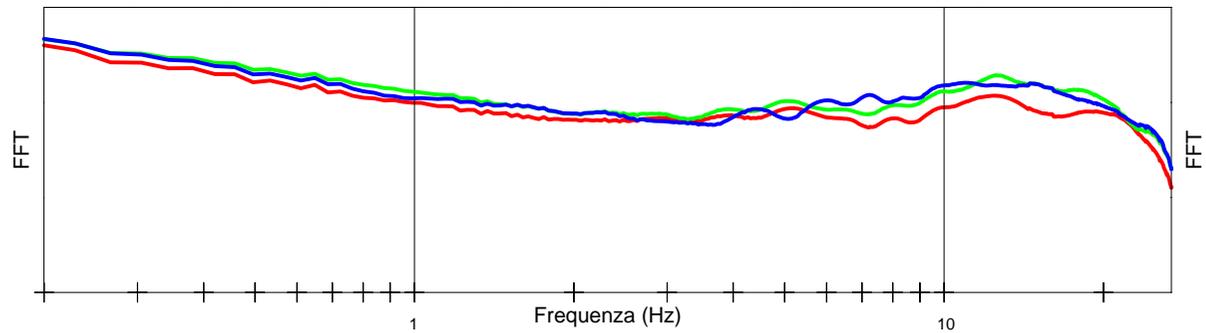
Riferimento  
 R1/0612/ARU/VP  
 Data Esecuzione  
 20/06/2012

Scala	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T.	Falda	Note		
2	[Symbol]	Terreno coltivato	0.50					
		Ghiaia e sabbia debolmente limosa						
	4	[Symbol]	Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici				3.50	
			Ghiaia e sabbia debolmente limosa				6.00	29, 18, 16 6.00 PC
	6	[Symbol]	Ghiaia e sabbia debolmente limosa				6.00	19, 11, 9 7.50 PC
			Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici					8.40
	8	[Symbol]	Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici				8.40	46, 50 R 10.50 PC
			Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici					10.00
	10	[Symbol]	Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici				10.00	50 R3 13.50 PC
			Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici					12.00
12	[Symbol]	Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici	12.00					
		Ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici		14.80				
14	[Symbol]	Sabbia debolmente ciottolosa	14.80					
		Sabbia debolmente ciottolosa	16.50					
16	[Symbol]	Sabbia	16.50					
		Sabbia	17.50					
18	[Symbol]	Sabbia e ghiaia	17.50					
		Sabbia e ghiaia	20.00					
20	[Symbol]		20.00					



## ALLEGATO 3

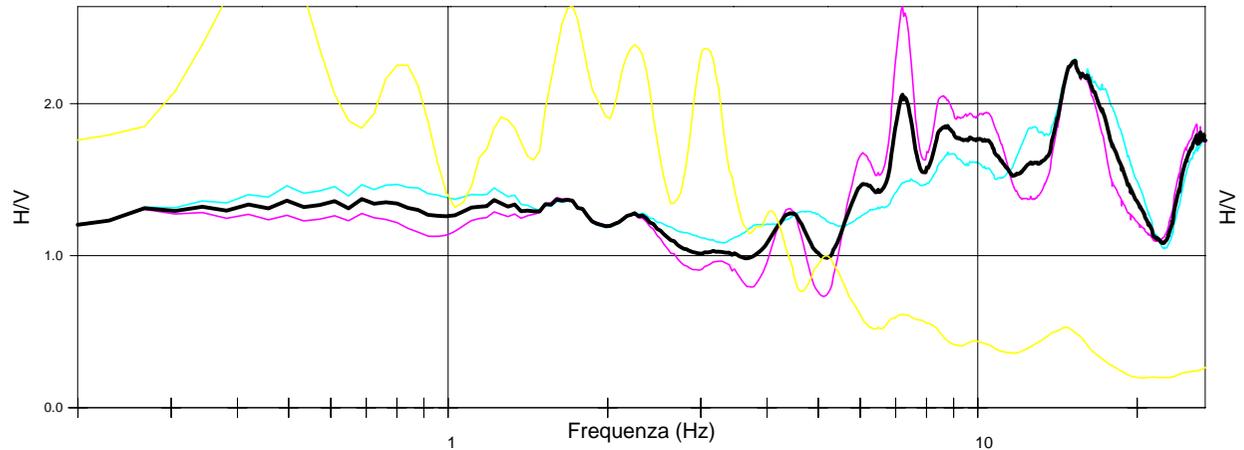
COMPONENTI XYZ DELLO SPETTRO DI FREQUENZA



LEGENDA

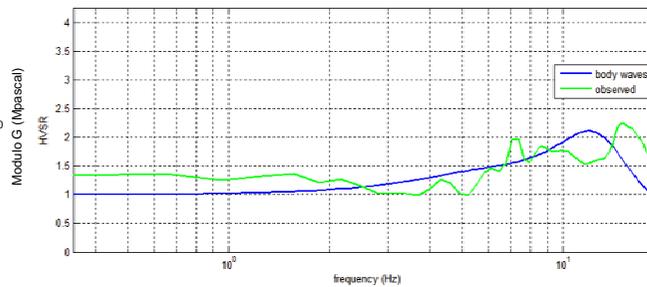
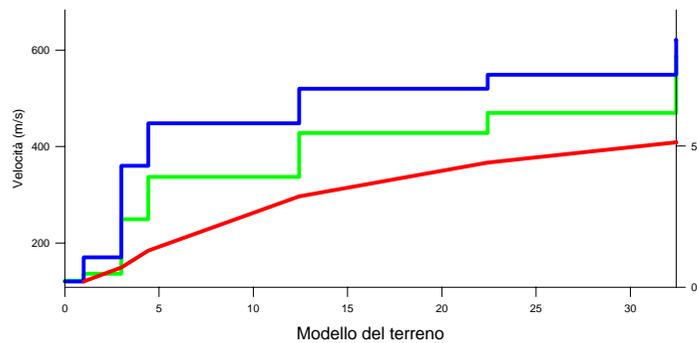
- Spettro asse Z (verticale)
- Spettro asse X
- Spettro asse Y
- H/V direzione X
- H/V direzione Y
- H/V media
- Deviazione standard

RAPPORTO DELLE COMPONENTI SPETTRALI ORIZZONTALI SULLA VERTICALE



Durata della registrazione 34' 4.7"  
 Campionamento 10 Khz  
 Finestra di campionamento 26,2 s  
 Minima freq. attendibile 0.38

**Picco alla frequenza di circa 15 Hz**



**ARUBA S.p.A.**

**Monza - Via Adda**

**HVSR1**

**Analisi H/V - Metodo di Nakamura**

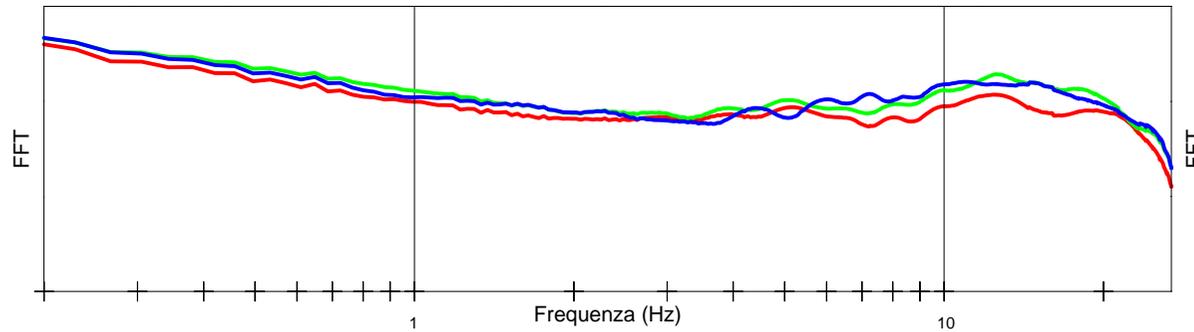
**SPETTRI DI FREQUENZA  
 PROVA E7714\_hv**

**All. 3**

**Giugno 2012**



COMPONENTI XYZ DELLO SPETTRO DI FREQUENZA

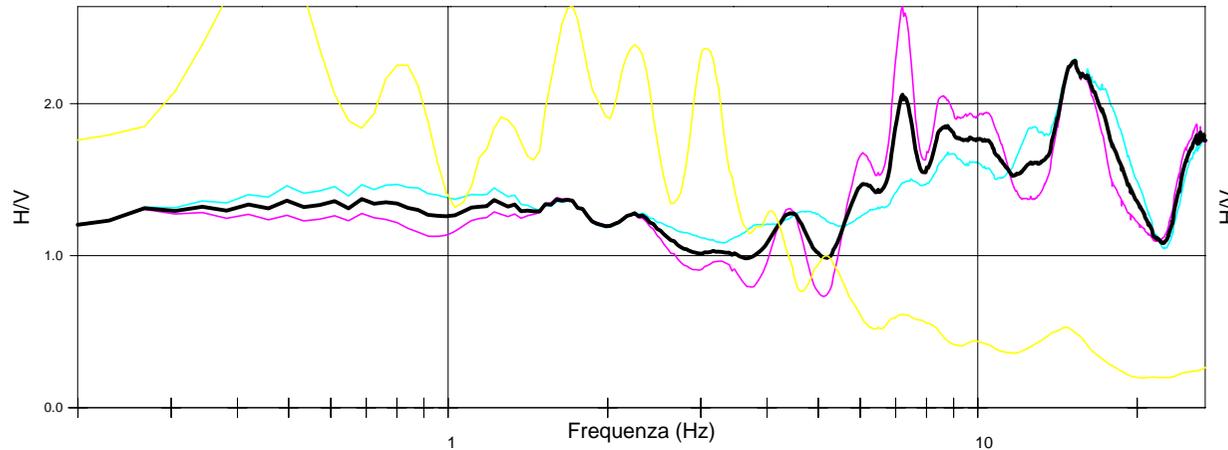


LEGENDA

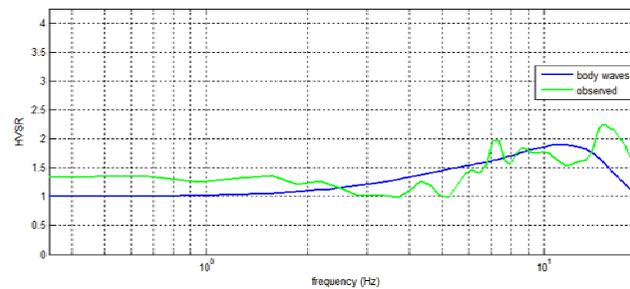
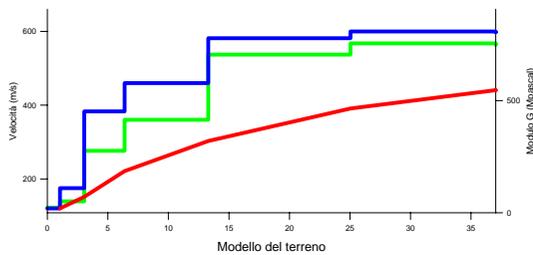
- Spettro asse Z (verticale)
- Spettro asse X
- Spettro asse Y
- H/V direzione X
- H/V direzione Y
- H/V media
- Deviazione standard

Durata della registrazione 34' 4.7"  
 Campionamento 10 Khz  
 Finestra di campionamento 26,2 s  
 Minima freq. attendibile 0.38

RAPPORTO DELLE COMPONENTI SPETTRALI ORIZZONTALI SULLA VERTICALE



**Picco alla frequenza di circa 15 Hz**



**ARUBA S.p.A.**

**Monza - Via Adda**

**HVSR2**

**Analisi H/V - Metodo di Nakamura**

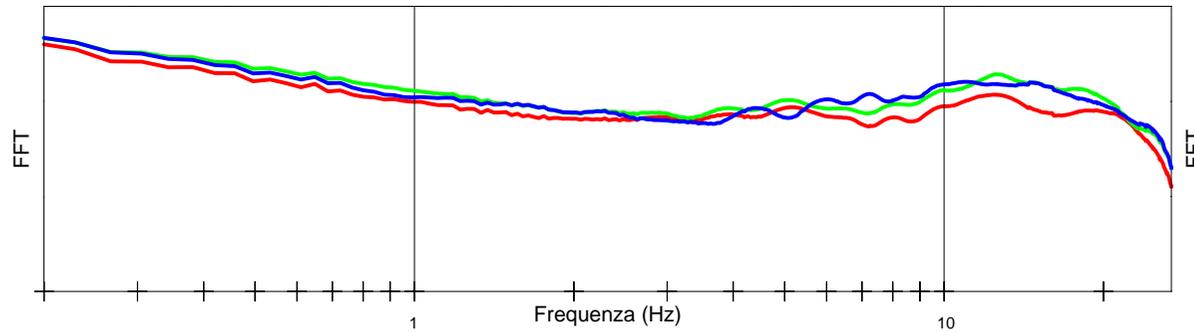
**SPETTRI DI FREQUENZA  
 PROVA E7714\_hv**

