



PARCO OGLIO NORD

GREEN WAY DELL'OGLIO progetto lotto16

Messa in sicurezza ponte automobilistico
e sistemazione percorso collegamento tra
i comuni di Soncino e Orzinuovi

relazione geologica, geotecnica, idrologica e sismica

Data, giugno 2014

I TECNICI

Pianta ing. Paola
collaboratore : Lazzari ing. Valeria

progetto esecutivo

COMUNE DI ORZINUOVI

PROVINCIA DI BRESCIA

COMUNE DI SONCINO

PROVINCIA DI CREMONA

INDAGINE GEOLOGICA E GEOTECNICA FINALIZZATA
ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA
DEI TERRENI DI FONDAZIONE DELL'INTERVENTO DI
REALIZZAZIONE DELLA PISTA CICLABILE DI
COLLEGAMENTO TRA ORZINUOVI e SONCINO IN
ADIACENZA AL VECCHIO PONTE SULL'OGLIO
LATO SUD - -**“LOTTO 16”**-

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008

COMMITTENTE: **PARCO OGLIO NORD**

GEOLOGO: DOTT. GUIDO TORRESANI
O.G.L. n° 1141

DATA: 20 giugno 2014

Studio di Geologia dott. GUIDO TORRESANI

25034 – ORZINUOVI (BS) - Via Roma, 4

tel/fax 030 944193

GEOLOGIA AMBIENTALE, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA, GESTIONE CAVE, AUTORIZZAZIONI POZZI

SOMMARIO

- Premessa;
- Inquadramento geologico e natura litologica dei terreni di fondazione;
- Sismicità dell'area
- Definizione dell'azione sismica
- Indagini geognostiche
- Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica
- Determinazione delle resistenze (analisi allo stato limite ultimo ai sensi del D.M. 14-01-2008)
- Calcolo dei cedimenti
- Suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione;
- Considerazioni conclusive

ALLEGATI

- Inquadramento corografico (CTR scala 1: 10.000);
- Inquadramento dell'intervento su foto aerea con ubicazione delle indagini eseguite;

SPONDA SINISTRA OGLIO – COMUNE DI ORZINUOVI (prov. BS)

- Planimetria su base catastale (scala 1:2.000) con ubicazione sondaggio S1;
- Rilievo aerofotogrammetrico (2009) con ubicazione sondaggio S1;
- Stratigrafie e documentazione fotografica sondaggio S1;
- Risultati prova MASW (MW1).

SPONDA DESTRA OGLIO – COMUNE DI SONCINO (prov. CR)

- Planimetria su base catastale (scala 1:2.000) con ubicazione sondaggio S2 ;
 - Rilievo aerofotogrammetrico (2014) con ubicazione sondaggio S2;
 - Stratigrafie e documentazione fotografica sondaggio S2;
 - Risultati prova MASW (MW2).
- Dichiarazione di responsabilità.

PREMESSA

La presente relazione geologica e geotecnica è stata commissionata al sottoscritto professionista da parte del Parco Oglio Nord nell'ambito del progetto GREENWAY DELL'OGLIO – LOTTO 16.

Lo scopo è quello di caratterizzare da un punto di vista geomeccanico e litostratigrafico i terreni che sorreggono le due spalle del vecchio ponte sul Fiume Oglio che collega Orzinuovi (BS) con Soncino (CR), interessate dal progetto di realizzazione di una nuova PISTA CICLABILE.

L'intervento in progetto consiste nell'allargamento lato Sud del ponte esistente sul Fiume Oglio lungo la SP ex SS 235. In corrispondenza delle spalle del ponte verranno realizzati dei muri di sostegno per sorreggere il passaggio della nuova ciclabile in allargamento all'attuale sede stradale.

L'indagine è stata programmata ed esperita sulla base della normativa ministeriale oggetto del D.M. 14.01.2008 concernente le "Norme tecniche sulle costruzioni". Tale caratterizzazione è importante non solo per una corretta scelta e dimensionamento delle strutture di fondazione, ma anche perchè a seguito di detto D.M. è necessario verificare i parametri sismici della zona.

Sulla base dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003, i territori comunali di Soncino e di Orzinuovi sono stati classificati come ZONA 2. In riferimento a quest'ultima normativa, sulla base della litostratigrafia rilevata e delle prove MASW eseguite è possibile attribuire ai terreni indagati il **profilo stratigrafico del suolo di fondazione di "tipo B"**.

E' necessario quindi prevede in sede di indagine geologico-tecnica la verifica di alcuni elementi e fattori che influenzano il comportamento delle fondazioni; tra questi la **litologia** dei terreni di substrato, la **profondità del piano di imposta**, il **carico allo stato limite ultimo**, la **suscettibilità alla liquefazione** dei terreni di fondazione, i possibili **cedimenti** e il **livello della falda acquifera**.

Considerata l'entità delle opere da realizzarsi e considerate le caratteristiche geomeccaniche dei terreni della zona, si è proceduto all'esecuzione di **n.2 sondaggi esplorativi (sondaggi S1 e S2)** eseguiti con la tecnica della perforazione a carotaggio continuo; all'interno de fori di sondaggio sono state eseguite **n. 2 prove penetrometriche standard SPT** (n.1 prova per ogni sondaggio). Con i 2 sondaggi, entrambi profondi 5 m, si è potuto verificare il comportamento geomeccanico del sottosuolo di fondazione delle opere in progetto. Il sondaggio S1 è stato eseguito sulla sponda bresciana (sponda sinistra Oglio) in Comune di Orzinuovi all'interno della proprietà Marcarini, mentre il sondaggio S2 è stato realizzato sulla sponda cremonese (sponda desta Oglio) in Comune di Soncino. Entrambi i sondaggi sono state eseguite in prossimità della base della scarpata posta a ridosso del manufatto stradale (spalle del ponte), alla stessa quota altimetrica di 71,6 m s.l.m..

Per la definizione della categoria sismica del suolo di fondazione ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 sono state eseguite **n.2 prove sismiche con metodologia MASW** (una sulla sponda bresciana e una su quella cremonese – vedi planimetrie in allegato).

Considerata l'omogeneità litostratigrafica e geomeccanica dei terreni presenti nell'ambito della zona indagata e tenuto in considerazione le caratteristiche dell'opera in progetto, si ritiene che le indagini eseguite siano sufficienti per poter caratterizzare

i terreni in oggetto. Tale scelta è avvalorata dalla conoscenza delle aree circostanti a quella di intervento che in un intorno significativo presentano caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche simili.

Per la sponda bresciana la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO è la quota del piano campagna = 71,60 m s.l.m. (integrazione 2014 del rilievo planialtimetrico del 2009 – vedi allegato), che corrispondente con il piano di inizio del sondaggio S1.

Per la sponda cremonese la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO è la quota del piano campagna = 71,65 m s.l.m. (rilievo planialtimetrico del 2009 – vedi allegato), che corrispondente con il piano di inizio del sondaggio S2.

Lo studio è stato condotto in osservanza alle seguenti normative vigenti:

Decreto Ministeriale 14.01.2008 - Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Istruzioni per l' applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

Eurocodice 8 (1998)

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997)

Progettazione geotecnica - Parte I : Regole Generali . - UNI

Eurocodice 7.2 (2002)

Progettazione geotecnica - Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

Eurocodice 7.3 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E NATURA LITOLOGICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La conoscenza delle condizioni geomorfologiche generali del territorio è basata sul rilievo diretto mediante il quale si sono controllati e puntualizzati gli elementi forniti dalla bibliografia.

L'indagine si è avvalsa delle conoscenze geologiche dello scrivente riguardo le caratteristiche medio generali del territorio comunale e si è svolta mediante la realizzazione di n.2 sondaggi esplorativi per verificare le condizioni geomeccaniche dei terreni in posto.

L'areale indagato è ubicato in corrispondenza del vecchio ponte sul Fiume Oglio che collega il Comune di Orzinuovi BS (Via Milano) a Est e il Comune di Soncino CR (Via Brescia) a Ovest (come evidenziato nella allegata C.T.R. 1:10.000).

Le due sponde del Fiume Oglio indagate ricadono all'interno delle alluvioni medio-recenti oloceniche del Fiume Oglio (nella carta geologica allegata sono indicate con la sigle "a²"). Affiorano parallelamente al fiume Oglio e la loro successione stratigrafica è tipicamente caratterizzata da sabbie e ghiaie grossolane.

Dal punto di vista geomorfologico la zona d'indagine si inserisce nel contesto generale della pianura terrazzata incisa dal F. Oglio nella quale si distinguono le seguenti unità

geomorfologiche che, assumendo il significato di unità formazionali, coincidono con le seguenti formazioni geologiche:

- *livello fondamentale della pianura*: costituito dalle alluvioni fluvio-glaciali wurmiane, rappresenta l'unità geomorfologica più antica dal punto di vista deposizionale, più estesa ed altimetricamente più elevata.
- *Alluvioni antiche*: depositi alluvionali di natura prevalentemente sabbiosa o ghiaiosa sviluppati ai margini della Valle del Fiume Oglio
- *alluvioni fluviali medio-recenti*: situate nella piana fluviale del corso d'acqua, si presentano altimetricamente sottostanti il livello fondamentale della pianura. Affiorano principalmente nella valle del F. Oglio dal quale sono separate da scarpate morfologiche dotate di continuità areale.
- *alluvioni fluviali attuali*: sono a diretto contatto del corso d'acqua e si presentano in terrazzi bassi e di ampiezza variabile; la loro posizione ed estensione è in rapporto agli spostamenti del corso d'acqua stesso che, scorrendo in punti diversi dell'alveo, ha svolto e svolge diverse azioni di erosione e deposito.

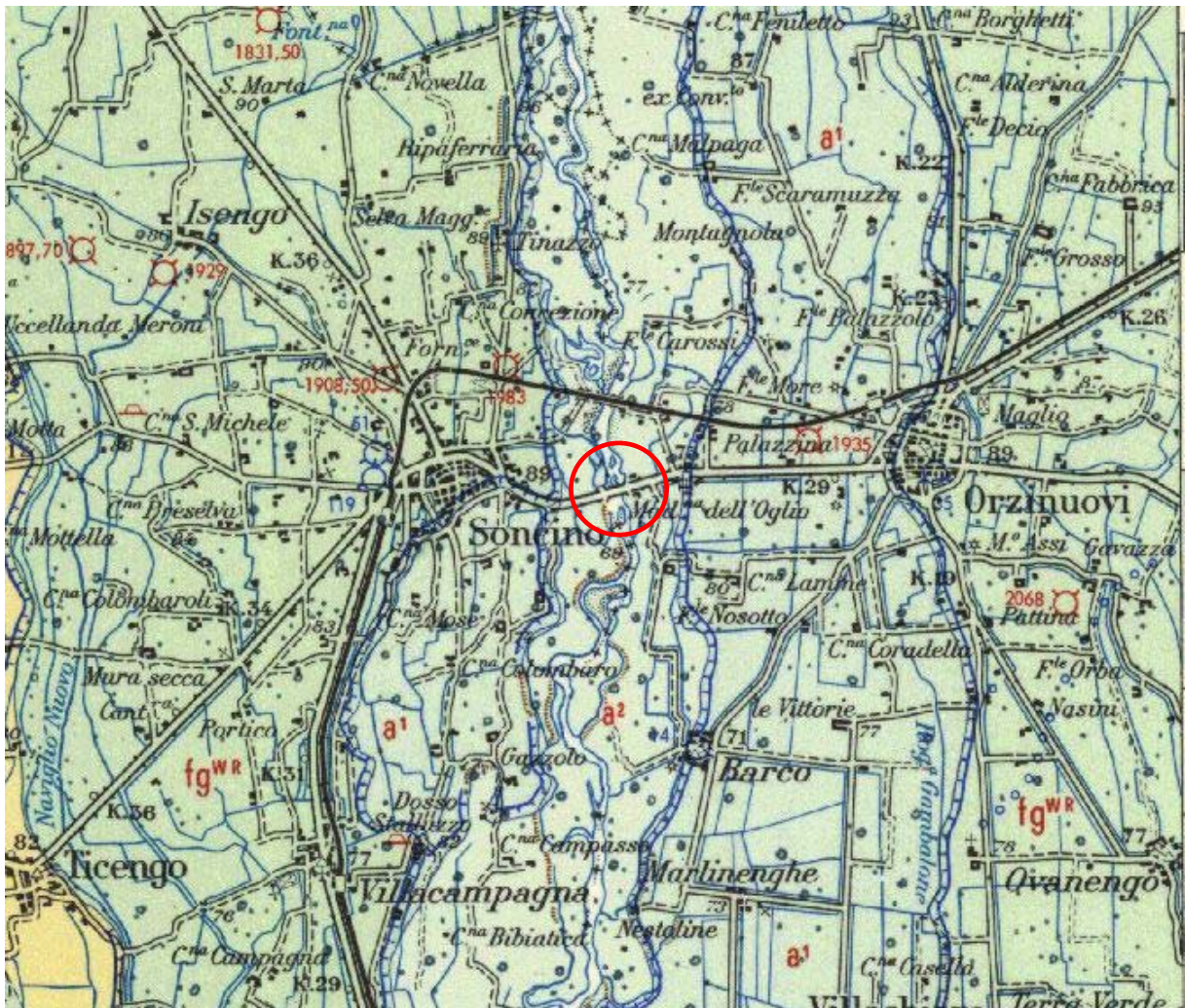
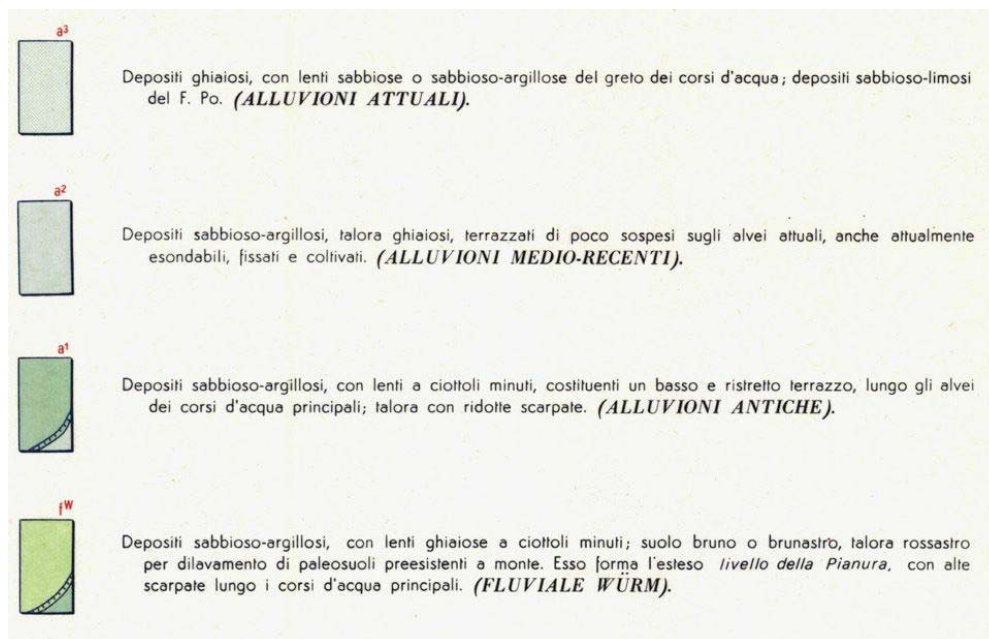


