CITTÀ DI
CASALE MONFERRATO

**SETTORE GESTIONE URBANA E TERRITORIALE**
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

# 02. RELAZIONI SPECIALISTICHE

Ai sensi dell'art. 35 del D.P.R. 207/10

- ***02A - RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE E RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA***
- ***02B - AGGIORNAMENTO DELLA RELAZIONE GEOLOGICA PER LA PARTE RELATIVA ALLA CARATTERIZZAZIONE SISMICA ED ALLA CARATTERIZZAZIONE DELLE TERRE DA SCAVO***
- ***02C - RELAZIONE GEOTECNICA***
- ***02D - DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE FOGNATURE***
- ***02E - RELAZIONE DI VERIFICA STATICA DELLE FOGNATURE***

**OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5**
**-LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -**
**"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"**
**opere complementari**

## PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Casale Monferrato lì

Il Progettista:
Ing. Alessandro Ravazzotto

Visto il R.U.P.:
Geom. Mario Tabucchi

## PREMESSA

La "Relazione Geologica con indicazioni Geotecniche" e la "Relazione Idrologica e Idraulica" qui di seguito allegate e propedeutiche alla redazione del progetto "Opere di urbanizzazione PIP 5 - lotto di intervento n. 1", sono state redatte dal Dott. Geologo Andrea Bredy e dall'Ing. Piercarlo Boasso durante il livello di progettazione preliminare-definitivo.

In fase di progettazione esecutiva del primo lotto di intervento sono stati commissionati al Dott. Geologo Francesco Zorzoli i seguenti ulteriori documenti:

- l'aggiornamento della relazione geologica per la parte relativa alla caratterizzazione sismica ed alla caratterizzazione delle terre da scavo;

- la relazione geotecnica;

anch'essi allegati al presente progetto.

CITTÀ DI
CASALE MONFERRATO

**SETTORE GESTIONE URBANA E TERRITORIALE**
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

# 02A. RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE E RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

**OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5**
**-LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -**
**"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"**
**opere complementari**

## PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Casale Monferrato lì

Il Progettista:
Ing. Alessandro Ravazzotto

Visto il R.U.P.:
Geom. Mario Tabucchi

CITTÀ DI
CASALE MONFERRATO

SETTORE GESTIONE URBANA E TERRITORIALE
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

# 02A. RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE E RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5
-LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -
"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"

## PROGETTO PRELIMINARE-DEFINITIVO

Casale Monferrato lì

Dott.Geologo: Andrea Bredy

ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE
ANDREA BREDY
GEOLOGO
A.P. SEZ. A
N. 525
ALBO PROFESSIONALE

Ing. Piercarlo Boasso:

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO
Dott. Ing. Piercarlo Boasso

CITTÀ DI
CASALE MONFERRATO

SETTORE GESTIONE URBANA E TERRITORIALE
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

# 02A. RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE E RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5
-LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -
"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"

**PROGETTO PRELIMINARE-DEFINITIVO**

Casale Monferrato lì

Dott.Geologo: Andrea Bredy

Ing. Piercarlo Boasso: ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO
984 Dott. Ing. Piercarlo Boasso

Seguono:

- RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE

- RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

# RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE

## INDICE

**1. PREMESSA ..... 2**

**1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO GENERALE ..... 3**

1.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ..... 4

1.2. IDROGEOLOGIA ..... 5

1.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-TECNICO E NORMATIVO ..... 7

**2. ESECUZIONE DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI ED INSTALLAZIONE DEI PIEZOMETRI ..... 8**

2.1. PROVE DI PERMEABILITÀ ..... 10

*2.1.1. Esecuzione delle prove ..... 11*

*2.1.2. Risultati ..... 12*

**3. MONITORAGGIO DELLA FALDA ..... 13**

**4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ..... 15**

**5. INDICAZIONI DI CARATTERE TECNICO-ESECUTIVO ..... 17**

**6. CONCLUSIONI ..... 18**

# 1. PREMESSA

La presente Relazione Geologica viene redatta a supporto della progettazione delle opere di urbanizzazione a servizio dell'Area industriale denominata *PIP 5* nel Comune di Casale M.to – Strada Valenza.

A seguito dell'incarico ricevuto dal Comune (Convenzione per l'affidamento di incarico professionale – Atto n.46 septies del 29/11/2011) sono stati realizzati n° 2 sondaggi geognostici equipaggiati con tubo piezometrico per l'esecuzione del monitoraggio della falda freatica superficiale. Nel foro di sondaggio sono state svolte anche prove di permeabilità al fine di determinare con precisione le caratteristiche idrogeologiche dell'acquifero.

In sintesi il progetto ad oggi prevede la realizzazione delle opere di urbanizzazione dell'area ed in particolare il presente studio è stato realizzato in funzione alle problematiche relative allo smaltimento delle acque meteoriche affluenti sull'area PIP 5.

Per svolgere il presente studio sono state eseguite indagini e sopralluoghi sull'area interessata dall'intervento e nei settori limitrofi, un'analisi della documentazione bibliografica di carattere geologico, idrogeologico e geotecnico esistente.