**All. 3**

**Giugno 2012**



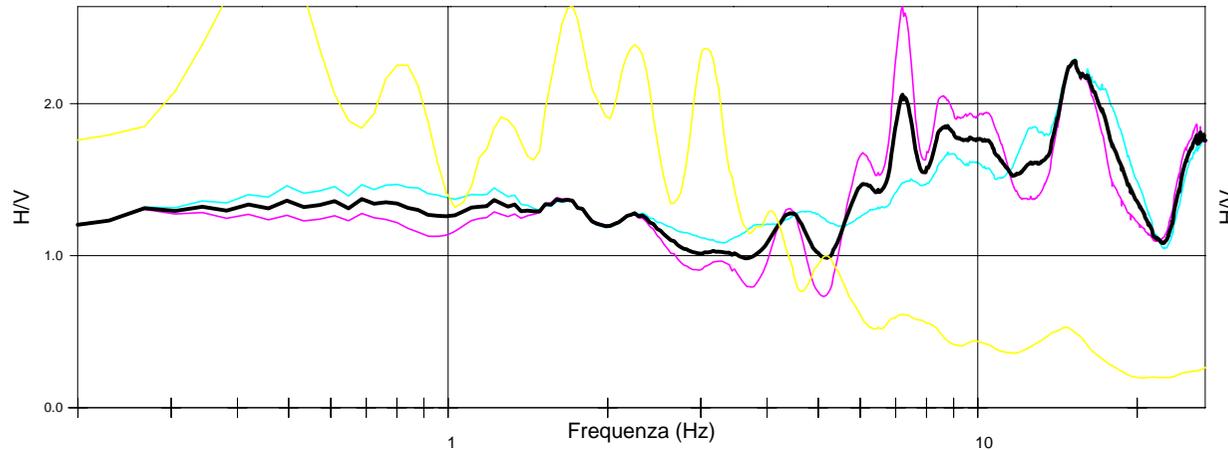
COMPONENTI XYZ DELLO SPETTRO DI FREQUENZA



LEGENDA

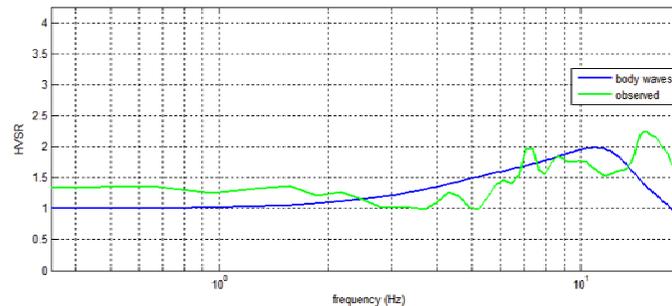
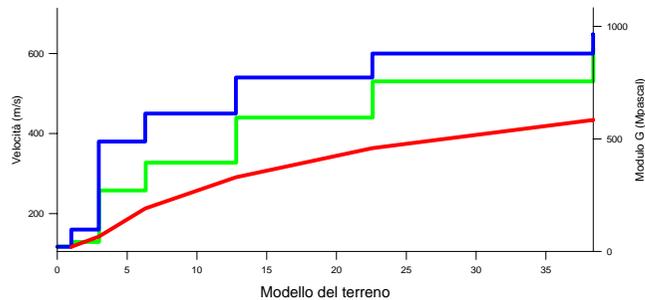
- Spettro asse Z (verticale)
- Spettro asse X
- Spettro asse Y
- H/V direzione X
- H/V direzione Y
- H/V media
- Deviazione standard

RAPPORTO DELLE COMPONENTI SPETTRALI ORIZZONTALI SULLA VERTICALE



Durata della registrazione 34' 4.7"  
 Campionamento 10 KHz  
 Finestra di campionamento 26,2 s  
 Minima freq. attendibile 0.38

**Picco alla frequenza di circa 15 Hz**



**ARUBA S.p.A.**

**Monza - Via Adda**

**HVSR3**

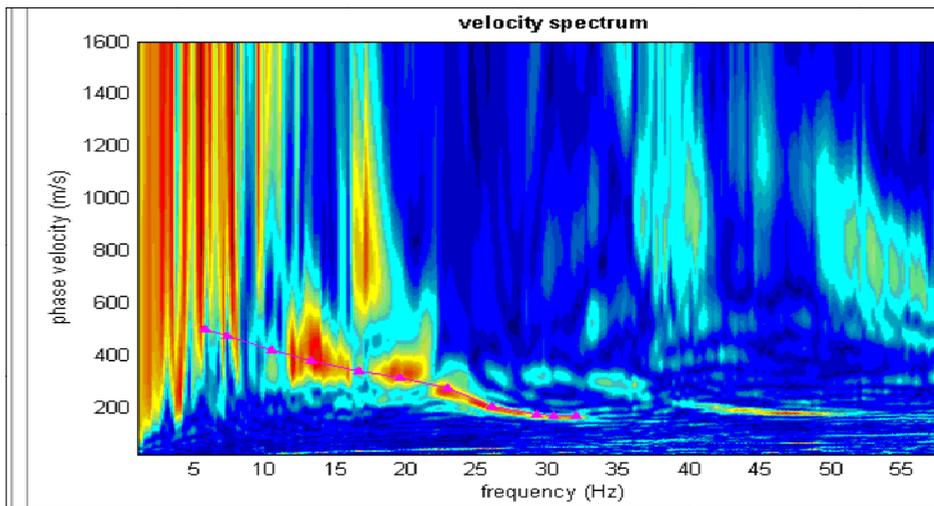
**Analisi H/V - Metodo di Nakamura**

**SPETTRI DI FREQUENZA  
 PROVA E7714\_hv**

**All. 3**

**Giugno 2012**

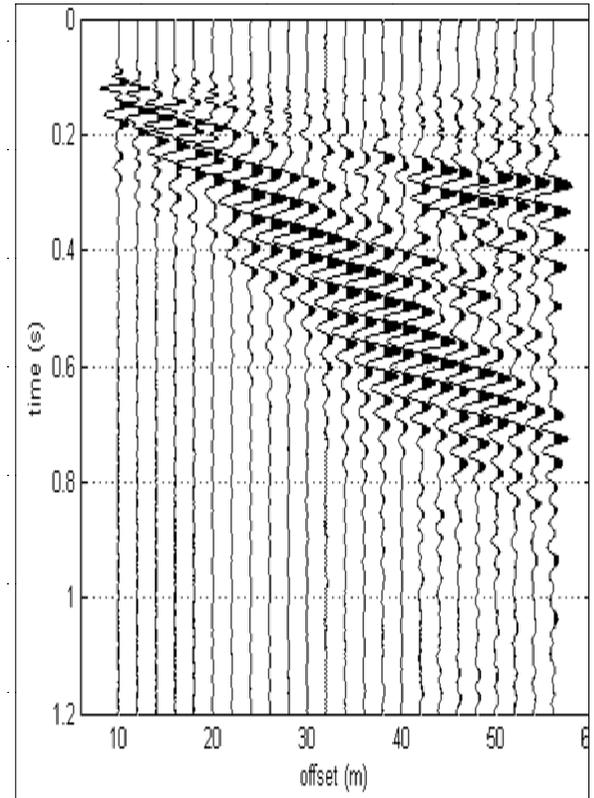




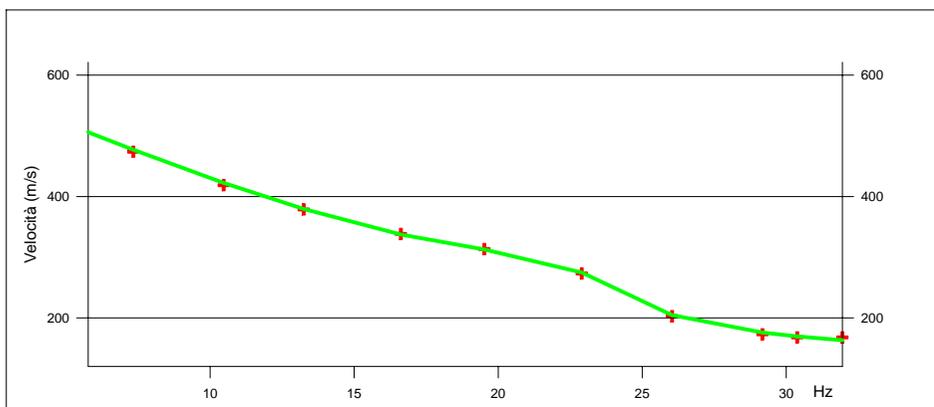
**LEGENDA**

- + Curva di dispersione misurata
- Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

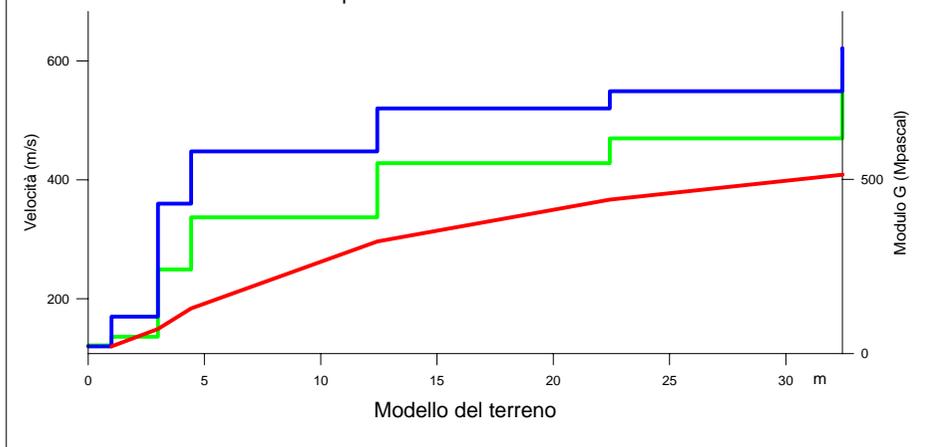
Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula  $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



Dispersione misurata e calcolata



Modello del terreno

**TABELLA DI CALCOLO**

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	1	120	.0083	120	23
1	3	170	.0118	149	48
3	4.4	360	.004	184	241
4.4	12.4	448	.0179	296	391
12.4	22.4	520	.0192	367	546
22.4	32.4	549	.0182	409	618

**VALORE CALCOLATO VS30 = 400 m/s**

ARUBA S.p.A.