Fig. 1 – estratto Carta Geologica d'Italia – foglio 61- Cremona – sc. 1:100.000



Sulla base delle conoscenze dei terreni della zona e delle indagini eseguite, è stata osservata una **buona uniformità litostratigrafica e geomeccanica dei terreni di fondazione**.

La natura del terreno dedotta indirettamente dalle prove penetrometriche mostra una successione litostratigrafica uniforme (su entrambe le sponde) che può essere schematizzata come di seguito riportato:

Sponda sinistra bresciana (sondaggio S1)

da 0,0 a 2,0 m **riporto sabbioso-ghiaioso**
 oltre 2,0 m **sabbie e ghiaie con ciottoli in matrice limosa**

Sponda destra cremonese (sondaggio S2)

da 0,0 a 1,8 m **riporto sabbioso-ghiaioso**
 oltre 1,8 m **sabbie e ghiaie con ciottoli costipate**

Il substrato di fondazione su entrambe le sponde risulta dominato dalle litologie sabbioso-ghiaiose grossolane poste sotto una coltre superficiale sabbioso-ghiaiosa in parte movimentata dalle operazioni di sistemazione delle sponde (riporto).

In corrispondenza dei sondaggi eseguiti a maggio 2014 il livello della falda freatica è stato individuato su entrambe le sponde, a circa -3,5 m di profondità dal p.c., che corrisponde ad una quota assoluta di 68,10 m s.l.m.

Tale valore piezometrico di soggiacenza della falda, che corrisponde col livello del fiume Oglio al momento dell'indagine, può subire delle oscillazioni direttamente collegate al regime idrico del Fiume (magra-piena). La massima risalita verticale del livello di falda utilizzata nei calcoli geotecnici viene fatta coincidere con il piano campagna (quota altimetrica di 68,10 m s.l.m.), che durante gli eventi di maggior piena viene completamente sommerso dalle acque.

I valori di resistenza alla punta ottenuti valutando le prove eseguite, supportati dalle conoscenze litostratigrafiche locali, portano a ritenere entrambe le sponde indagate omogenee da un punto di vista litostratigrafico e geomeccanico e costituite prevalentemente da litologie sabbiose-ghiaiose variamente costipate e potenzialmente sature a partire dal p.c. (durante gli eventi di piena del Fiume Oglio).

PIANO DI IMPOSTA E TIPO DI FONDAZIONE

Le risultanze dell'indagine effettuata, unitamente a quanto riscontrato in precedenti indagini effettuate, ha consentito di individuare in superficie la presenza di terreni alluvionali in cui la litozona superficiale (**orizzonte A**) è costituita da terreni sabbioso-ghiaiosi (parzialmente movimentati o riportati) fino ad una profondità di -1,8/-2,0 m dal p.c.; tale orizzonte possiede discrete proprietà geotecniche. A partire da 1,8/2,0 m di profondità e fino alla massima profondità investigata (5,0 m dal p.c.) è presente un **orizzonte B** costituito in prevalenza da sabbie e ghiaie ben costipate che si presentava, al momento dell'indagine (maggio 2014), saturo a partire da circa -3,5 m dal p.c.. Tale orizzonte risulta caratterizzato da buone proprietà geomeccaniche, come dimostrano i valori di resistenza alla penetrazione della punta (è stata raggiunta su entrambe le sponde la condizione di rifiuto meccanico $N_{spt} > 50$ colpi).

Sulla base delle risultanze ottenute si può ipotizzare per entrambe le sponde una profondità di imposta dei muri di sostegno di circa 1,0 m dallo 0 RIF., entro i terreni sabbioso ghiaiosi parzialmente movimentati (riportati) Valutate le caratteristiche idrogeologiche, geomeccaniche e litologiche dei terreni indagati, in relazione alla tipologia strutturale prevista, è possibile ricondurre la fondazione di progetto ad una FONDAZIONI CONTINUA lunga quanto la lunghezza del muro e con una larghezza di circa 3,5 m.

Al fine di garantire delle caratteristiche geomeccaniche migliori e più uniformi sotto tutto lo sviluppo della struttura, è necessario bonificare il substrato di fondazione per almeno 50 cm sotto il piano di imposta sostituendolo con materiale grossolano (ghiaie e ciottoli), debitamente rullato e costipato.

Con questo intervento di BONIFICA GEOMECCANICA si otterrà che alla profondità di 1,0 m dallo 0 RIF. tutto il terreno di fondazione si comporta in modo coerentemente uniforme (substrato ovunque riconducibile ad un orizzonte sabbioso-ghiaioso costipato ricostruito meccanicamente e identificato come ORIZZONTE A'); tale orizzonte avrà caratteristiche geomeccaniche buone del tutto comparabili all'orizzonte litologico sottostante (ORIZZONTE B: sabbie e ghiaie con ciottoli costipate).

Sarà quindi verificata di seguito la seguente ipotesi di fondazione:

- **MURI DI SOSTEGNO: FONDAZIONI CONTINUE con larghezza di 3,5 m con piano di imposta =1,0 m dallo 0 RIF. all'interno dell'orizzonte A' (ORIZZONTE BONIFICATO GEOMECCANICAMENTE con spessore di circa 50 cm) COSTITUITO DA GHIAIE E CIOTTOLI RULLATE E COSTIPATE meccanicamente. Il materiale riportato verrà steso in strati da 25 cm ciascuno e vibrato, rullato e costipato in modo da renderlo coerente e robusto.**

SISMICITA' DELL'AREA

Con l'introduzione dell'**O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003** e succ. modif. sono stati rivisti i criteri per l'individuazione delle zone sismiche. Inoltre sono state definite le norme tecniche per la progettazione di nuovi edifici, di nuovi ponti, per le opere di fondazione, per le strutture di sostegno.

La suddetta ordinanza riporta, sino alla deliberazione delle Regioni, le nuove classificazioni sismiche individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale". In particolare, l'intero territorio è stato suddiviso in quattro livelli.

Nello specifico i territori comunali di Orzinuovi e Soncino ricadono, per quanto indicato in Allegato A "Classificazione sismica dei comuni italiani" della sopra citata Ordinanza **in zona 2**.

L'Ordinanza precisa che "Ciascuna zona sarà individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo lo schema riportato nella Tabella 3.1.1 che segue.

Tabella 3.1.1

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15 - 0,25	0,25
3	0,05 - 0,15	0,15
4	< 0,05	0,05

Il terreno indagato secondo lo schema presente nell'Ordinanza risulta appartenente alla categoria di **suolo di fondazione tipo "B"**, "Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità caratterizzati da valori di V_{s30} compresi fra 360 e 800 m/s (**NSPT >50, $C_u > 250$ Kpa**)" così come specificato al paragrafo 3.1 del Capitolo 3 "Azione sismica" di dette norme. Tale classificazione è stata possibile grazie al profilo sismico ottenuto dalle prove MASW eseguite che hanno permesso di ottenere il valore di V_{s30} .

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo di fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il calcolo dei valori sopra citati sono stati considerati i seguenti parametri in base al tipo di opera in progetto:

- **Vita nominale dell'opera V_N :** intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata

Tabella 1 – Vita nominale v_n per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali -Strutture in fase costruttiva1	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- **Classe d'uso:** classe nella quale sono suddivise le opere, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso

L'opera in progetto appartiene alla Classe d'uso II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la **vita nominale N_V** per il **coefficiente d'uso C_U** :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente Tabella:

Tabella n. 2 -Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0.7	1.0	1.5	2.0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni

Dopo aver definito la Vita Nominale e la Classe d'uso e possibile, quindi, calcolare il **Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R** come:

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Tabella 3 -riassuntiva

tipo di costruzione	2
vita nominale	≥ 50
classe d'uso	II
coefficiente C_u	1,0

vita di riferimento $V_r = V_n * C_u$	50
---------------------------------------	----

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA -STIMA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

Le *azioni sismiche di progetto* si definiscono a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (“periodo di riferimento” V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “**Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento**” (P_{VR}).

La pericolosità sismica è definita in termini di :

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A, ecc.), con superficie topografica orizzontale (categoria T1; ecc.);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

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

- **a_g** accelerazione orizzontale massima al sito;
- **F_o** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- **T^*C** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Tabella n.4 -Categorie topografiche

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i \leq 15^\circ \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E il *coefficiente di Amplificazione stratigrafica* (S_s) e il *coefficiente funzione della categoria di sottosuolo* (C_c) possono essere calcolati in funzione dei valori di F_o (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella seguente Tabella, nella quale g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi:

Tabella n. 5 -Espressioni di SS e di CC

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S _s	C _c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.20$	$1.10 * (T_c) - 0.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.50$	$1.05 * (T_c) - 0.33$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.80$	$1.25 * (T_c) - 0.50$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.60$	$1.15 * (T_c) - 0.40$

AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella seguente Tabella, in funzione delle categorie topografiche definite in Tabella n.4 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella n. 6 -Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	ST
T1		1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove ST assume valore unitario.

L'elaborazione dei dati è stata effettuata mediante l'utilizzo del programma **GEOSTRU**, da cui sono stati ottenuti i seguenti **parametri sito-specifici**:

Determinazione dei parametri sismici	
(1)* Coordinate WGS84	
Lat. <input type="text" value="45,399097"/>	Long. <input type="text" value="9,8903066"/>
(1)* Coordinate ED50	
Lat. <input type="text" value="45,400027"/>	Long. <input type="text" value="9,891349"/>
Classe dell'edificio	
<input type="text" value="II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali..."/> <input type="button" value="Cu = 1"/>	
Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)	

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50 anni

In funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} vengono calcolati i valori a_g , F_0 , T^*C e del periodo di ritorno:

Tabella 7 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite		PVR	Periodo di ritorno (anni)	a_g (g) valori nominali	F_0	T^*C (sec)
SLE esercizio	Operatività SLO	81%	30	0.035	2.463	0.207
	Danno SLD	63%	50	0.045	2.443	0.232
SLU ultimo	Vita SLV	10%	475	0.121	2.454	0.277
	Collasso SLC	5%	975	0.155	2.484	0.286

Dove:

SLE = stati limite di esercizio

SLO = stato limite di operatività: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

SLD = stato limite di danno: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

SLU = stati limite ultimi

SLV = stato limite di salvaguardia della vita: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

SLC = stato limite di prevenzione del collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli nei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Tabella n. 8 - Coefficienti sismici stati limite

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,200	1,510	1,000	0,008	0,004	0,411	0,200
SLD	1,200	1,470	1,000	0,011	0,005	0,530	0,200
SLV	1,200	1,420	1,000	0,035	0,017	1,419	0,240
SLC	1,200	1,410	1,000	0,045	0,022	1,830	0,240

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Allo scopo di ottenere utili informazioni tecniche destinate ad una corretta interpretazione delle caratteristiche geologiche dei terreni di fondazione dell'opera in progetto sono state eseguite le seguenti indagini:

- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo (sondaggi S1 e S2) spinti fino a -5 m dal p.c.:
 - S1 sponda sinistra bresciana
 - S2 sponda destra cremonese
- n. 2 prova penetrometriche standard SPT all'interno dei fori di sondaggio (n.1 prova per ogni sondaggio);
- n. 2 prove sismiche MASW.