**Inquadramento dell'area in studio su foto satellitare**

# 1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO GENERALE

L'area oggetto d'indagine è situata nel settore meridionale del Comune di Casale M.to (AL) nei pressi dell'uscita *Casale Sud* dell'autostrada A26 in Strada Valenza; in particolare si trova a Sud della tangenziale esistente (non indicata nella cartografia CTR) e ad Ovest dell'area industriale esistente, separata da quest'ultima dalla ferrovia Casale M.to-Alessandria.

Dal punto geomorfologico ci troviamo nella zona di pianura posta a sud del concentrico comunale decisamente sospesa sul corso d'acqua principale, il Fiume Po, che scorre da Ovest verso Est a più di 2 km di distanza.

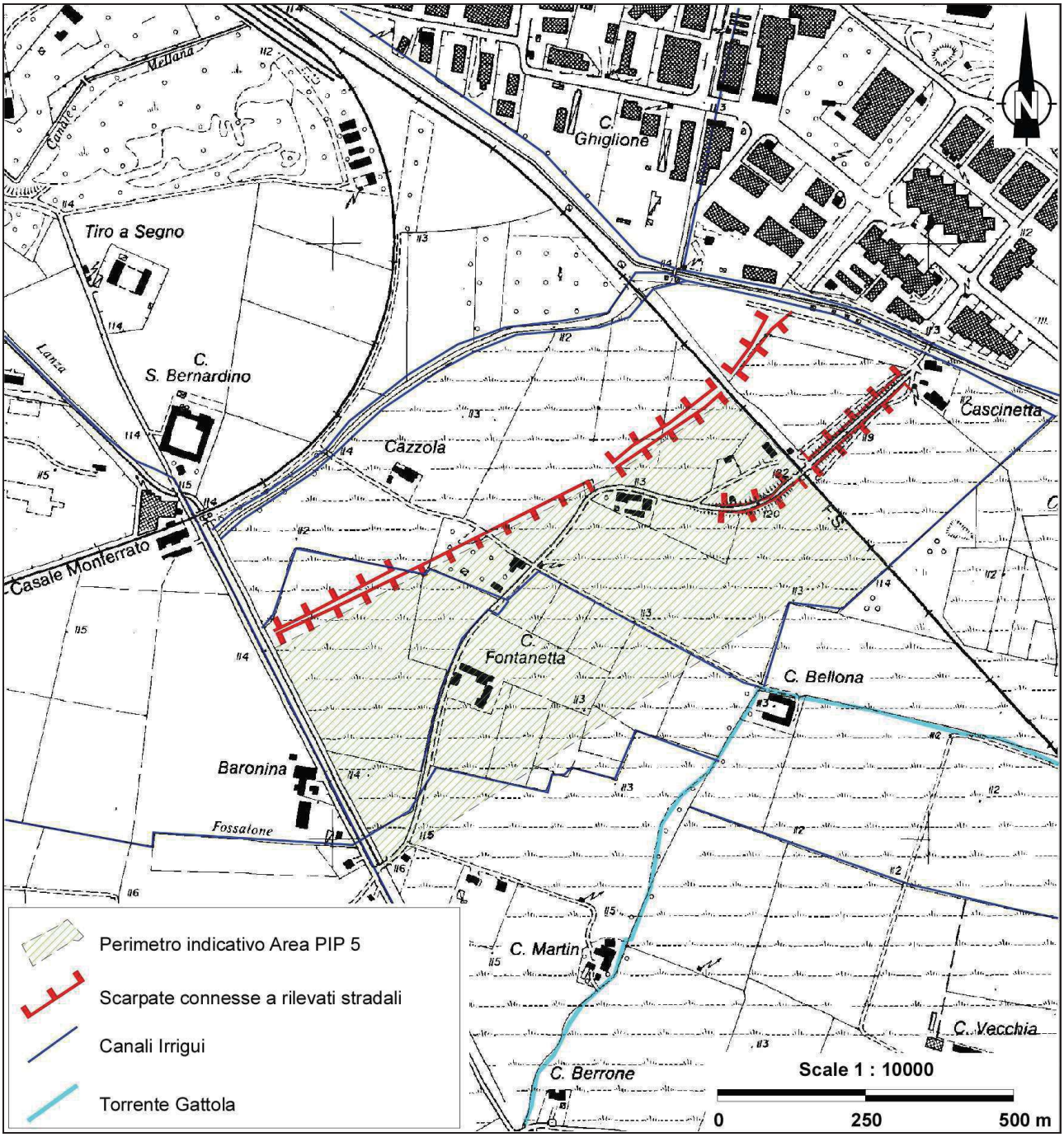
Si tratta di un settore di territorio principalmente utilizzato a scopi agricoli, riso e granoturco, con presenza di cascinali sparsi; le uniche essenze ad alto fusto si rinvengono lungo i corsi d'acqua principali e in un piccolo appezzamento di terreno posto a SE dell'area, dove c'è un laghetto poco profondo derivante da attività antropiche. La capacità d'uso dei suoli risulta scarsa in quanto torbosi e di conseguenza poco fertili.