---

Monza - Via Adda

---

Prova sismica VS30 (MASW 1)

---

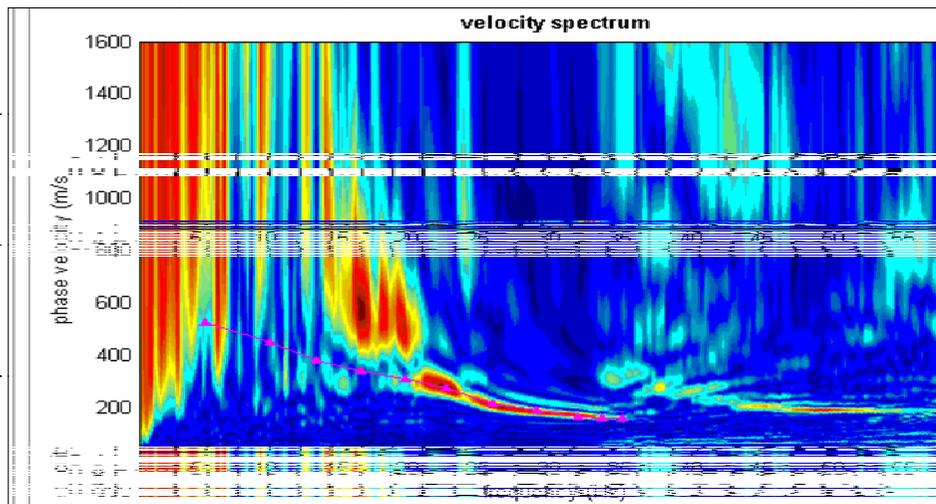
Metodologia MASW

---

VELOCITA' DELLE ONDE S

---

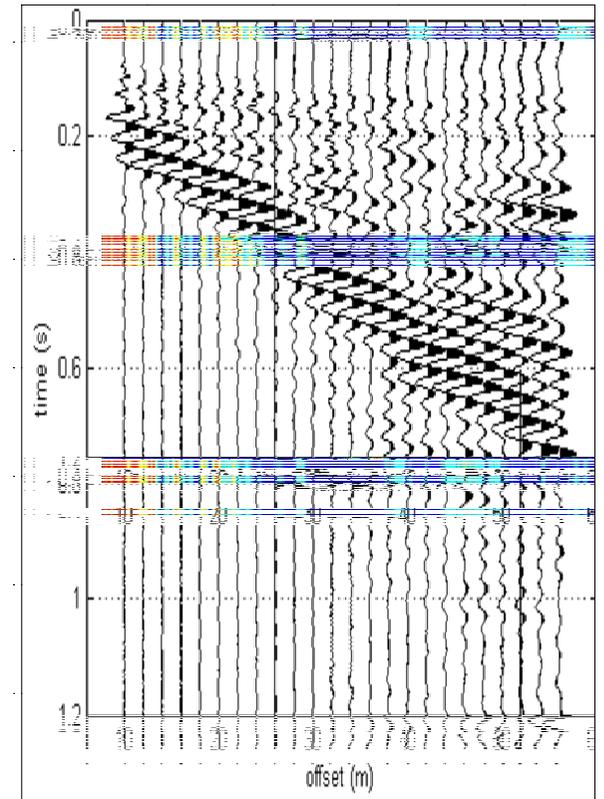
All. 3	Giugno 2012	
--------	-------------	--



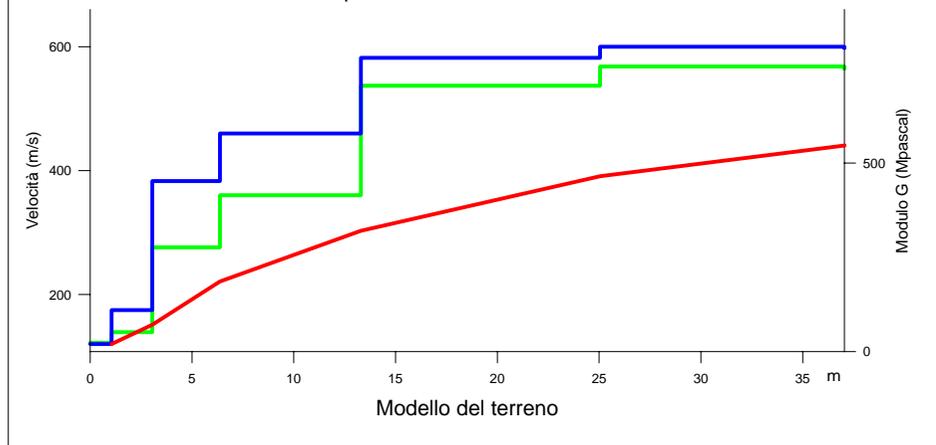
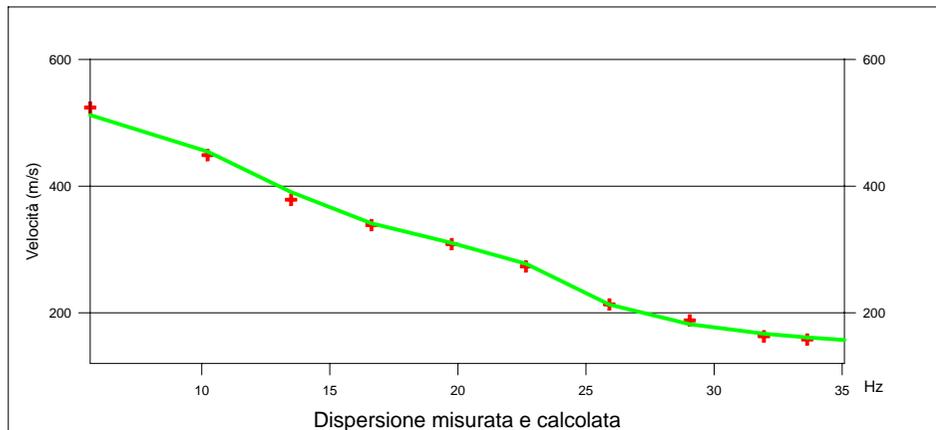
### LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- / Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpascal)
- VsX

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula  $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



### TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	1	120	.0087	120	23
1	3	175	.0114	151	51
3	6.4	383	.0087	221	276
6.4	13.3	460	.015	303	415
13.3	25	582	.0202	391	705
25	37	600	.02	441	756

VALORE CALCOLATO VS30 = 415 m/s

**ARUBA S.p.A.**

**Monza - Via Adda**

**Prova sismica VS30 (MASW 2)**

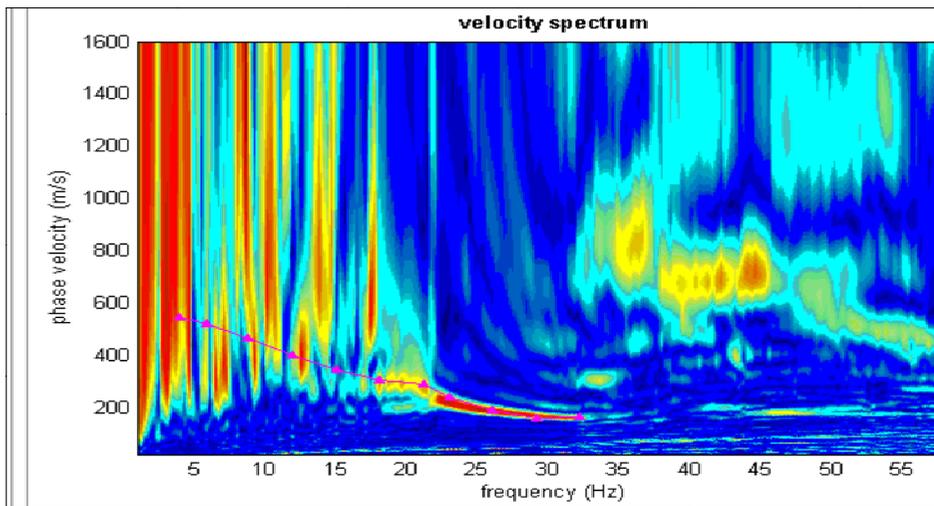
**Metodologia MASW**

**VELOCITA' DELLE ONDE S**

AII. 3

Giugno 2012

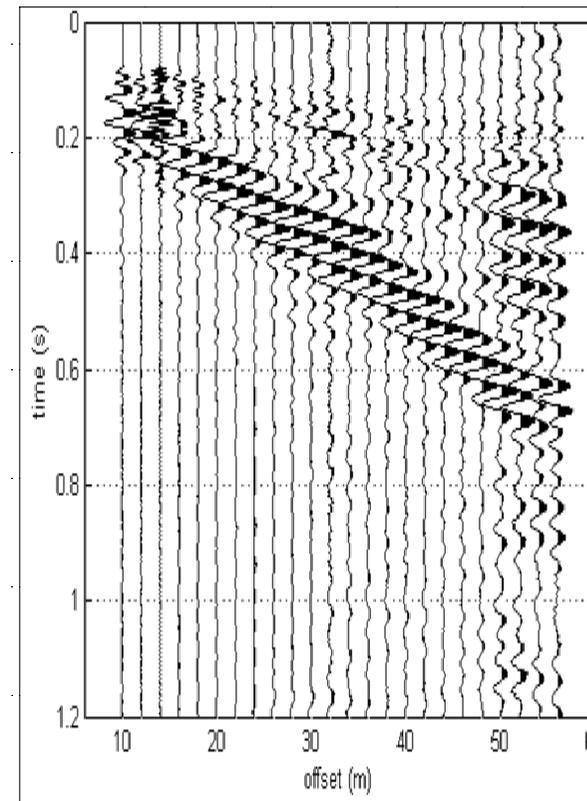




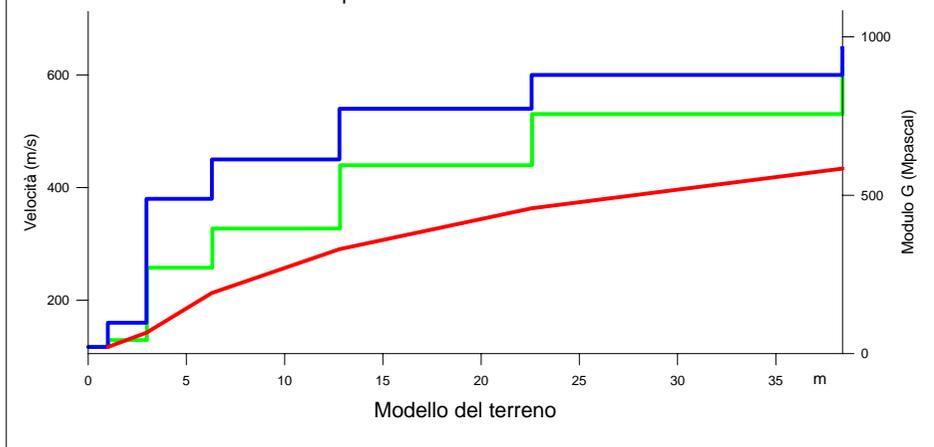
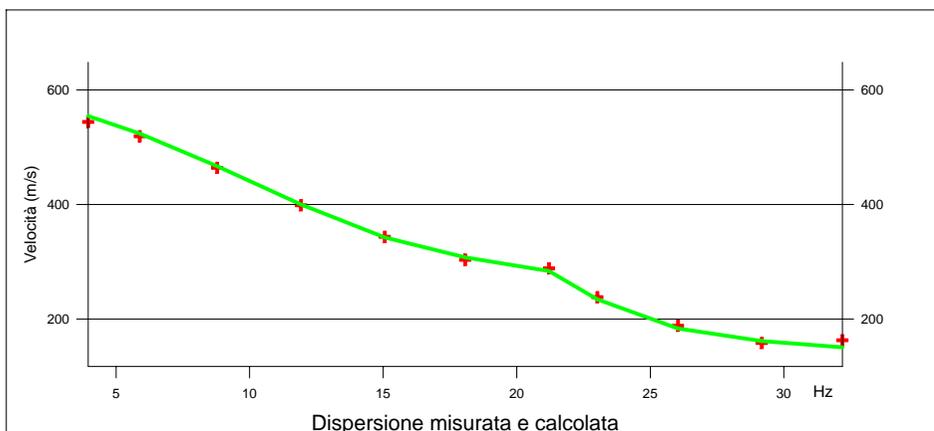
### LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- / Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula  $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



### TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	1	117	.0085	117	22
1	3	160	.0123	142	42
3	6.3	380	.0088	213	271
6.3	12.8	450	.0144	291	395
12.8	22.6	540	.0181	363	595
22.6	38.4	600	.0264	434	756

VALORE CALCOLATO VS30 = 403 m/s

<b>ARUBA S.p.A.</b>		
<b>Monza - Via Adda</b>		
<b>Prova sismica VS30 (MASW 3)</b>		
<b>Metodologia MASW</b>		
<b>VELOCITA' DELLE ONDE S</b>		
<b>All. 3</b>	<b>Giugno 2012</b>	



## ALLEGATO 4

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: rifiuto a -10,20 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -3,60 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P1

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	2	
0,6	11	
0,9	8	
1,2	3	
1,5	3	
1,8	2	
2,1	3	
2,4	2	
2,7	2	
3	2	
3,3	6	
3,6	13	
3,9	35	
4,2	18	
4,5	7	
4,8	4	
5,1	4	
5,4	2	
5,7	3	
6	5	
6,3	7	
6,6	10	
6,9	4	
7,2	5	
7,5	5	
7,8	4	
8,1	11	
8,4	30	
8,7	23	
9	29	
9,3	25	
9,6	39	
9,9	55	
10,2	105	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