Per la sponda bresciana la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO è la quota del piano campagna = 71,60 m s.l.m. (rilievo planialtimetrico del 2014 – vedi allegato), che corrispondente con il piano di inizio del sondaggio S1.

Per la sponda cremonese la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO è la quota del piano campagna = 71,65 m s.l.m. (rilievo planialtimetrico del 2009 – vedi allegato), che corrispondente con il piano di inizio del sondaggio S2.

L'ubicazione delle indagini effettuate viene riportata nelle planimetrie allegato.

Sondaggi a carotaggio continuo (identificati con le sigle S1 e S2)

I sondaggi geognostici sono stati eseguiti tramite l'impiego di una sonda idraulica, con tecnica a rotazione a carotaggio continuo e rivestimento delle pareti del foro.

Le operazioni di carotaggio sono state eseguite con utilizzo di acqua e recupero integrale del terreno attraversato. E' stato utilizzato un carotiere semplice con diametro di 131 mm; per il rivestimento del foro sono stati utilizzati tubi con diametro di 152 mm.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche salienti dei sondaggi eseguiti.

Sondaggio	Quota inizio sondaggio in metri	Profondità (m da p.c.)
S1 (sponda sinistra bresciana – comune di Orzinuovi)	0 RIF. =71,60 m s.l.m. (agg. rilievo 2014)	5,0
S2 (sponda destra cremonese – comune di Soncino)	0 RIF. =71,65 m s.l.m. (rilievo 2009)	5,0

Il materiale prelevato è stato alloggiato in apposite cassette catalogatrici, successivamente conservate nella zona di cantiere.

I sondaggi hanno permesso di ricostruire la successione litostratigrafica del sottosuolo, permettendo inoltre di realizzare delle specifiche prove in foro

per la definizione dei parametri geotecnici (Prove Penetrometriche Standard - SPT).

La descrizione dettagliata delle stratigrafie dei sondaggi viene riportata negli appositi moduli stratigrafici in appendice corredati dalla relativa documentazione fotografica.

Prove Penetrometriche Standard (SPT)

All'interno di ogni sondaggio in fase di avanzamento sono state eseguite n.2 prove penetrometriche standard SPT (per un totale di n.4 prove), i cui risultati sono riassunti nella tabella seguente.

Sondaggio	Profondità (m dal 0.0 RIF)	Valori N (n°colpi x 15cm di avanzamento)	Valori Nspt
S1	2.50 ÷ 2.95	50 - R	R
S2	2.50 ÷ 2.95	50 - R	R

La prova SPT avviene a fondo foro di sondaggio, in fase di avanzamento, consentendo l'investigazione di specifici livelli posti a determinate profondità. Ciascuna prova si riferisce al valore della resistenza del terreno offerta per l'infissione di un tratto di 45cm (espresso con tre valori, riferiti a 15cm ciascuno). La prova giunge a rifiuto (R) quando supera i 50 colpi per un avanzamento minore di 15 cm.

Per l'esecuzione delle prove è stata utilizzata un'attrezzatura avente le caratteristiche tecniche di seguito riportate:

- maglio in acciaio del peso di 63.5kg
- caduta libera del maglio di 760mm
- dispositivo con sganciamento automatico del maglio
- punta conica con angolo di 60°
- aste Ø 50 mm / spessore 5.9 mm

Indagine sismica: prove MASW

Per la definizione del profilo sismico del sottosuolo e quindi per la stima del valore delle Vs30 sono state eseguite **n. 2 indagini sismiche con metodologia MASW**. La MW1 sulla sponda sinistra bresciana (proprietà Marchetti nel Comune di Orzinuovi) e la MW2 sulla sponda destra cremonese nel comune di Soncino.

La prova MASW in sito è stata eseguita utilizzando un sismografo multicanale ad incrementi di segnale, della P.A.S.I. mod. 16SG24 a 24 canali,

Le specifiche tecniche dello strumento sono:

- processore: Pentium 200 MMx Intel,
- Trattamento dati: Floating Point 32-Bit,

-Ambiente operativo:	Windows 3.11,
-Canali:	24
-Display:	VGA colori LCD_TFT 10,4"
-Supporto memorizz.:	Hard Disk 2,1 Gb
-Risoluzione acquisizione:	6/24 bit
-Sonde ambiente interne:	temperatura, umidità relativa
-Formato dati:	Pasi (.osv) e SEG-2 (.dat),
-Durata acquisizioni:	Rifrazione, 32÷2048 ms Riflessione, 32÷16384 ms,
-Tempi campionamento:	da 16 µs a 2 ms
-Filtri digitali:	Passa alto (25÷400 Hz) Passa Basso (100÷250 Hz)
	Notch (50÷180 Hz)
-Attivazione filtri:	in acquisizione o manualmente
-Trigger:	inibizione impulsi dovuti a rimbalzi

- Ricevitori – 24 geofoni da 4,5 Hz collegati in serie da due cavi con lunghezza 110 m l'uno.
- Sorgente impulsiva: mazza battente da 10 Kg con piastra metallica 15x15 cm su cui battere, da disporre sul terreno.
- Bindella metrica per posizionare i ricevitori

Configurazione spaziale delle prove MASW in sito

La prova MASW fornisce il profilo di velocità monodimensionale, assumendo un valore medio di velocità lungo lo stendimento dei ricevitori. La lunghezza dello stendimento dipende sia dal numero dei ricevitori utilizzati, sia dallo spazio disponibile. Normalmente si dispongono ad un interasse costante compreso tra 0,5 m e 3 m. A parità di numero di ricevitori un interasse maggiore consente di avere uno stendimento più lungo e quindi una maggiore risoluzione della curva di dispersione lungo la coordinata numero d'onda K; tuttavia si riduce il numero d'onda di Nyquist oltre cui diminuisce l'affidabilità del segnale misurato. Viceversa un interasse piccolo può essere necessario in piccoli spazi e consente un intervallo più ampio di numeri d'onda, ma comporta una minore risoluzione della curva di dispersione lungo i numeri d'onda. In questo caso, per esigenze logistiche di cantiere, si è deciso di adottare un interasse pari a 2,0 metri che con 24 ricevitori consente di coprire una lunghezza totale di 48 metri per la MW1 e un interasse pari a 1,5 metri e una lunghezza totale di 34,5 metri per la MW2.

La sorgente è stata posta ad una distanza pari a 10 metri nella MW1 e a 15 metri nella MW2.

Valutazione del suolo di fondazione (Azione sismica di progetto Vs30)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto sono stati esaminati i dati ottenuti dalle prospezioni MASW, che permettono di caratterizzare il sottosuolo basandosi sulla misura diretta dei valori della velocità media delle onde di taglio Vs. Da tale analisi (vedi scheda Metodo Masw) si sono ottenuti i relativi valori di velocità delle onde Vs, per i vari strati individuati, di seguito riassunti:

Prospezione **prova MW 1 (sponda sx bresciana)** onde di Rayleigh

1° strato:	velocità media onde Vs 251 m/sec	spessore medio 1,70 m
2° strato:	velocità media onde Vs 323 m/sec	spessore medio 2,80 m
3° strato:	velocità media onde Vs 368 m/sec	spessore medio 4,70 m
4° strato:	velocità media onde Vs 453 m/sec	spessore medio 7,80 m
5° strato:	velocità media onde Vs 592 m/sec	spessore medio 13,00m

Prospezione **prova MW 2 (sponda dx cremonese)** onde di Rayleigh

1° strato:	velocità media onde Vs 213 m/sec	spessore medio 1,06 m
2° strato:	velocità media onde Vs 393 m/sec	spessore medio 1,91 m
3° strato:	velocità media onde Vs 355 m/sec	spessore medio 3,57 m
4° strato:	velocità media onde Vs 441 m/sec	spessore medio 6,59 m
5° strato:	velocità media onde Vs 630 m/sec	spessore medio 16,87m

In base a quanto sopra la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20-3-2003 e art. 3.2.2 DM 14-01-08), ai vari strati sismostratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità Vs direttamente misurate, consentendo di ottenere la Vs30, cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, dall'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

Dove:

hi = spessore dello strato i-esimo

VS_i = velocità onde S nello stato i-esimo

N = numero strati considerati

ottenendo in base ai dati sopra esposti, valori di Vs30 rispetto al piano di esecuzione dell'indagine, di:

Masw 1 - Vs₃₀ = 445 m/sec

Masw 2 - Vs₃₀ = 487m/sec

che corrispondono ad una **Categoria del suolo di fondazione di tipo B** (Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità caratterizzati da valori di Vs30 compresi fra 360 e 800 m/s (NSPT >50, Cu > 250 Kpa).

SPONDA SINISTRA BRESCIANA FIUME OGLIO (PROP. MARCARINI- COMUNE DI ORZINUOVI)

CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA DEL TERRENO DI SOTTOFONDAZIONE

- CATEGORIA TOPOGRAFICA: T1
- CATEGORIA SISMICA SUOLO (OPCM 3274/2003) : TIPO B

L'elaborazione dei dati desunti dal sondaggio S1 e dalla prova sismica MASW 1 ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico del sottosuolo e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dalle fondazioni delle opere in progetto.

0 RIF. = QUOTA PIANO CAMPAGNA = 71,60 m s.l.m. (rilievo maggio 2014)

Modello litostratigrafico del sottosuolo

A	(da 0,0 a 2,0 m) riporto sabbioso-ghiaioso
B	(oltre 2,00 m) sabbie e ghiaie con ciottoli in matrice limosa

Modello geomeccanico

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei livelli riconosciuti, suddivisi in base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento e proprietà fisico-meccaniche; per ciascuna grandezza fisica considerata, è stato riportato un range di valori di riferimento.

Orizzonte A – RIPORTO SABBIOSO-GHIAIOSO (da 0,0 a 2,0 m dal piano campagna)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			mediamente costipata
Peso di volume	γ	t/m ³	1,90
Peso di volume saturo	γ sat.	t/m ³	2,10
Coefficiente poisson	ν		0,35
Angolo di attrito	ϕ	°	30
Coesione non drenata	c_u	Kg/cm ²	/
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	120
Densità relativa	D_r	%	45
Coefficiente spinta a riposo*	K_0	-	0,50

Orizzonte B –SABBIE E GHIAIE CON CIOTTOLI IN MATRICE LIMOSA (oltre 2,0 m dal piano campagna)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			Ben costipata
Peso di volume	γ	t/m ³	2,00
Peso di volume saturo	γ sat.	t/m ³	2.20
Coefficiente poisson	ν		0,35
Angolo di attrito	\emptyset	°	36
Coesione non drenata	C_u	Kg/cm ²	/
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	200
Densità relativa	D_r	%	75
Coefficiente spinta a riposo*	K_0	-	0,41
Angolo di attrito terreno-calcestruzzo**	\emptyset_{tc}	°	25,8
Coefficiente di adesione terreno-calcestruzzo			0

* $K_0 = 1 - \text{sen } \emptyset$

** $\emptyset_{tc} = \arctan (2/3 * \text{tg } \emptyset)$

Nella seguente tabella, viene riportato per ogni orizzonte individuato il valore caratteristico * di resistenza al taglio ottenuto analiticamente partendo dai valori medi sopra riportati:

Orizzonte A

\emptyset' m	30° valore medio
\emptyset' k	30° valore caratteristico
\emptyset' d	24° valore di progetto

Orizzonte B

\emptyset' m	36° valore medio
\emptyset' k	36° valore caratteristico
\emptyset' d	30° valore di progetto

CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA DEL TERRENO DI SCARPATA ESISTENTE

MODELLO LITOSTRATIGRAFICO DELLA SCARPATA: Si tratta di un deposito riportato di sabbia sciolta vegetata (debolmente stabilizzata e soggetta a scivolamento superficiale) ammassata al manufatto stradale con pendenza pari all'angolo di natural riposo del pendio (circa 45°)

Modello geomeccanico interpretativo del terreno di scarpata esistente controstrada

RIPORTO SABBIOSO SCIOLTO			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			sciolto
Peso di volume	γ	t/m ³	1,80
Peso di volume saturo	γ sat.	t/m ³	2,00
Coefficiente poisson	ν		0,30
Angolo di attrito	ϕ	°	26
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	/
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	60
Densità relativa	Dr	%	30
Coefficiente spinta a riposo*	K ₀	-	0,57

SPONDA DESTRA CREMONESE FIUME OGLIO (COMUNE DI SONCINO)

CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA DEL TERRENO DI SOTTOFONDAZIONE

- CATEGORIA TOPOGRAFICA: T1
- CATEGORIA SISMICA SUOLO (OPCM 3274/2003) : TIPO B

L'elaborazione dei dati desunti dal sondaggio S2 e dalla prova sismica MASW 2 ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico del sottosuolo e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dalle fondazioni delle opere in progetto.