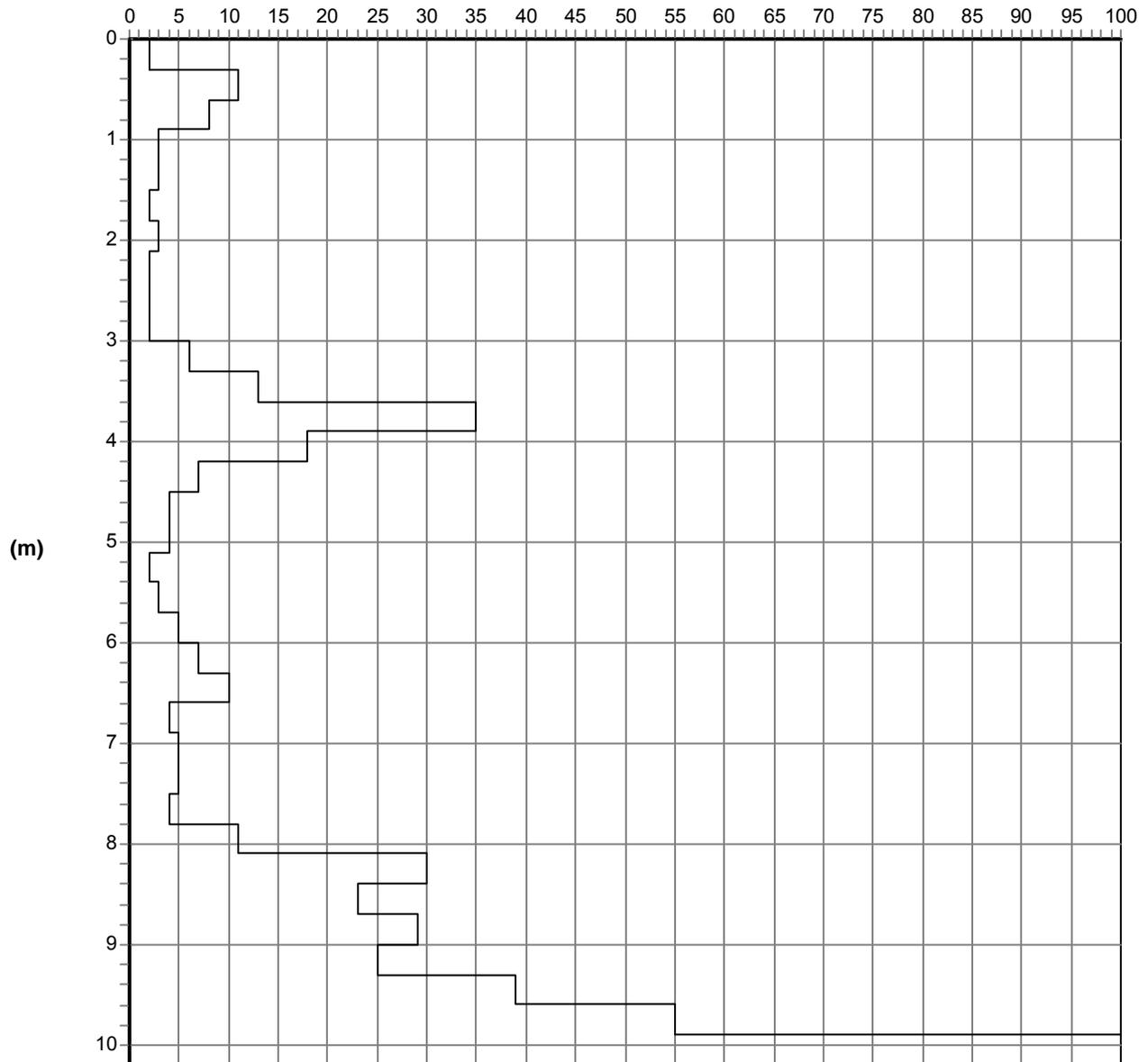
Note: rifiuto a -10,20 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -3,60 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P1

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata



— Colpi punta

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: rifiuto a -5,40 m da p.c.attuale

Quota(m):

Prova: \2

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	4	
0,6	6	
0,9	5	
1,2	3	
1,5	3	
1,8	3	
2,1	3	
2,4	3	
2,7	2	
3	9	
3,3	20	
3,6	18	
3,9	7	
4,2	12	
4,5	10	
4,8	11	
5,1	85	
5,4	125	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

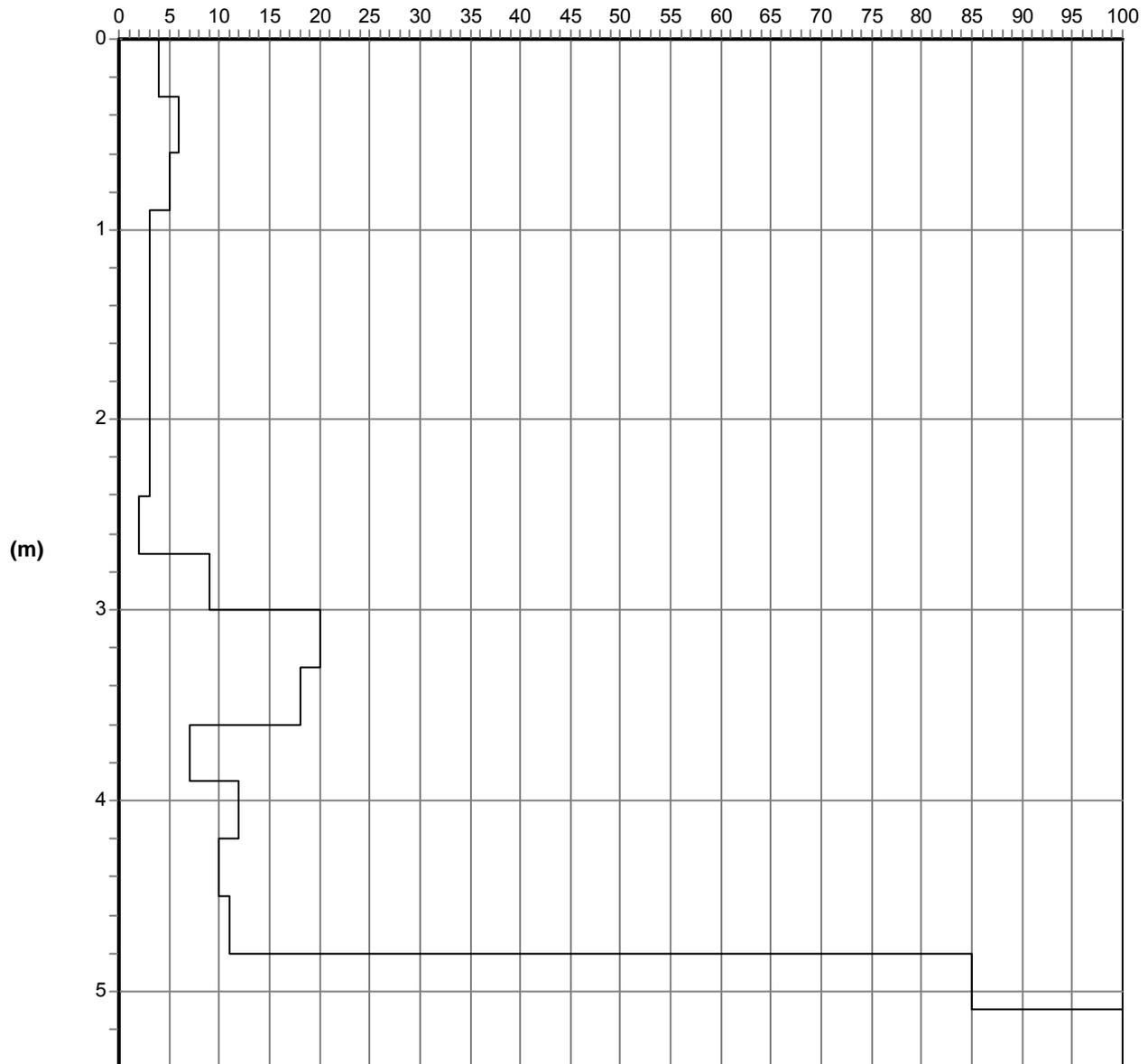
Note: rifiuto a -5,40 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P2

### Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



— Colpi punta

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: rifiuto a -7,20 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -5,40 m da p.c.attuale

Quota(m):

Prova: \3

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	2	
0,6	8	
0,9	6	
1,2	4	
1,5	3	
1,8	1	
2,1	3	
2,4	3	
2,7	2	
3	6	
3,3	16	
3,6	28	
3,9	42	
4,2	26	
4,5	5	
4,8	11	
5,1	23	
5,4	25	
5,7	15	
6	24	
6,3	33	
6,6	43	
6,9	39	
7,2	106	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

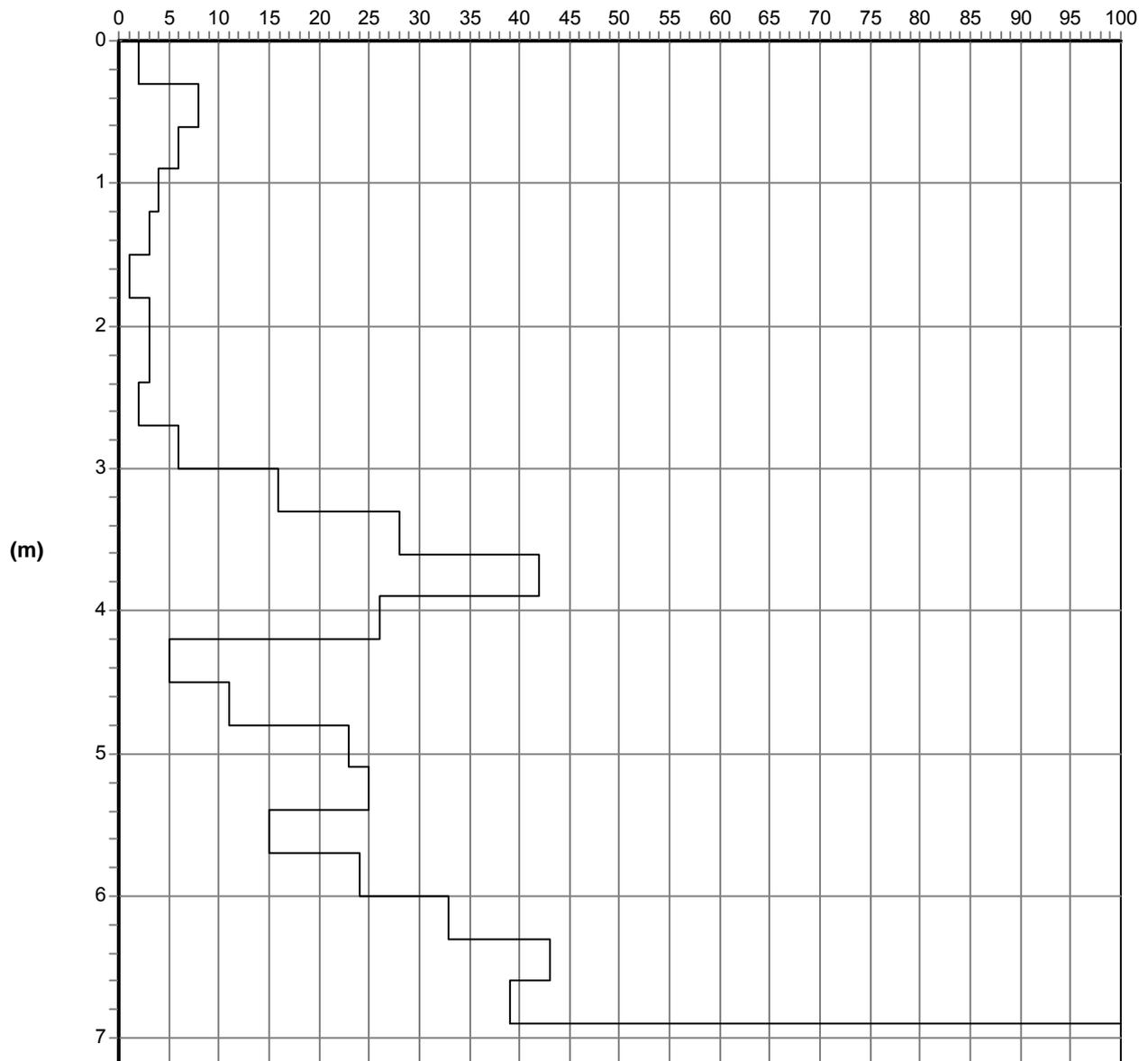
Note: rifiuto a -7,20 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -5,40 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P3

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



— Colpi punta

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: rifiuto a -5,70m da p.c.attuale; saturazione terreni da -3,90 m da p.c.attuale

Quota(m):

Prova: \4

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	4	
0,6	10	
0,9	6	
1,2	4	
1,5	4	
1,8	3	
2,1	5	
2,4	9	
2,7	22	
3	26	
3,3	27	
3,6	14	
3,9	8	
4,2	7	
4,5	13	
4,8	17	
5,1	26	
5,4	68	
5,7	112	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

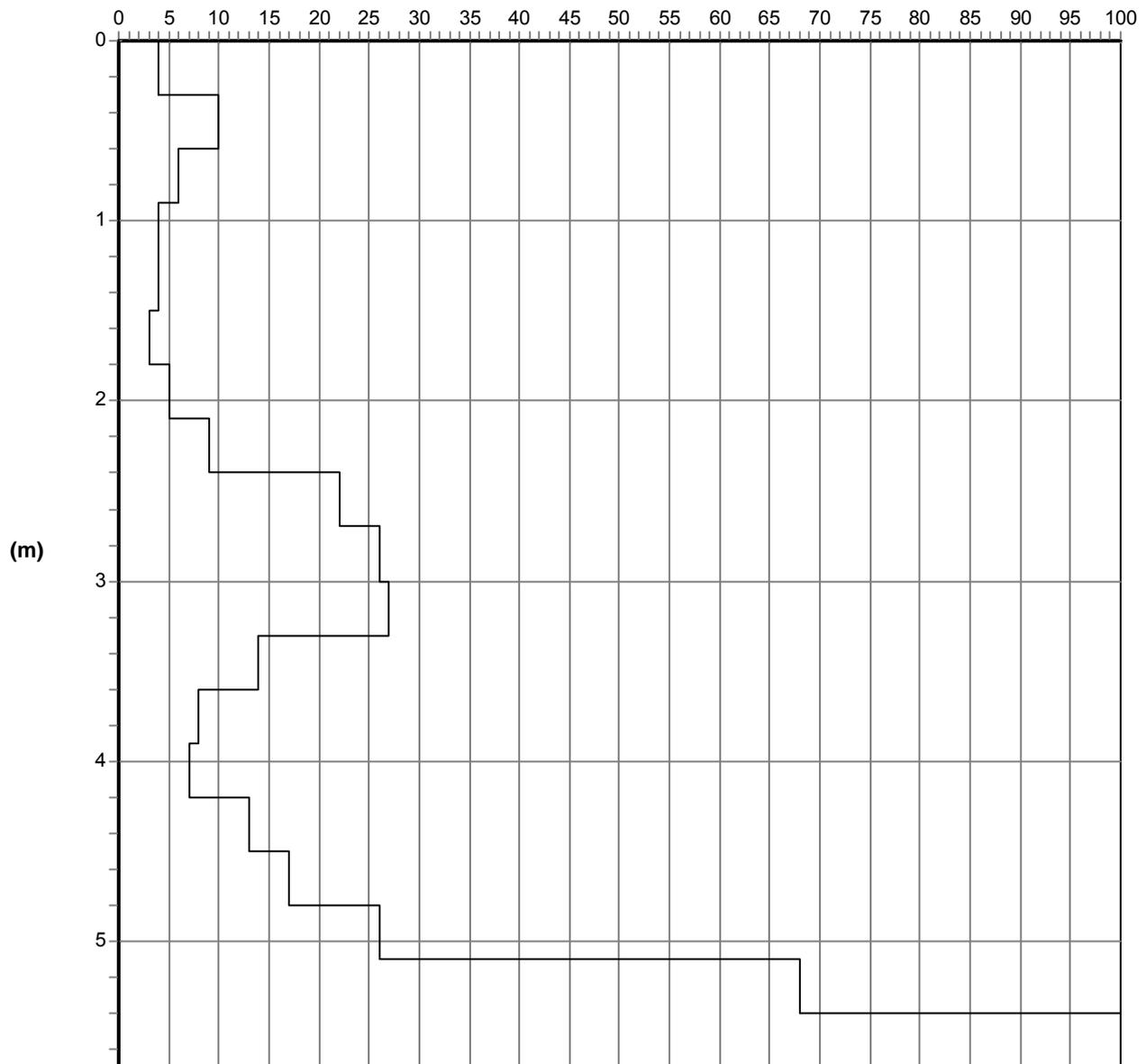
Note: rifiuto a -5,70m da p.c.attuale; saturazione terreni da -3,90 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P4

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata



— Colpi punta

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: rifiuto a -11,70 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -5,10 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P5

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	2	
0,6	9	
0,9	5	
1,2	3	
1,5	2	
1,8	3	
2,1	4	
2,4	2	
2,7	2	
3	9	
3,3	23	
3,6	33	
3,9	48	
4,2	26	
4,5	7	
4,8	9	
5,1	9	
5,4	4	
5,7	4	
6	1	
6,3	1	
6,6	2	
6,9	1	
7,2	1	
7,5	1	
7,8	2	
8,1	1	
8,4	30	
8,7	15	
9	4	
9,3	4	
9,6	3	
9,9	4	
10,2	3	
10,5	20	
10,8	24	
11,1	16	
11,4	57	
11,7	106	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

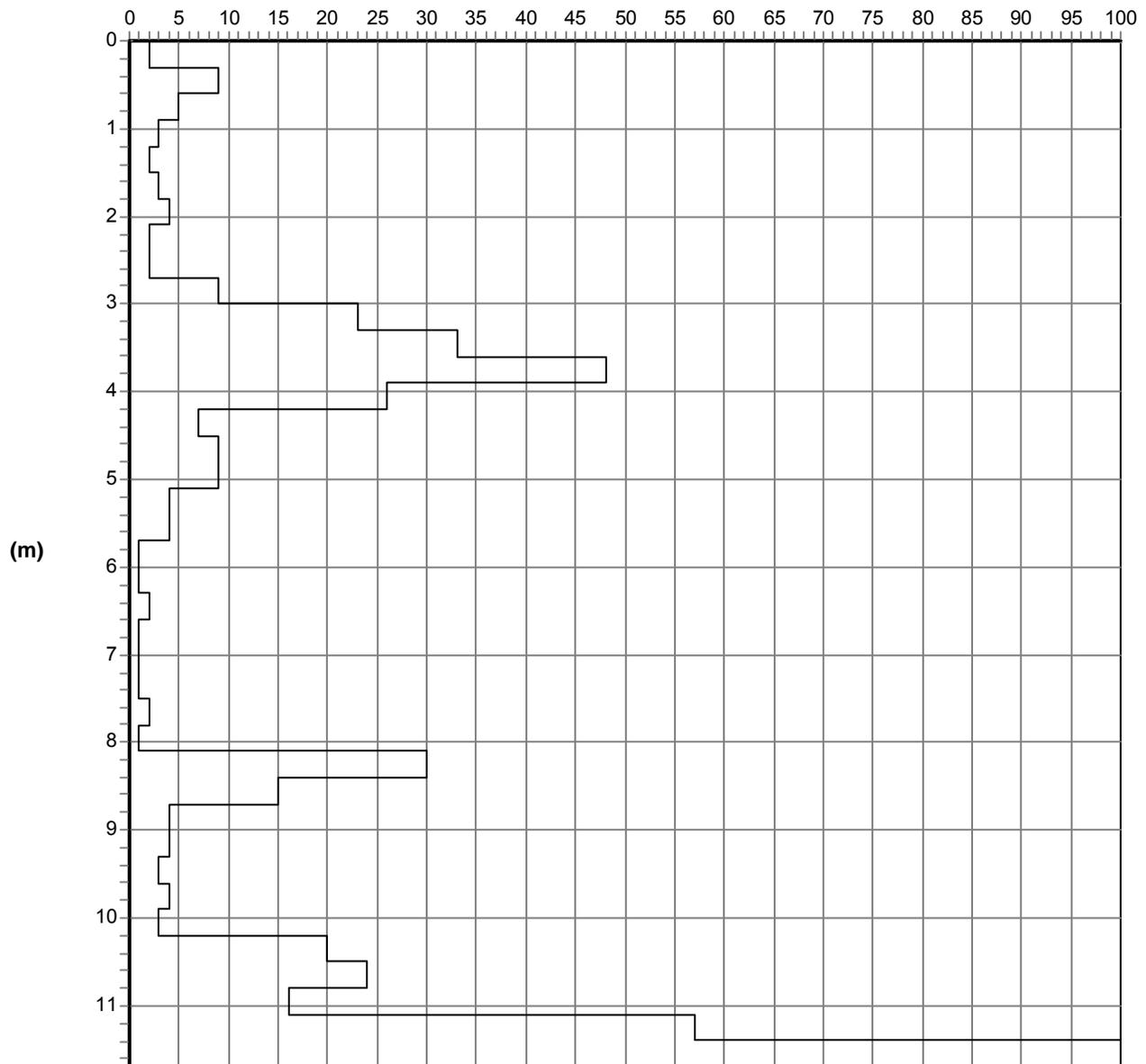
Note: rifiuto a -11,70 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -5,10 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P5

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



— Colpi punta

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: rifiuto a -6,90 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -5,10 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P6

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	2	
0,6	13	
0,9	6	
1,2	5	
1,5	5	
1,8	3	
2,1	3	
2,4	3	
2,7	3	
3	11	
3,3	21	
3,6	7	
3,9	5	
4,2	5	
4,5	2	
4,8	28	
5,1	4	
5,4	3	
5,7	4	
6	7	
6,3	25	
6,6	78	
6,9	111	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

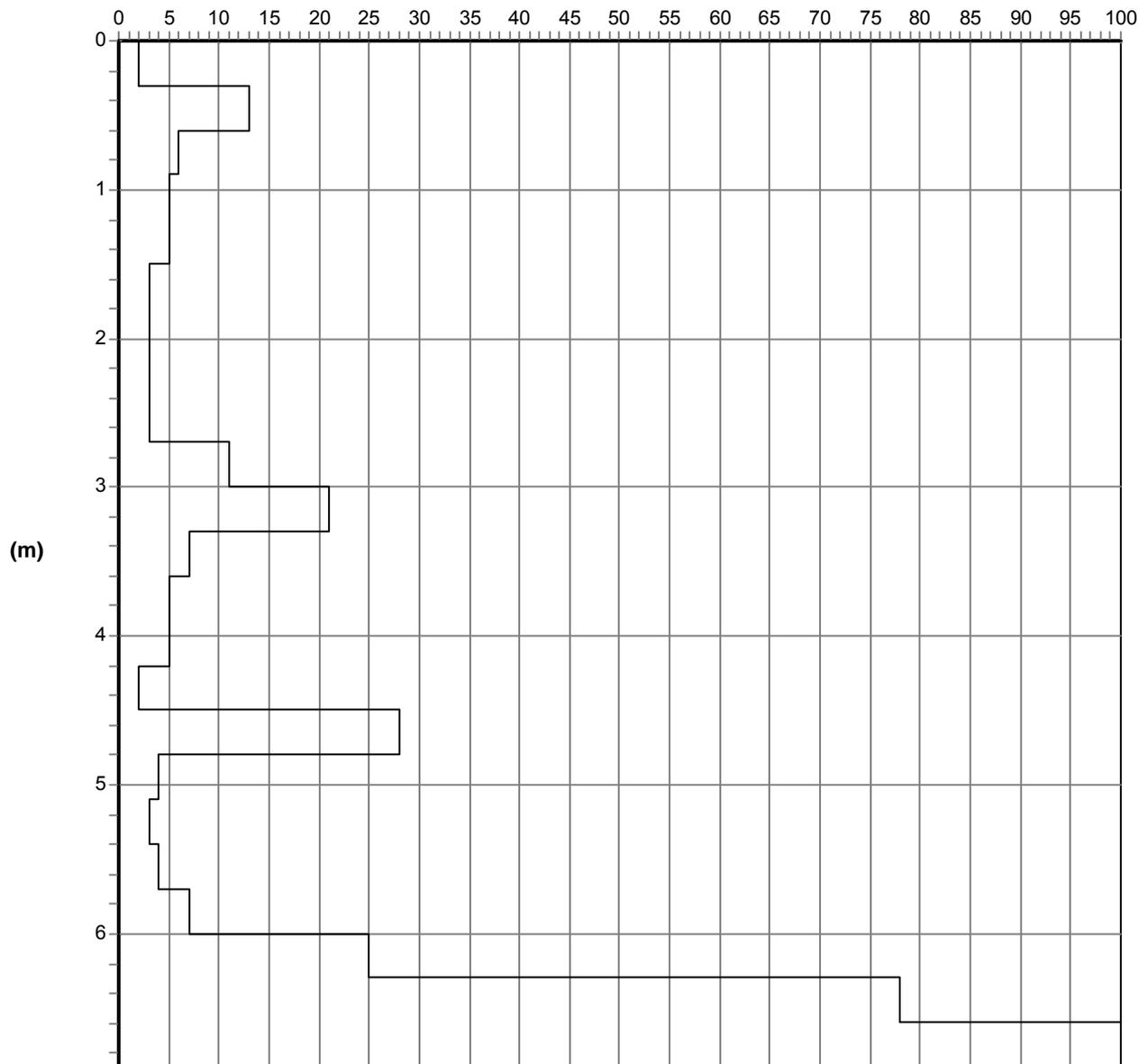
Note: rifiuto a -6,90 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -5,10 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P6