0 RIF. = QUOTA PIANO CAMPAGNA = 71,65 m s.l.m. (rilievo 2009)

Modello litostratigrafico del sottosuolo

A	(da 0,0 a 1,80 m) riporto sabbioso-ghiaioso
B	(oltre 1,80 m) sabbie e ghiaie con ciottoli costipate ("mistone")

Modello geomeccanico

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei livelli riconosciuti, suddivisi in base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento e proprietà fisico-meccaniche; per ciascuna grandezza fisica considerata, è stato riportato un range di valori di riferimento.

Orizzonte A – RIPORTO SABBIOSO-GHIAIOSO (da 0,0 a 1,8 m dal piano campagna)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			mediamente costipata
Peso di volume	γ	t/m ³	1,90
Peso di volume saturo	$\gamma_{\text{sat.}}$	t/m ³	2,10
Coefficiente poisson	ν		0,35
Angolo di attrito	ϕ	°	30
Coesione non drenata	c_u	Kg/cm ²	/
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	120
Densità relativa	D_r	%	45
Coefficiente spinta a riposo*	K_0	-	0,50

Orizzonte B –SABBIE E GHIAIE CON CIOTTOLI COSTIPATE (“MISTONE”) (oltre 1,8 m dal piano campagna)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			Ben costipata
Peso di volume	γ	t/m ³	2,00
Peso di volume saturo	γ sat.	t/m ³	2.20
Coefficiente poisson	ν		0,35
Angolo di attrito	\emptyset	°	36
Coesione non drenata	C_u	Kg/cm ²	/
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	200
Densità relativa	D_r	%	75
Coefficiente spinta a riposo*	K_0	-	0,41
Angolo di attrito terreno-calcestruzzo**	\emptyset_{tc}	°	25,8
Coefficiente di adesione terreno-calcestruzzo			0

* $K_0 = 1 - \text{sen } \emptyset$

** $\emptyset_{tc} = \arctan (2/3 * \text{tg } \emptyset)$

Nella seguente tabella, viene riportato per ogni orizzonte individuato il valore caratteristico * di resistenza al taglio ottenuto analiticamente partendo dai valori medi sopra riportati:

Orizzonte A

\emptyset' m	30° valore medio
\emptyset' k	30° valore caratteristico
\emptyset' d	24° valore di progetto

Orizzonte B

\emptyset' m	36° valore medio
\emptyset' k	36° valore caratteristico
\emptyset' d	30° valore di progetto

CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA DEL TERRENO DI SCARPATA ESISTENTE

MODELLO LITOSTRATIGRAFICO DELLA SCARPATA: Si tratta di un deposito riportato di sabbia sciolta vegetata (debolmente stabilizzata e soggetta a scivolamento superficiale) ammassata al manufatto stradale con pendenza pari all'angolo di natural riposo del pendio (circa 45°)

Modello geomeccanico interpretativo del terreno di scarpata esistente controstrada

RIPORTO SABBIOSO SCIOLTO			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			sciolto
Peso di volume	γ	t/m ³	1,80
Peso di volume saturo	$\gamma_{\text{sat.}}$	t/m ³	2,00
Coefficiente poisson	ν		0,30
Angolo di attrito	\emptyset	°	26
Coesione non drenata	C_u	Kg/cm ²	/
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	60
Densità relativa	D_r	%	30
Coefficiente spinta a riposo*	K_0	-	0,57

***il valore caratteristico k** rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

Nel caso specifico è stato determinato il valore caratteristico dell'angolo di attrito e della coesione non drenata C_u .

I valori caratteristici di \emptyset' sono determinabili con la seguente relazione:

$$\emptyset'k = \emptyset'm (1 + C_x V_{\emptyset'})$$

Si tenga presente che quanto indicato per l'angolo di attrito interno \emptyset' vale anche per la coesione non drenata C_u , applicando la medesima formula

dove:

$\emptyset'k$ = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

$\emptyset'm$ = valore medio dell'angolo di attrito;

$V_{\emptyset'}$ = coefficiente di variazione di \emptyset' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio (deviazione standard) e la media dei valori di \emptyset' ;

C = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L' Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di **C = - 1,645**.

Di conseguenza la precedente relazione diventa:

$$\sigma_k = \sigma_m (1 - 1,645 V\sigma)$$

° coefficiente di variazione $=V\sigma$ = rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori

Si riportano per completezza alcune importanti precisazioni riportate nelle Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) sulle NTC 2008

A) Valori caratteristici circa uguali ai valori medi

Nelle valutazioni che il geotecnico deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato, secondo il CSLP, il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno (in fondazioni superficiali o in una frana il volume interessato dalla superficie di rottura è grande), con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

B) Valori caratteristici circa uguali ai valori minimi

Valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno (ad es. terreno di base di un palo, verifica a scorrimento di un muro), con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; (ad esempio, effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata).

Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta

operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.

I valori di progetto (σ_d) di σ o ($C_u d$) di C_u , sono determinabili invece con la seguente relazione, dove σ_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno

$$\sigma_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \sigma_k}{1,25} \right)$$

DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE (Rd)

Affinché una fondazione possa sorreggere con sicurezza il carico di progetto nei riguardi della rottura in generale, in tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Ed \leq Rd$$

Dove:

Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd= valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La veridicità della suddetta condizione deve essere verificata applicando tre diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le **azioni (A1 e A2)**, per i **parametri geotecnici (M1 e M2)** e per le **resistenze (R1, R2 e R3)**.

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più cautelativa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più cautelativa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

- Combinazione 1: (A1+M1+R3)

In particolare, relativamente alle caratteristiche di portanza dei terreni, è stata svolta la procedura che prevede la **verifica allo stato limite ultimo di tipo geotecnico** (per fondazioni superficiali) seguendo **l'approccio progettuale 1-combinazione 2 - GEO (A2+M2+R2)** del suddetto D.M. 14.01.08.

Le verifiche sono state effettuate tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle; (i parametri di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti del gruppo R2); per confronto si è poi proceduto alla **verifica dello stato limite applicando l'approccio 2 - combinazione 1**

La capacità portante alla base delle fondazioni è stata calcolata applicando la seguente relazioni di Brinch – Hansen nell'ipotesi di FONDAZIONI CONTINUE.

$$Rd = 1/2 * B * \gamma * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} * b_{\gamma} * g_{\gamma} * z_{\gamma} + c * N_c * s_c * i_c * b_c * g_c * d_c * z_c + q * s_q * i_q * b_q * g_q * d_q * z_q$$

dove :

$N_c N_q N_\gamma$	=	Fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
$s_c s_q s_\gamma$	=	Fattori di forma della fondazione;
$i_c i_q i_\gamma$	=	Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
$b_c b_q b_\gamma$	=	Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
$g_c g_q g_\gamma$	=	Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del p. c.;
$z_c z_q z_\gamma$	=	Fattori correttivi che tengono dell'inerzia dovuta al sisma (solo per condizioni dinamiche)
$D_c d_q$	=	Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
γ	=	Peso specifico del terreno sotto il piano di fondazione;
q	=	Carico litostatico presente sopra il piano di fondazione (proporzionale all'altezza del confinamento laterale);

Si è proceduto quindi a verificare la capacità portante del terreno per la seguente tipologia di fondazione:

- **MURI DI SOSTEGNO: FONDAZIONI CONTINUE con larghezza di 3,5 m con piano di imposta =1,0 m da 0 RIF. appoggiato sull'orizzonte A' (orizzonte di bonifica realizzato con il riporto di ghiaie grossolane rullate e costipate meccanicamente per almeno 50 cm).**

Sulla base delle ipotesi di fondazione indicate e delle caratteristiche geotecniche del terreno (ridotte secondo gli opportuni coefficienti sulla base della normativa sismica) è opportuno rispettare i valori di R_d indicati nella tabella seguente, calcolate applicando due diverse combinazioni; per entrambe è stata verificata la seguente condizione:

$$E_d \leq (R_d / \gamma_R)$$

SPONDA SINISTRA BRESCIANA – COMUNE DI ORZINUOVI

Tipologia di fondazione ipotizzata: **FONDAZIONI CONTINUE**
 Profondità di imposta: **= 1,0 m da 0 rif. nell'orizzonte A' costipato meccanicamente**
 Dimensione fondazione: **LARGHEZZA 3,5 m - LUNGHEZZA 10 m**

APPROCCIO	Combinazione	R_d (Kg/cm ²)	γ_R	Q_{SLU} (Kg/cm ²)	Cedimento(cm) $Q_{SLE} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
1	2 - GEO (A2+M2+R2)	4,32	1,8	2,4	1,0
2	1 (A1+M1+R3)	5,20	2,3	2,6	1,0

SPONDA DESTRA CREMONESE – COMUNE DI SONCINO

Tipologia di fondazione ipotizzata: **FONDAZIONI CONTINUE**
 Profondità di imposta: **= 1,0 m da 0 rif. nell'orizzonte A' costipato meccanicamente**
 Dimensione fondazione: **LARGHEZZA 3,5 m - LUNGHEZZA 10 m**

APPROCIO	Combinazione	Rd (Kg/cm ²)	γ_R	Q _{SLU} (Kg/cm ²)	Cedimento(cm) Q _{SLE} = 1,5 Kg/cm ²
1	2 - GEO (A2+M2+R2)	4,32	1,8	2,4	1,0
2	1 (A1+M1+R3)	5,20	2,3	2,6	1,0

Dalle verifiche eseguite è emerso che **la combinazione 2 (GEO) è risultata la più cautelativa in termini di calcolo della capacità portante SLU**, rispetto all'APPROCIO 2 combinazione 1.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Nel calcolo dei cedimenti è stato ipotizzato un carico di esercizio Q_{SLE} pari 1,5 kg/cm² per la tipologia di fondazione indicata. Per il calcolo dei cedimenti è stato fatto riferimento alla teoria dell'elasticità adottando il metodo di Schmertmann.

Nel dimensionamento delle fondazioni è necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato.

Tali cedimenti dovranno essere ovviamente inferiori ad un valore critico che, se superato, potrebbe generare inconvenienti nella struttura.

E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione dal carico di esercizio determinato nelle ipotesi di fondazione indicate.

Nel calcolo dei cedimenti è stato ipotizzato un carico strutturale di esercizio QSLE inferiore rispetto al Q_{SLU}.

Con tale valore di carico di esercizio i cedimenti assumono valori accettabili per la struttura.

SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Ai sensi della citata Legge 64/74, del D.M. 19/6/1984 e dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003, in aree classificate sismiche deve essere valutata la possibilità che insorgano fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione in seguito alle vibrazioni prodotte dalle scosse telluriche.

I fenomeni di liquefazione possono verificarsi in particolari condizioni, come quelle indotte da un sisma di Magnitudo superiore a 6, in terreni a granulometria fine (sabbioso-limosi), allo stato sciolto o poco addensato, in falda oppure interessati dalle oscillazioni della falda stessa.

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Se si esprime la resistenza al taglio attraverso la relazione di Coulomb:

$$\tau = c + (\sigma_{v0} - u) \tan \varphi$$

con:

c = coesione del terreno

σ_{v0} = pressione litostatica totale agente alla profondità d'indagine

u = pressione interstiziale dell'acqua

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno,

È evidente che la grandezza $\langle \tau \rangle$ si può annullare solo nel caso in cui siano verificate le condizioni:

a) $c = 0$;

b) $(\sigma_{v0} - u) = 0$;

(il caso $\varphi = 0$ non ha importanza pratica, perché può verificarsi solo in terreni coesivi in condizioni non drenate, dove però la condizione $\langle c=0 \rangle$ non può ovviamente verificarsi).

La condizione a) vieta che il fenomeno della liquefazione possa verificarsi in terreni coesivi o incoerenti ma con una significativa frazione argillosa o limosa plastica.

La condizione b) si verifica, quando la pressione interstiziale uguaglia la pressione totale esercitata ad una data profondità dalla colonna di terreno sovrastante e dagli eventuali sovraccarichi presenti in superficie ($\sigma_{v0} = u$).

In definitiva il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua.

Per il caso specifico il calcolo della suscettibilità alla liquefazione è stato effettuato utilizzando il **metodo semplificato di Seed e Idriss (1982)** che si basa su dati provenienti da prove penetrometriche dinamiche (valori di N_{spt}).

Al contrario della maggior parte dei metodi empirici, quelli semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione **dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie** e della **magnitudo di riferimento**.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Cioè in pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}.$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1.

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche, statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da stendimenti di sismica a rifrazione.

Nel metodo di Seed & Idriss (1982) la resistenza alla liquefazione può essere stimata con la seguente formula:

$$R = Na / 90$$

con:

$$Na = N_{spt} \left(\frac{1.7}{\sigma_v + 0.7} \right) + N_1$$

σ_v (kg/cmq) = pressione verticale efficace;

N_1 = 0 se d_{50} (mm) > 0.25, 7.5 se d_{50} (mm) ≤ 0.25.

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1.3$.

I valori di N_{spt} sono stati desunti dalle prove penetrometriche realizzate.

L'analisi è stata effettuata con il software Liquef ver.2.3 della Programgeo.

L'analisi è stata effettuata per ogni singolo livello (orizzonte litotecnico) individuati in precedenza (orizzonte A e Orizzonte B).

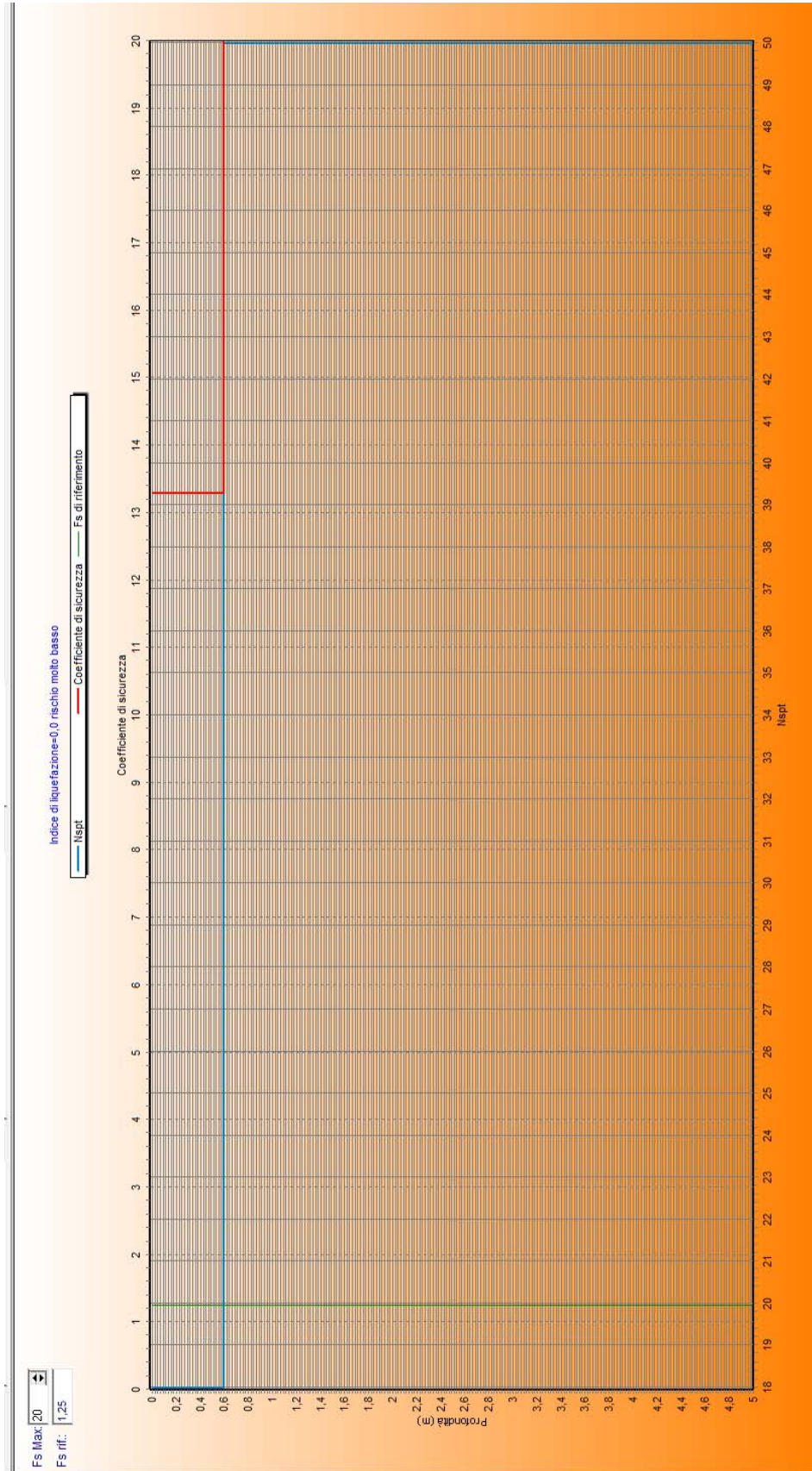
I risultati della verifica vengono riportati nella tabella e nel grafico alla pagina seguente. In particolare in tabella sono riportati lo sforzo tagliante indotto dal sisma, la resistenza al taglio mobilitata nel terreno ed il coefficiente di sicurezza alla liquefazione (F_s); sul grafico si riporta anche l'andamento di F_s con la profondità.

Il programma fornisce inoltre la stima dell'indice di liquefazione che nel caso specifico risulta pari a zero, indicando pertanto un "**rischio molto basso**".

Come si evince dalla tabella la verifica alla liquefazione risulta soddisfatta (valore di $F_s > 1.3$ per tutti i livelli discretizzati), pertanto il terreno di sottofondazione può essere ritenuto **NON LIQUEFACIBILE**.

Committente: Parco Oglio Nord						
Località: Orzinuovi - Soncino				Descrizione:		
Note:					Sigla:	
Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Seed e Idriss (1982)						
Profondità (m)	N_{spt}	Gamma (t/mc)	d_{50} (mm)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_s
0,6	18	1,9	0,6	0,094	0,449	13,29
5	50	2	0,6	0,092	0,753	22,73

Profondità tetto falda(m): 3,5		Profondità base falda(m): 5	
Accelerazione sismica di progetto(g)= 0,145		Magnitudo di riferimento= 5,5	
Indice di liquefazione=0,0 rischio molto basso			
Fattore di correzione della magnitudo MSF: 2,78		$F_s = MSF \times R / T$	



CONCLUSIONI

L'indagine eseguita ha consentito di giungere ad una caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, consentendo di verificare la fattibilità dell'intero progetto. Dal punto di vista geologico tecnico nulla osta alla all'esecuzione dei lavori, purché siano rispettate le prescrizioni riportate in precedenza e qui riassunte:

SPONDA SINISTRA OGLIO – COMUNE DI ORZINUOVI (prov. BS)

- superficie di riferimento (0 RIF.): quota del piano campagna = 71,60 m s.l.m. (rilievo planialtimetrico agg. 2014 – vedi allegato), che corrispondente con il piano di inizio del sondaggio S1.
- Falda acquifera: In corrispondenza del sondaggio S1 eseguito a maggio 2014 il livello della falda freatica è stato individuato a circa -3,5 m di profondità dal p.c., che corrisponde ad una quota assoluta di 68,10 m s.l.m. Tale valore piezometrico di soggiacenza della falda, che corrisponde col livello del fiume Oglio al momento dell'indagine, può subire delle oscillazioni sono legate al regime idrico di magra e di piena del Fiume. La massima risalita verticale del livello di falda utilizzata nei calcoli geotecnici è stata fatta coincidere con il piano campagna, che durante gli eventi maggior piena potrebbe venire completamente sommerso dalle acque.
- Categoria sismica di suolo: **tipo “B”**
- Fondazione verificata MURO DI SOSTEGNO: **FONDAZIONI CONTINUE**
- Piano di imposta delle fondazioni = **1,0 m da 0 RIF. sull'orizzonte A' (orizzonte di bonifica realizzato con il riporto di ghiaie grossolane rullate e costipate meccanicamente).**
- Si suggerisce di confrontare lo sforzo indotto sul terreno dai carichi adottati per la verifica allo SLU con il **QSLU = 2,4 kg/cm²** derivante dall' APPROCIO 1- Combinazione 2 - GEO (A2-M2-R2) ritenuto più cautelativo rispetto all'approcio 2.
- cedimenti: **accettabili i secondari**
- coefficiente di sottofondazione **K Winkler: 2,5 Kg/cm³**

SPONDA DESTRA OGLIO – COMUNE DI SONCINO (prov. CR)

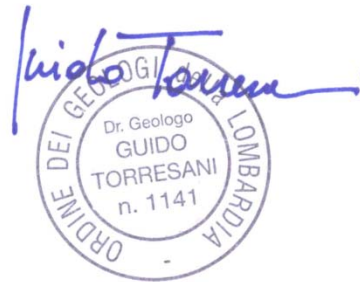
- superficie di riferimento (0 RIF.): quota del piano campagna = 71,65 m s.l.m. (rilievo planialtimetrico del 2009 – vedi allegato), che corrispondente con il piano di inizio del sondaggio S2.
- Falda acquifera: In corrispondenza del sondaggio S2 eseguito a maggio 2014 il livello della falda freatica è stato individuato a circa -3,5 m di profondità dal p.c., che corrisponde ad una quota assoluta di 68,10 m s.l.m. Tale valore piezometrico di soggiacenza della falda, che corrisponde col livello del fiume Oglio al momento dell'indagine, può subire delle oscillazioni sono legate al regime idrico di magra e di piena del Fiume. La massima risalita verticale del livello di falda utilizzata nei calcoli geotecnici è stata fatta coincidere con il piano campagna, che durante gli eventi maggior piena viene completamente sommerso dalle acque.
- Categoria sismica di suolo: **tipo “B”**

- Fondazione verificata MURO DI SOSTEGNO: **FONDAZIONI CONTINUE**
- Piano di imposta delle fondazioni =1,0 m da 0 RIF. **sull'orizzonte A' (orizzonte di bonifica realizzato con il riporto di ghiaie grossolane rullate e costipate meccanicamente).**
- Si suggerisce di confrontare lo sforzo indotto sul terreno dai carichi adottati per la verifica allo SLU con il **QSLU = 2,4 kg/cm²** derivante dall' APPROCIO 1- Combinazione 2 - GEO (A2-M2-R2) ritenuto più cautelativo rispetto all'approcio 2.
- cedimenti: **accettabili i secondari**
- coefficiente di sottofondazione **K Winkler: 2,5 Kg/cm³**

Spetta alla Direzione Lavori verificare che il piano di posa delle fondazioni sia solido e non costituito da materiale alterato.

Si rimane infine a disposizione per ulteriori ed eventuali chiarimenti, qualora in fase di esecuzione dei lavori si presentasse una situazione diversa da quella prospettata.

Orzinuovi, 17/06/2014



ALLEGATI

- Inquadramento corografico (CTR scala 1: 10.000)

- Inquadramento dell'intervento su foto aerea con ubicazione delle indagini eseguite

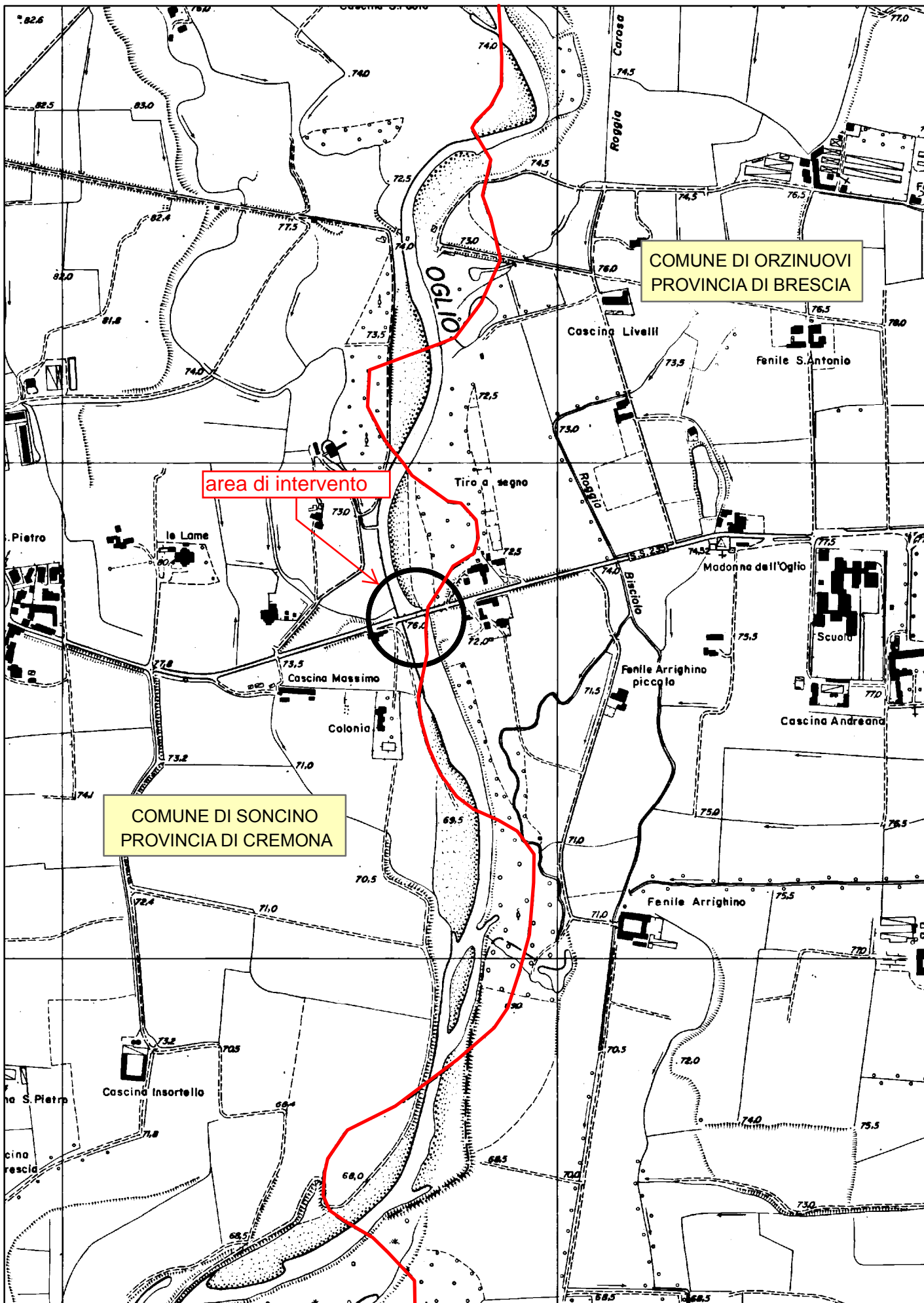
SPONDA SINISTRA OGLIO – COMUNE DI ORZINUOVI (prov. BS)

- Planimetria su base catastale (scala 1:2.000) con ubicazione sondaggio S1;
- Rilievo aerofotogrammetrico (2009) con ubicazione sondaggio S1;
- Stratigrafie e documentazione fotografica sondaggio S1;
- Risultati prova MASW (MW1).