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



— Colpi punta

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: rifiuto a -4,80 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P7

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	2	
0,6	4	
0,9	5	
1,2	9	
1,5	4	
1,8	2	
2,1	2	
2,4	3	
2,7	5	
3	4	
3,3	8	
3,6	12	
3,9	21	
4,2	28	
4,5	75	
4,8	102	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

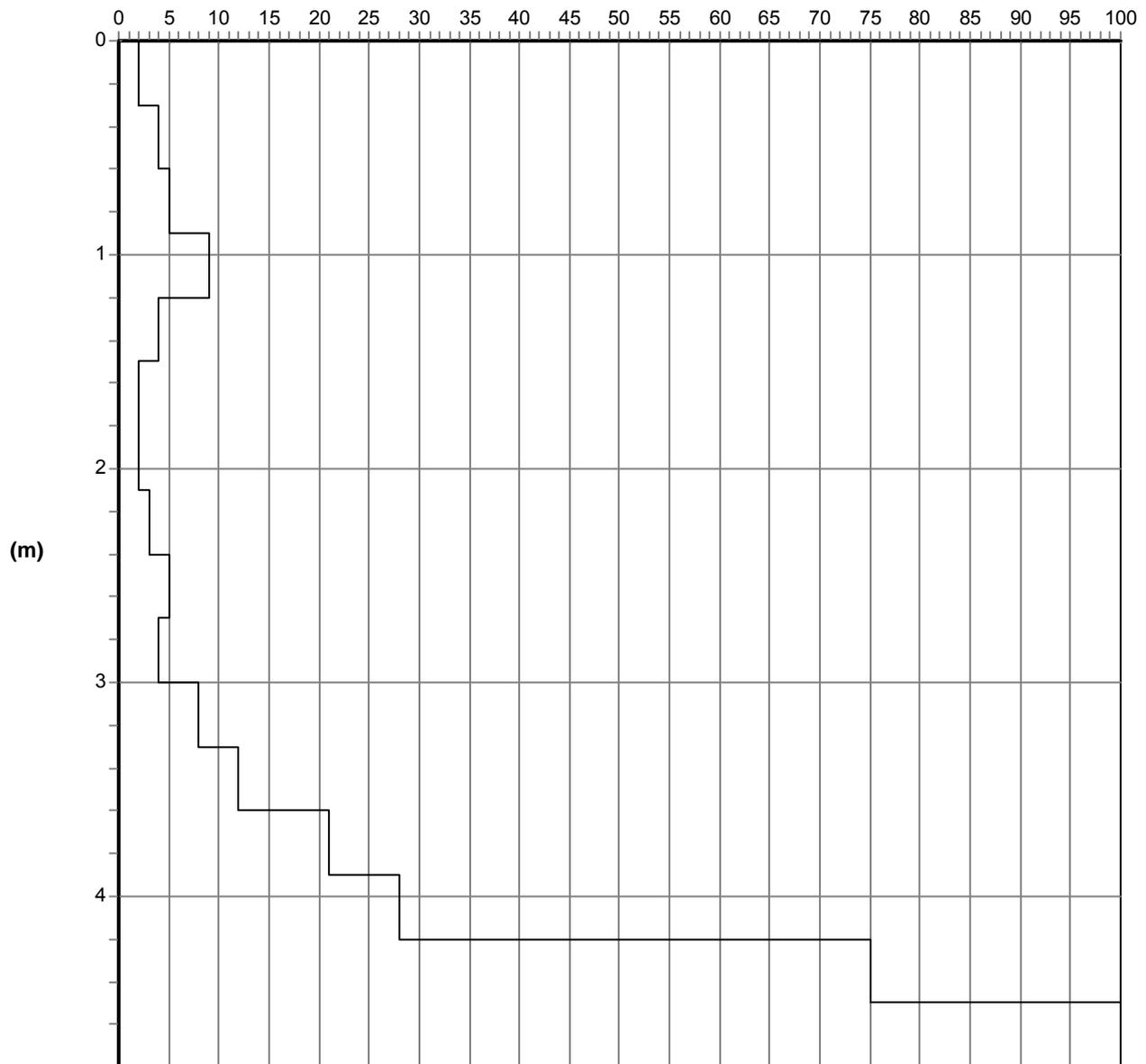
Note: rifiuto a -4,80 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: IP7

### Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



— Colpi punta

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: rifiuto a -8,70 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P8

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	4	
0,6	9	
0,9	6	
1,2	4	
1,5	3	
1,8	3	
2,1	4	
2,4	3	
2,7	2	
3	19	
3,3	32	
3,6	32	
3,9	22	
4,2	32	
4,5	27	
4,8	25	
5,1	21	
5,4	16	
5,7	9	
6	14	
6,3	22	
6,6	3	
6,9	2	
7,2	2	
7,5	15	
7,8	36	
8,1	37	
8,4	80	
8,7	114	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 15.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

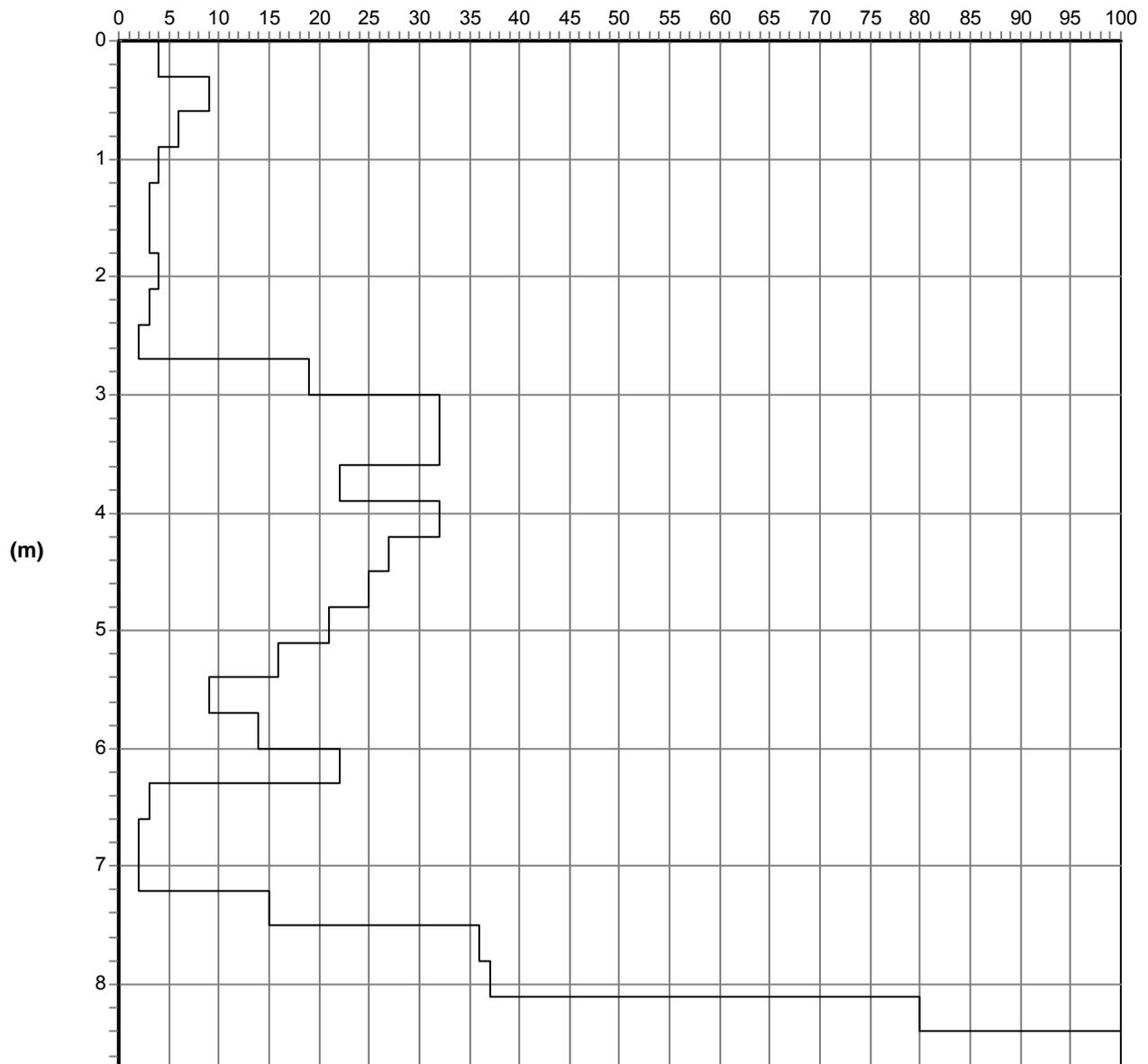
Note: rifiuto a -8,70 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: IP8

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



— Colpi punta

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: saturazione terreni da -7,20 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P9

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	2	
0,6	7	
0,9	5	
1,2	5	
1,5	4	
1,8	2	
2,1	3	
2,4	2	
2,7	2	
3	6	
3,3	16	
3,6	24	
3,9	54	
4,2	30	
4,5	14	
4,8	12	
5,1	12	
5,4	7	
5,7	6	
6	6	
6,3	2	
6,6	3	
6,9	1	
7,2	2	
7,5	3	
7,8	1	
8,1	2	
8,4	3	
8,7	5	
9	2	
9,3	5	
9,6	4	
9,9	4	
10,2	6	
10,5	5	
10,8	2	
11,1	4	
11,4	10	
11,7	13	
12	12	
12,3	11	
12,6	12	

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
12,9	25	
13,2	42	
13,5	55	
13,8	62	
14,1	70	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

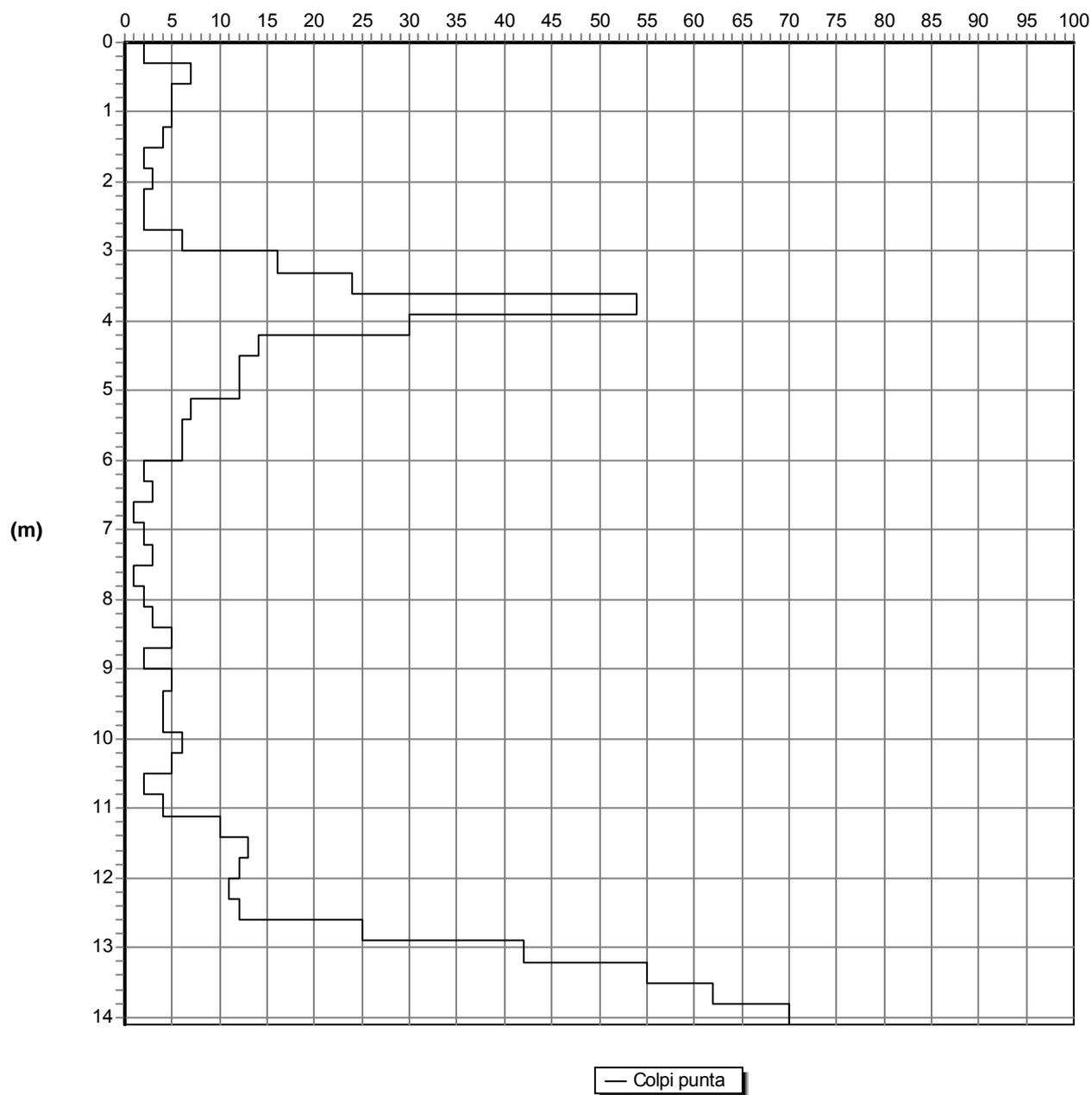
Note: saturazione terreni da -7,20 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: IP9