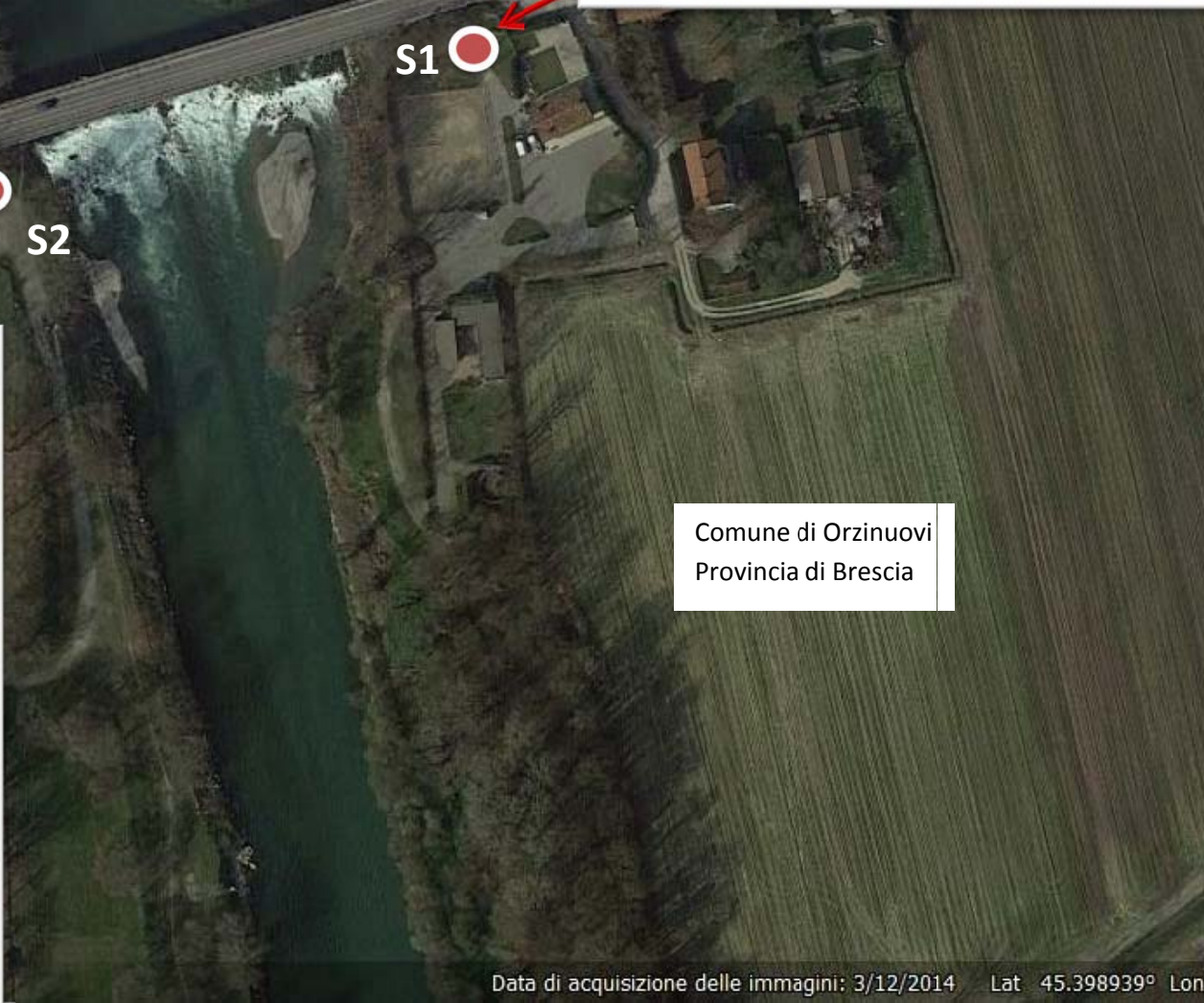
SPONDA DESTRA OGLIO – COMUNE DI SONCINO (prov. CR)

- Planimetria su base catastale (scala 1:2.000) con ubicazione sondaggio S2;
- Rilievo aerofotogrammetrico (2014) con ubicazione sondaggio S2;
- Stratigrafie e documentazione fotografica sondaggio S2;
- Risultati prova MASW (MW2).

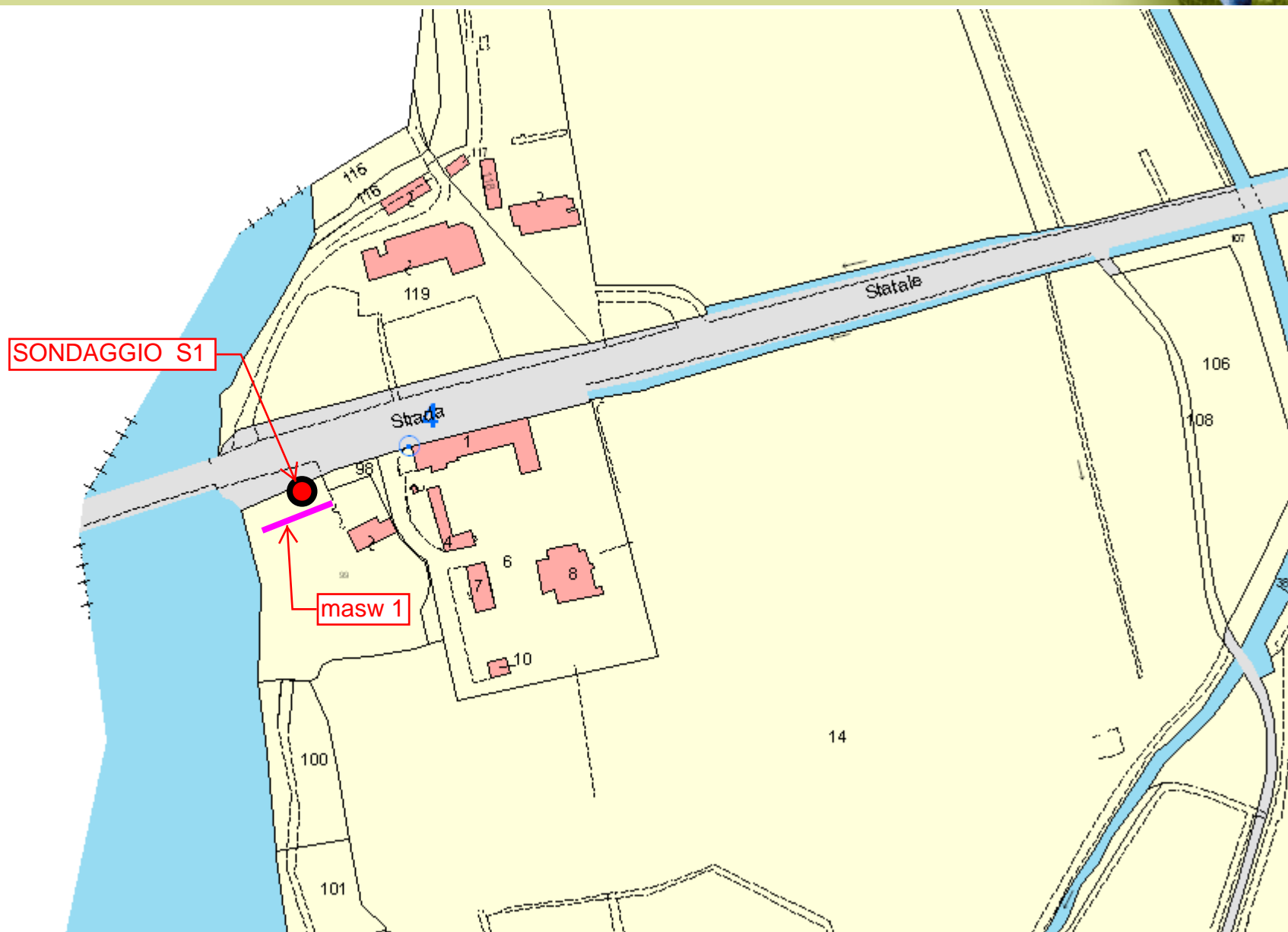
- Dichiarazione di responsabilità.

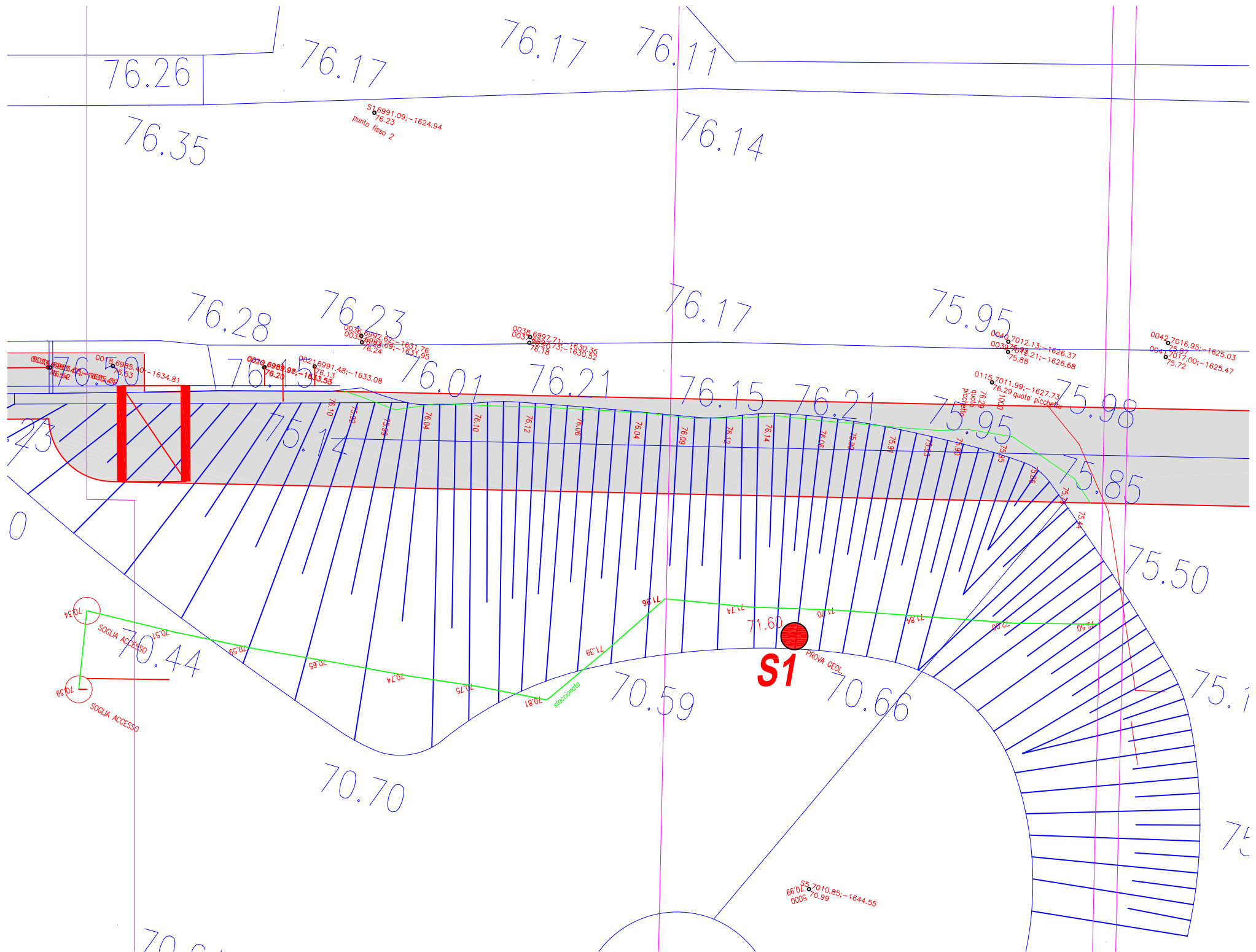


INQUADRAMENTO COROGRAFICO CTR - SCALA 1:10.000 - FOGLIO C6D4 - COMUNI DI ORZINUOVI (BS)
E SONCINO (CR)