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

Note: rifiuto a -10,5 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -5,10 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P10

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	2	
0,6	9	
0,9	7	
1,2	4	
1,5	4	
1,8	3	
2,1	3	
2,4	3	
2,7	3	
3	15	
3,3	13	
3,6	17	
3,9	29	
4,2	23	
4,5	4	
4,8	4	
5,1	3	
5,4	1	
5,7	2	
6	1	
6,3	1	
6,6	0	
6,9	0	
7,2	0	
7,5	0	
7,8	0	
8,1	0	
8,4	7	
8,7	12	
9	8	
9,3	12	
9,6	31	
9,9	55	
10,2	70	
10,5	104	

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: 18.06.2012

Attrezzatura: Penetrometro DPSH

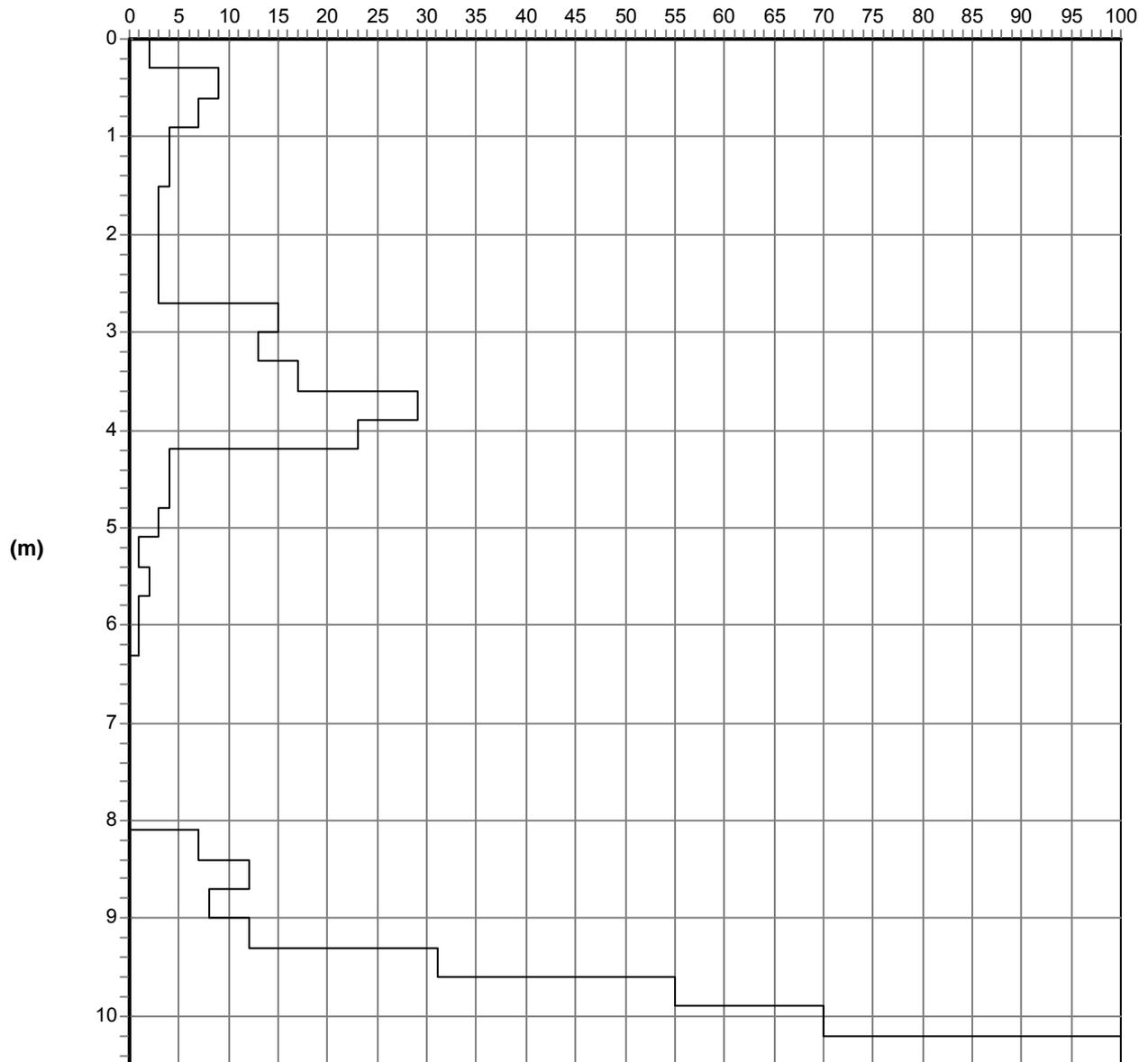
Note: rifiuto a -10,5 m da p.c.attuale; saturazione terreni da -5,10 m da p.c.attuale

Quota(m): p.c.

Sigla: \P10

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata

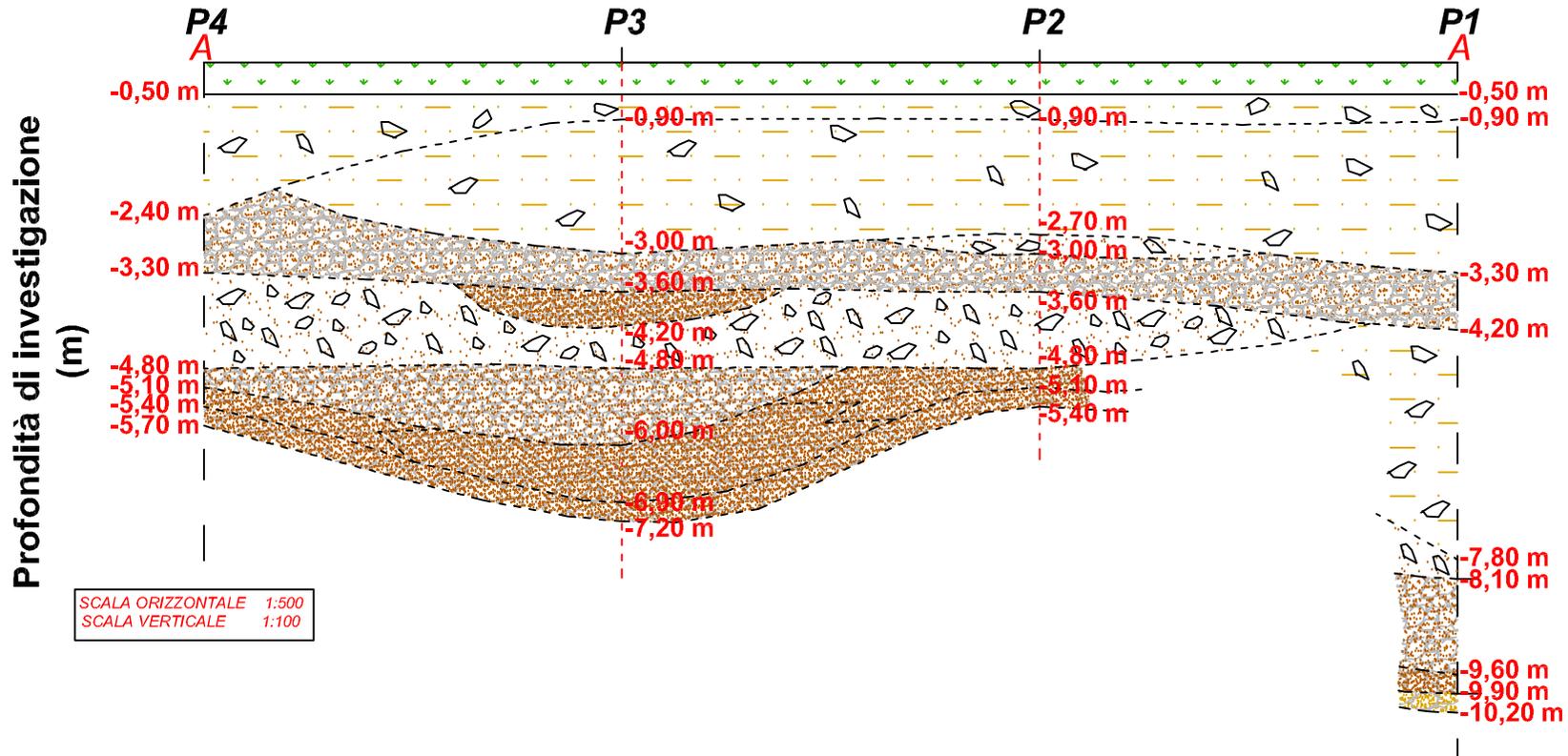


— Colpi punta



## ALLEGATO 5

# SEZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA A-A



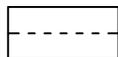
## LEGENDA



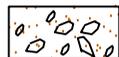
terreno vegetale (Numero colpi medio N30 compreso tra 5 e 7)



Strato per lo più scarsamente addensato costituito da matrice fine sabbioso-limosa, con rara ghiaia (Numero colpi medio N30 compreso tra 3 e 5)



Limiti stratigrafici presunti/fine prova penetrometrica



Strato mediamente addensato costituito da matrice sabbiosa, debolmente limosa, con ghiaie inglobate (N30 medio compreso tra 8 e 12 colpi), parzialmente saturo in alcune prove