SPONDA SINISTRA OGLIO – COMUNE DI ORZINUOVI (prov. BS)





S1 6991,09;-1624,94
76.23
punto fisso 2

0038,6992,71;-1830,35
76.18

0044,7012,13;-1626,37
75.88
0038,6992,71;-1830,35
76.18

0042,7016,95;-1625,03
75.87
0041,7017,00;-1625,47
75.72

0115,7011,99;-1627,73
76.29 quota picchiata
76.29
0010,0000,00
75.85

SS 7010,85;-1644,55
70.99
5000

70.34
SOGLIA ACCESSO
70.39
SOGLIA ACCESSO

S1
PROVA GEOL.

staccionale

**DOCUMENTAZIONE
FOTOGRAFICA
STRATIGRAFIA**

Dott. Geol. Guido Torresani
Via Roma n.4
25034 Orzinuovi (BS)
Tel/fax: 030944193 cell. 3287214007

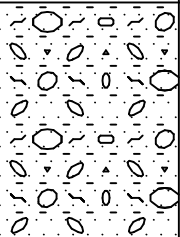

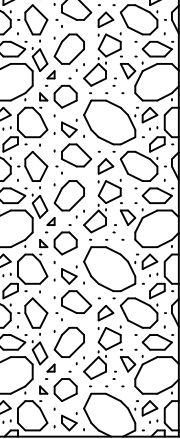
Committente: Parco Oglio Nord	Loc.: Orzinuovi (BS)
Data: maggio 2014	Metodo di perforazione: carotaggio continuo
Sondaggio: S1 0.0 m - 5.0 m	Profondità sondaggio: 5,0 m



**STRATIGRAFIA
SONDAGGIO
GEOGNOSTICO**

Dott. Geol. Guido Torresani
Via Roma n.4
25034 Orzinuovi (BS)
Tel/fax: 030944193 cell. 3287214007

Committente: Parco Oglio Nord	Loc.: Orzinuovi (BS)
Data: maggio 2014	Metodo di perforazione: carotaggio continuo
Sondaggio: S1	Profondità sondaggio: 5,0 m

Scala 1:100	Profondita'	Stratigrafia	Descrizione	Prove SPT	
				Quota prova	Valori
	0.00				
	0.5		Riporto		
	1.0				
	1.5				
	1.60				
	2.0		Limo sabbioso		
	2.00				
	2.5		Sabbia e ghiaia con ciottoli in matrice limosa	2.50	50 - R
	3.0				
	3.5				
	4.0				
	4.5				
	5.0				
	5.5				
	6.0				
	6.5				
	7.0				
	7.5				
	8.0				
	8.5				
	9.0				
	10				
	10.5				

Dir. Lavori: Geol. Guido Torresani

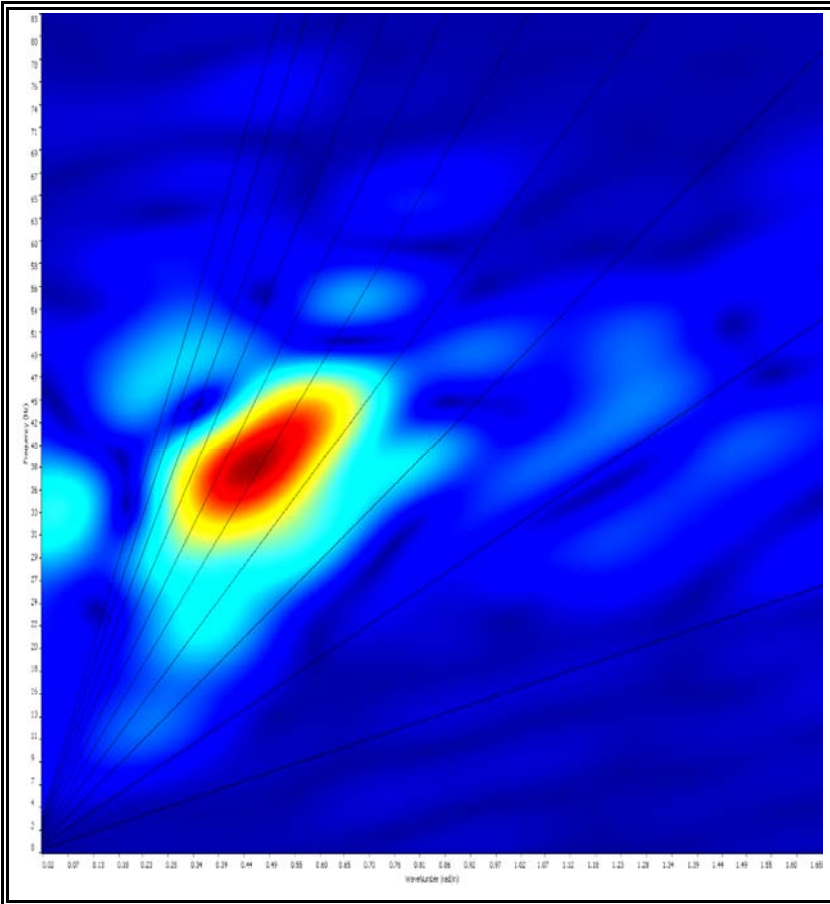
Nome File: MW_1_Orzinuovi_sponda BS

Località: Orzinuovi (BS)

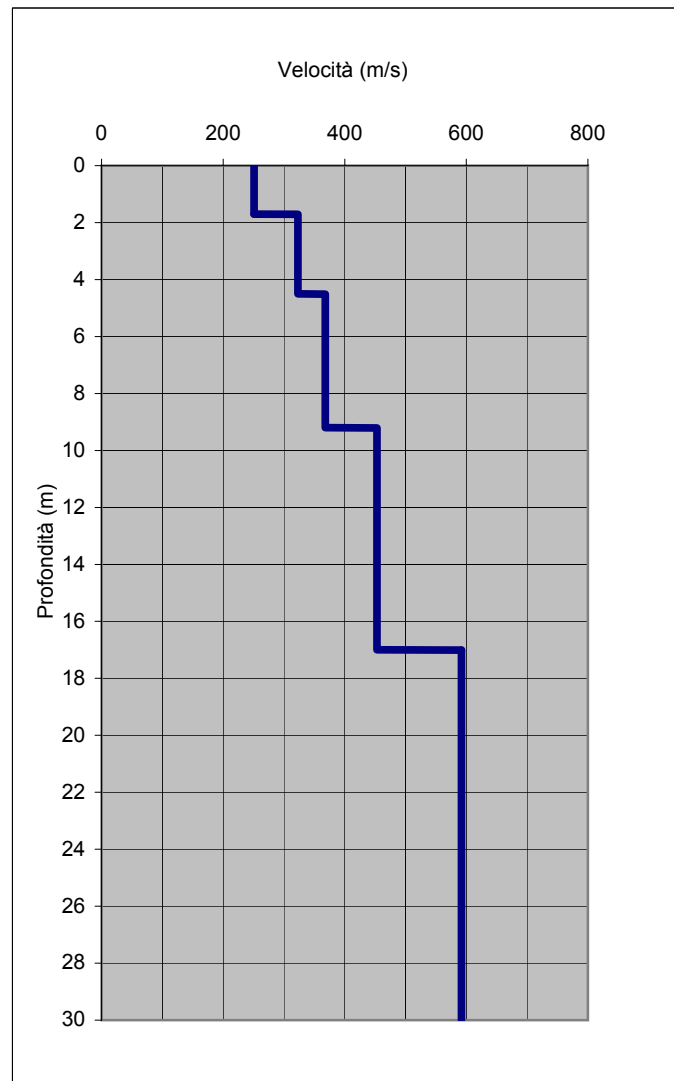
Data: giugno 2014

Strumentazione: PASI SG 24

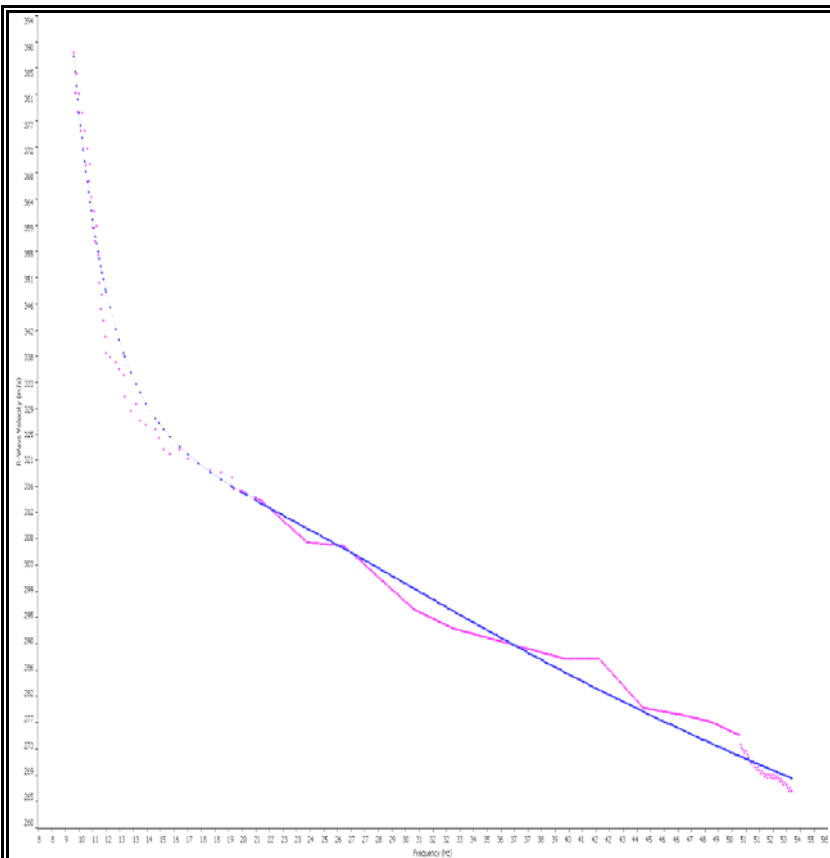
Cantiere: sponda sx Oglio - ponte



Spettro Ampiezza/Frequenza



Profilo velocità/profondità



Sovrapposizione Curva teorica /Curva di calcolo

	Profondità		Spessore	Vel. Media
	da	a	m	m/sec
Strato1	0,00	1,70	1,70	251
Strato2	1,70	4,50	2,80	323
Strato3	4,50	9,20	4,70	368
Strato4	9,20	17,00	7,80	453
Strato5	17,00	30,00	13,00	592