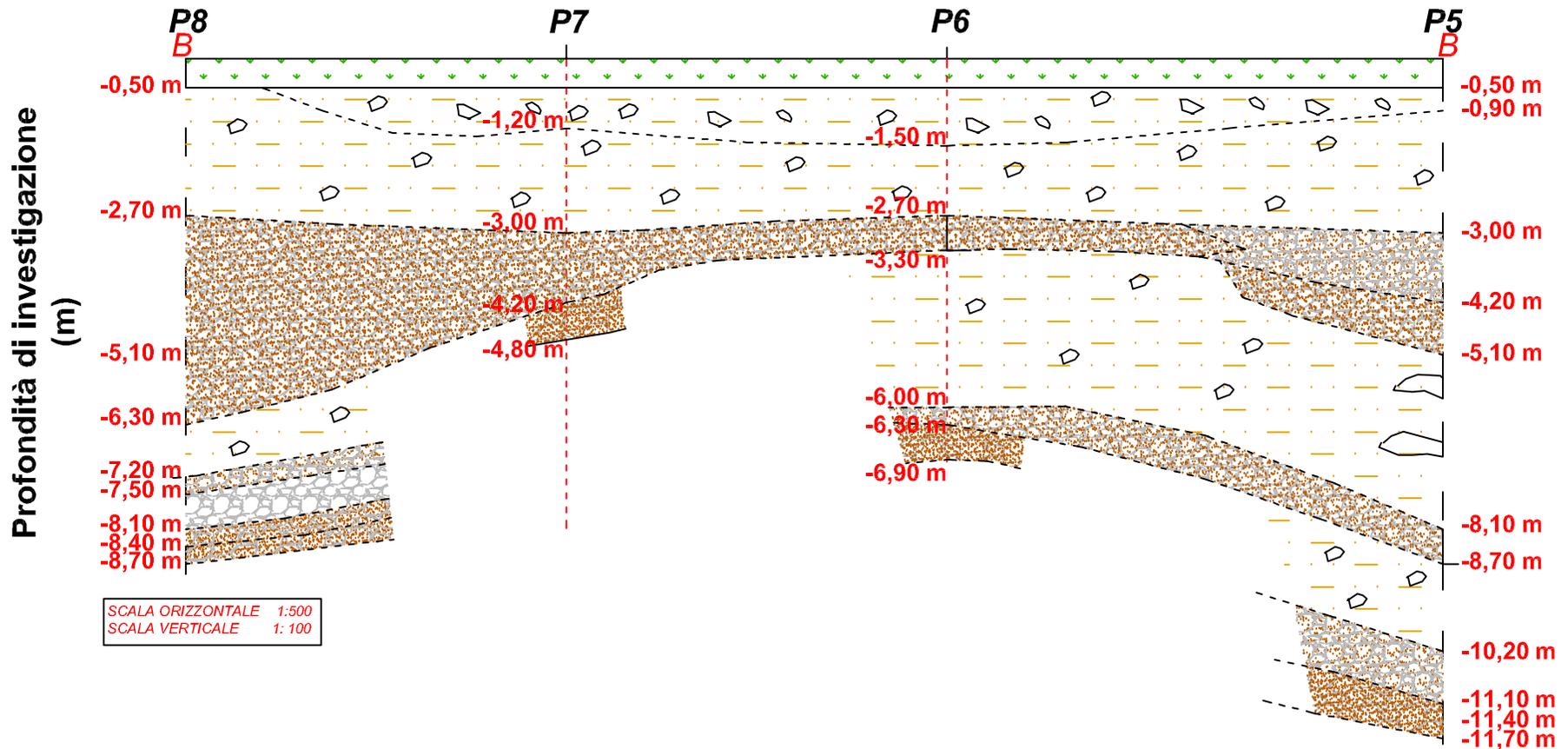


Strato da mediamente addensato, in prevalenza, ad addensato, costituito da alternanze di sabbie e ghiaie, con livelli localmente ciottolosi, con discontinui orizzonti saturi (numero colpi medio N30 compreso tra 15 a 34 a seconda del grado di saturazione dei singoli livelli)



Strato fortemente addensato costituito da ghiaie e sabbie con ciottoli che determina il rifiuto alla penetrazione (N30 >100 colpi)

# SEZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA B-B



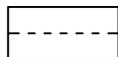
## LEGENDA



terreno vegetale (Numero colpi medio N30 compreso tra 3 e 5)



Strato per lo più scarsamente addensato costituito da matrice fine sabbioso-limosa, localmente satura, con ghiaia fine (Numero colpi medio N30 compreso tra 1 e 5), probabile presenza di cavità polliniche in P5



Limiti stratigrafici presunti/fine prova penetrometrica



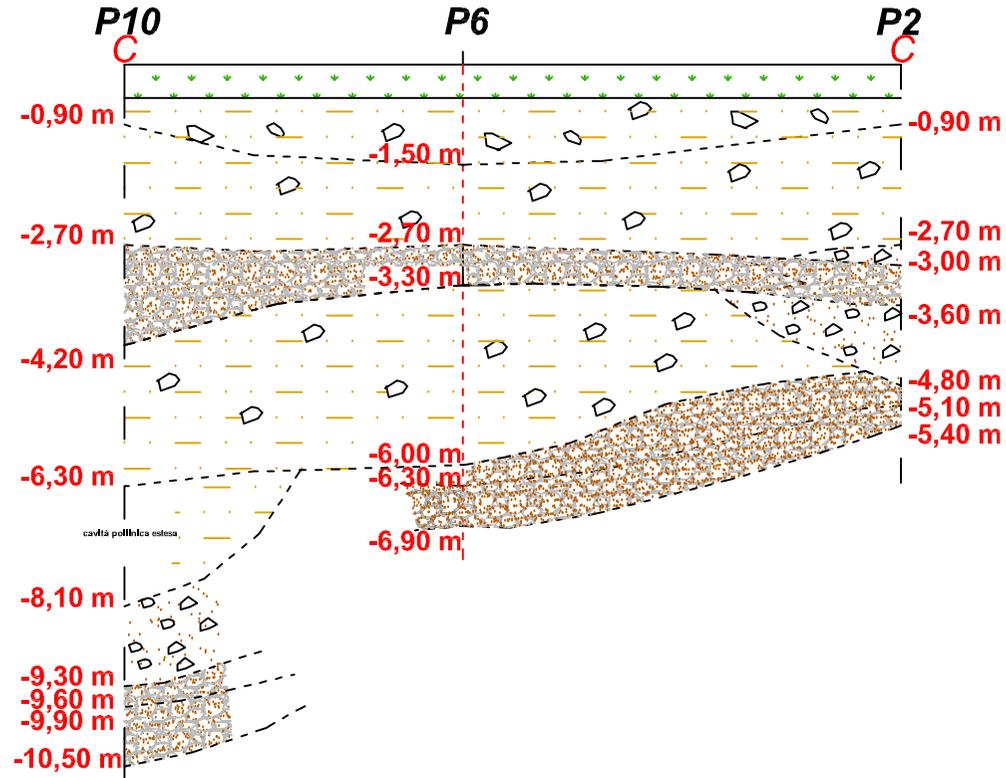
Strato da mediamente addensato, in prevalenza, ad addensato, costituito da alternanze di sabbie e ghiaie, con livelli localmente ciottolosi, con discontinui orizzonti saturi (numero colpi medio N30 compreso tra 15 a 29 a seconda del grado di saturazione dei singoli livelli)



Strato fortemente addensato costituito da ghiaie e sabbie con ciottoli che determina il rifiuto alla penetrazione (N30 >100 colpi)

# SEZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA C-C

Profondità di investigazione  
(m)



SCALA ORIZZONTALE 1:500  
SCALA VERTICALE 1:100

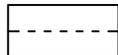
## LEGENDA



terreno vegetale (Numero colpi medio N30 compreso tra 5 e 6)



Strato per lo più scarsamente addensato costituito da matrice fine sabbioso-limosa, localmente satura, con ghiaia fine (Numero colpi medio N30 compreso tra 2 e 5), presenza di cavità pollinica in P10 (numero colpi nullo)



Limiti stratigrafici presunti/fine prova penetrometrica



Strato mediamente addensato costituito da matrice sabbiosa, debolmente limosa, con ghiaie inglobate (N30 medio compreso tra 9 e 10 colpi), parzialmente saturo in alcune prove



Strato da mediamente addensato, in prevalenza, ad addensato, costituito da alternanze di sabbie e ghiaie, con livelli localmente ciottolosi, con discontinui orizzonti saturi (numero colpi medio N30 compreso tra 16 a 25 a seconda del grado di saturazione dei singoli livelli)



Strato fortemente addensato costituito da ghiaie e sabbie con ciottoli che determina il rifiuto alla penetrazione (N30 >100 colpi)



## ALLEGATO 6

## GEOMETRIA FONDAZIONI

Tipologia fondazionale:	plinti
Larghezza (B):	6m
Lunghezza (L):	6 m
Altezza fondazioni:	0.6 m
Prof.incastro (D):	3.0 m
Profondità di posa da p.c attuale:	-3 m
Peso di volume del cls:	2500 kg/m <sup>3</sup>

Inclinazione del carico causa sisma per calcoli connessi ad azione sismica: 4.1 °

## PARAMETRAZIONE GEOTECNICA TERRENO FONDALE

Descrizione litologica:	sabbie e ghiaie mediamente addensate
Angolo di attrito:	29°
Densità relativa:	34%
Coesione (kg/cm <sup>2</sup> ):	0 (cautelativo)
Peso di volume secco:	1800 kg/m <sup>3</sup>
Fattore di portanza N <sub>q</sub> :	16.44
Fattore di portanza N <sub>c</sub> :	27.86
Fattore di portanza N <sub>g</sub> :	19.34
Numero di colpi N <sub>spt</sub> medio:	9 (media tra strati a differenti caratteristiche geotecniche)

Assenza di falda superficiale tale da interagire strato di fondazione interessato dai carichi della struttura progettuale: tale falda è individuabile a una profondità di -26 m circa da p.c..

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: giugno 2012

Riferimenti: Nuova Web-Farm

## Calcolo della pressione efficace e totale del terreno

<i>Quota dal p.c. (m)</i>	<i>Pressione efficace(kg/cmq)</i>	<i>Pressione totale(kg/cmq)</i>
-3,2	0,04	0,04
-3,4	0,07	0,07
-3,6	0,11	0,11
-3,8	0,14	0,14
-4	0,18	0,18
-4,2	0,22	0,22
-4,4	0,25	0,25
-4,6	0,29	0,29
-4,8	0,32	0,32
-5	0,36	0,36
-5,2	0,4	0,4
-5,4	0,43	0,43
-5,6	0,47	0,47
-5,8	0,5	0,5
-6	0,54	0,54
-6,2	0,58	0,58
-6,4	0,61	0,61
-6,6	0,65	0,65
-6,8	0,68	0,68
-7	0,72	0,72
-7,2	0,76	0,76
-7,4	0,79	0,79
-7,6	0,83	0,83
-7,8	0,86	0,86
-8	0,9	0,9
-8,2	0,94	0,94
-8,4	0,97	0,97
-8,6	1,01	1,01
-8,8	1,04	1,04
-9	1,08	1,08
-9,2	1,12	1,12
-9,4	1,15	1,15
-9,6	1,19	1,19
-9,8	1,22	1,22
-10	1,26	1,26

*Profondità di calcolo dal p.c.(m):*      10,0      *Coordinata X di calcolo (m):*      13,0

*Passo di calcolo (m):*      0,2

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: giugno 2012

Riferimenti: Nuova Web-Farm

## Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: fondamentale

Fondazione n. ....	1
Larghezza della fondazione (m):	6
Lunghezza della fondazione (m):	6
Profondità di posa lato destro (m):	0,6
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,6

Metodo di calcolo:	Brinch Hansen stato limite ultimo
--------------------	-----------------------------------

### Fattori di forma

Sc:	1,59	Sq:	1,55	Sy:	0,6
-----	------	-----	------	-----	-----

### Fattori di profondità

Dc:	1,04	Dq:	1,03	Dy:	1
-----	------	-----	------	-----	---

### Fattori inclinazione carico

Ic:	1	Iq:	1	Iy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

### Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

### Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

### Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

### RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	8,75
Profondità del cuneo efficace (m):	5,09
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: giugno 2012

Riferimenti: Nuova Web-Farm

## Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione n. ....	1
Larghezza della fondazione (m):	6
Lunghezza della fondazione (m):	6
Profondità di posa lato destro (m):	0,6
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,6

Metodo di calcolo: Brinch Hansen stato limite ultimo

### Fattori di forma

Sc: 1,59    Sq: 1,46    Sy: 0,69

### Fattori di profondità

Dc: 1,04    Dq: 1,03    Dy: 1

### Fattori inclinazione carico da sisma

lc: 0,82    lq: 0,83    ly: 0,77

### Fattori inclinazione pendio

Gc: 1    Gq: 1    Gy: 1

### Fattori inclinazione base

Bc: 1    Bq: 1    By: 1

### Fattori correttivi per gli effetti cinematicidel sisma

Zc: 1    Zq: 1    Zy: 0,99

## RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	7,11
Profondità del cuneo efficace (m):	5,09
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,09

Committente: Aruba S.p.A.

Località: Via Adda angolo Viale Sicilia - Monza (MB)

Data: giugno 2012

Riferimenti: Nuova Web-Farm

## Riassunto del calcolo dei cedimenti

Fondazione n. ....

### Verifica allo Stato Limite d'Esercizio

Larghezza della fondazione (m):	6
Lunghezza della fondazione (m):	6
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq):	0,8

### Livelli incoerenti

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	Burland e Burbridge
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	50
Carico statico o pulsante (Burland e Burbridge):	Carico statico
Nspt crescente o decrescente (Burland e Burbridge):	Nspt crescente

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento immediato (mm):	0	12	0
Cedimento secondario (mm):	0	10,4	0
Somma ced. incoerenti (mm):	0	22,4	0

### Livelli coesivi

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli coesivi:	Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo cedimenti di consolidazione(anni):	20

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Ced.di consolidazione (mm):	0	0	0
Cedimento secondario (mm):	0	0	0
Somma ced. coesivi (mm):	0	0	0

### Cedimenti complessivi (incoerenti+coesivi)

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	0	22,4	0
Max cedim. differenziale(mm):	0		
Massima distorsione (%):	0		

Fondazione rigida o flessibile:

### Verifica allo Stato Limite di Danno

Cedimento indotto dal sisma (mm):	0
-----------------------------------	---