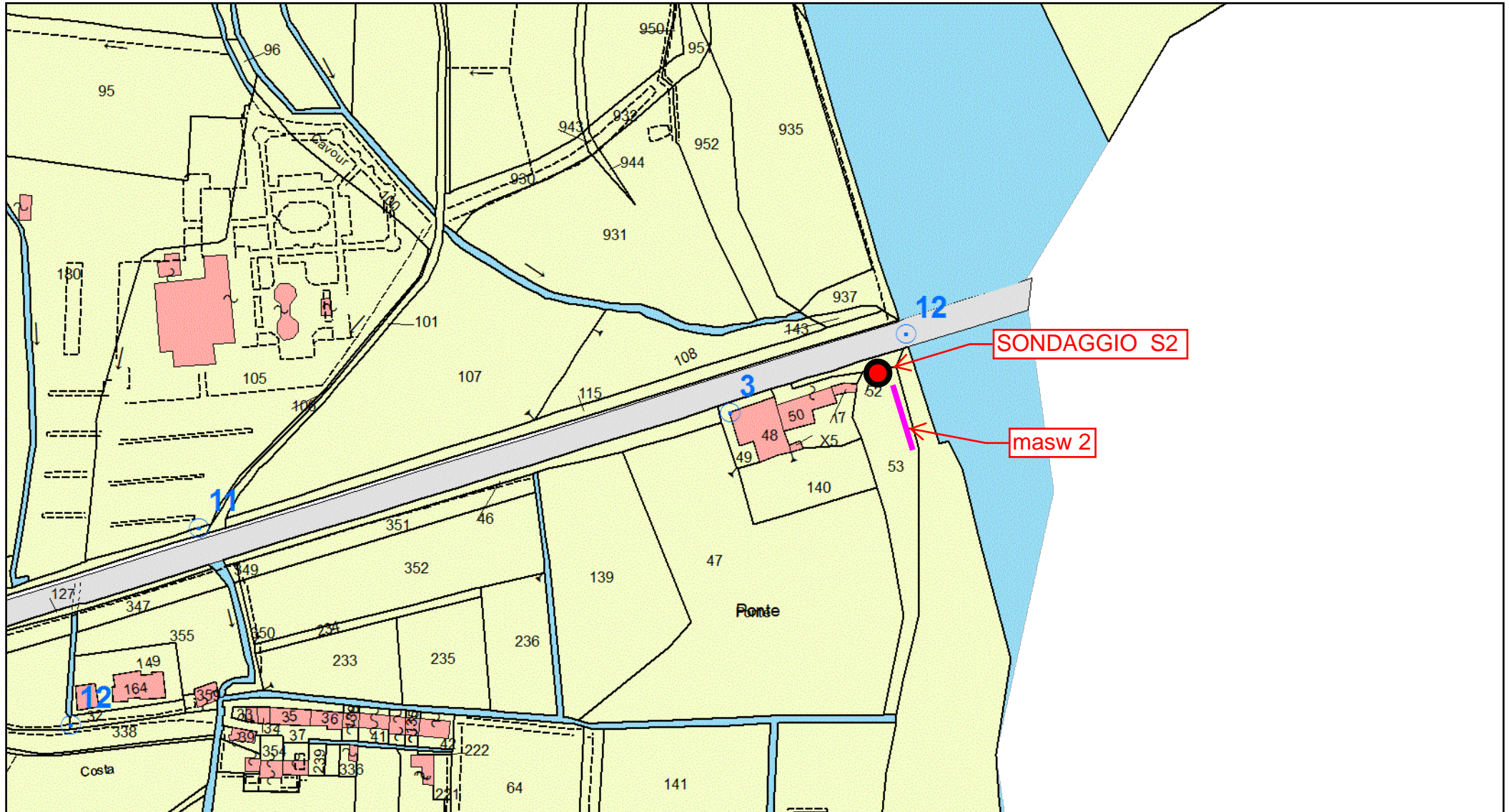
$V_{s30} = 445$ m/sec

Caratteristiche

N° geofoni a 4,5Hz	24
Spaziatura geofoni	2 m
Lunghezza base	48 m
Energizzazione	10 m

SPONDA DESTRA OGLIO – COMUNE DI SONCINO (prov. CR)

Catasto





**STRATIGRAFIA
SONDAGGIO
GEOGNOSTICO**

Dott. Geol. Guido Torresani
Via Roma n.4
25034 Orzinuovi (BS)
Tel/fax: 030944193 cell. 3287214007

Committente: Parco Oglio Nord	Loc.: Soncino (CR)
Data: maggio 2014	Metodo di perforazione: carotaggio continuo
Sondaggio: S2	Profondità sondaggio: 5,0 m

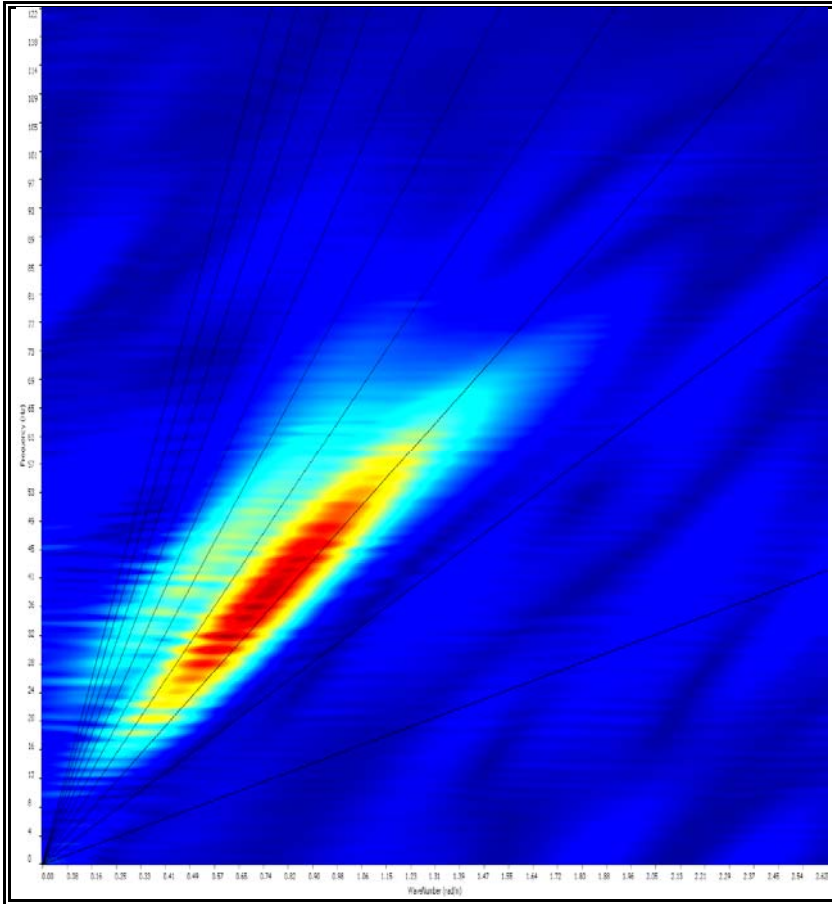
Scala 1:100	Profondita'	Stratigrafia	Descrizione	Prove SPT	
				Quota prova	Valori
	0.00				
	0.5		Riporto		
	1.0				
	1.5				
	2.0				
	1.80				
	2.5		Sabbia e ghiaia con ciottoli	2.50	50 - R
	3.0				
	3.5				
	4.0				
	4.5				
	5.0				
	5.5				
	6.0				
	6.5				
	7.0				
	7.5				
	8.0				
	8.5				
	9.0				
	10				
	10.5				

**DOCUMENTAZIONE
FOTOGRAFICA
STRATIGRAFIA**

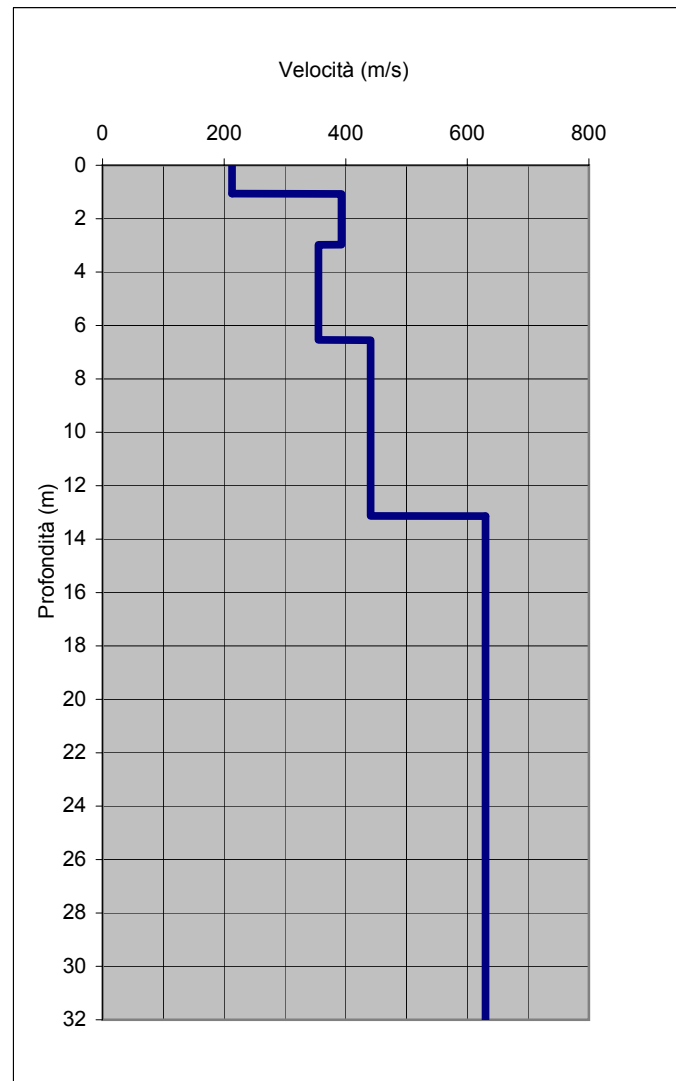
Dott. Geol. Guido Torresani
Via Roma n.4
25034 Orzinuovi (BS)
Tel/fax: 030944193 cell. 3287214007

Committente: Parco Oglio Nord	Loc.: Soncino (CR)
Data: maggio 2014	Metodo di perforazione: carotaggio continuo
Sondaggio: S2 0.0 m - 5.0 m	Profondità sondaggio: 5,0 m





Spettro Ampiezza/Frequenza



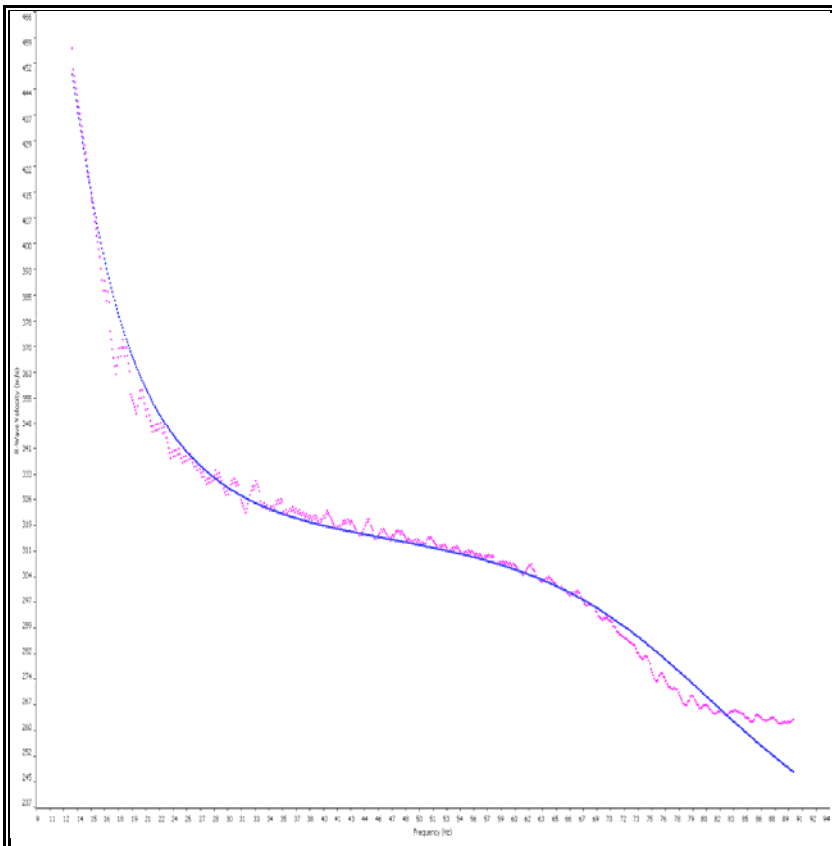
Profilo velocità/profondità

	Profondità		Spessore m	Vel. Media m/sec
	da	a		
Strato1	0,00	1,06	1,06	213
Strato2	1,06	2,97	1,91	393
Strato3	2,97	6,54	3,57	355
Strato4	6,54	13,13	6,59	441
Strato5	13,13	30,00	16,87	630

$V_{s30} = 487$ m/sec

Caratteristiche

N° geofoni a 4,5Hz	24
Spaziatura geofoni	1,5 m
Lunghezza base	34,5 m
Energizzazione	15 m



Sovrapposizione Curva teorica /Curva di calcolo

**DICHIARAZIONE RESPONSABILITÀ DELL'ESTENSORE
DELLA RELAZIONE GEOLOGICA E/O GEOTECNICA**

Alla Regione Lombardia
Settore LL.PP. ed Ed.Res.
Servizio Provinciale del
Genio Civile di BRESCIA - CREMONA

OGGETTO: L.R. 24 maggio 1985, n. 46 "Snellimento delle procedure per la vigilanza sulle costruzioni in zone sismiche regionali" - Dichiarazione.

Il sottoscritto DOTT. GEOLOGO GUIDO TORRESANI

nato a ORZINUOVI il 06/10/1971
residente in Comune di ORZINUOVI (BS) località _____
via Cesarina n. 1 tel. 030 944193
con studio in Comune di Orzinuovi località _____
via Roma n. 4 tel. 030 944193
iscritto all'Albo dei Geologi della Regione Lombardia
al n. 1141 in qualità di ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOLOGICA E/O RELAZIONE GEOTECNICA

inerente il terreno di fondazione di **REALIZZAZIONE NUOVA PASSERELLA CICLODEPONALE
SUL FIUME OGLIO DI COLLEGAMENTO TRA SONCINO (CR)
E ORZINUOVI (BS) – LOTTO 16**

sito in Comune di SONCINO (CR) di proprietà della PARCO OGLIO NORD
ORZINOVI (BS)

DICHIARA

che nella stesura della suddetta relazione è stata effettuata la piena osservanza delle norme sismiche vigenti.

Data, 17/06/2014

L'estensore della relazione geologica e/o geotecnica

Geol. Guido Torresani

Geol. Guido Torresani