La morfologia locale è condizionata dall'attività agricola con presenza di terreni pianeggianti posti a quote altimetriche differenti a seconda del loro utilizzo e presenza di scarpate in corrispondenza di rilevati stradali e canali irrigui. La quota altimetrica dei singoli terreni agricoli varia quindi in funzione del loro utilizzo, ma mediamente è di circa 113 m s.l.m..

Il reticolato idrografico superficiale è caratterizzato dalla presenza del T.Gattola e di un fitta rete di canali irrigui, tra cui spiccano il Canale Lanza, il Canale Mellana ed il Torrente Gattola, che scorre a Sud dell'area in studio:

- I Canali Lanza e Mellana si sviluppano a Sud del concentrico e si congiungono nei pressi della cittadella della città antica. Il primo deriva da una traversa in sponda destra del Po a circa 3 km a monte della città di Casale M.to e si sviluppa principalmente in direzione N-S; il Mellana è derivato dal primo a Sud di Casale e si sviluppa in direzione NW-SE.
- Il T.Gattola scorre a Sud dell'area in studio; nel tratto di C.na Bellona, ove disegna una stretta curva, presenta difese spondali in cubi di cemento.

**Vista panoramica dell'area in studio ripresa dal ponte sulla ferrovia Casale M.to-Alessandria**




**Inquadramento dell'area su base CTR (sez. 158060)**

## 1.1. Inquadramento geologico

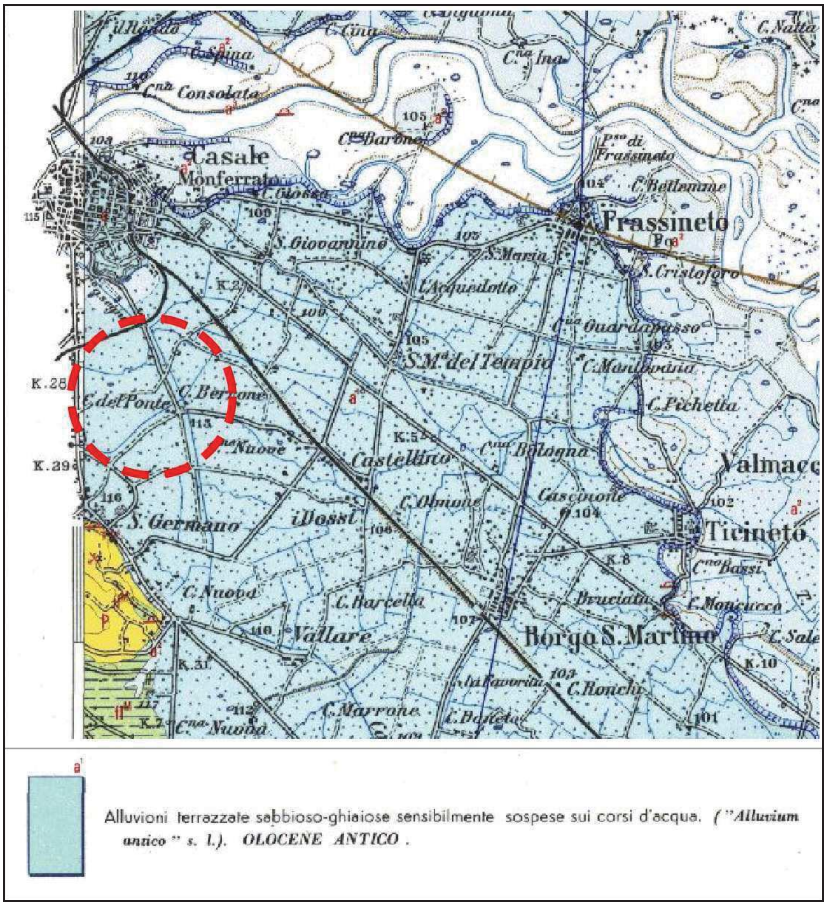
L'assetto geologico-stratigrafico, facendo riferimento a quanto riportato nella Carta Geologica d'Italia F° 58 Mortara, è caratterizzato dalla presenza in affioramento delle "*Alluvioni terrazzate sabbioso-ghiaiose sensibilmente sospese sui corsi d'acqua (Alluvium Antico)*" dell'Olocene Antico.

L'area in studio è caratterizzata dalla presenza di depositi superficiali legati al T.Gattola di limoso-argillosa. Si tratta di depositi legati alla rete idrografica minore e sono costituiti da materiali sabbiosi intercalati ad altri a granulometria più fine. La stratificazione è nettamente incrociata e l'andamento delle alternanze molto disordinato e discontinuo.

L'assetto stratigrafico locale, individuato attraverso l'esecuzione di indagini specifiche ed all'analisi di quelle pregresse, può essere cos' sintetizzato:

- Dal p.c. a -0,5 m circa terreno vegetale;

- Da -0,5 a -2,5/3 m depositi limoso argillosi con scarsa presenza di ghiaia;
- A partire da -2,5/3 m depositi ghiaiosi in matrice sabbioso-limosa con presenza di ciottoli. Indicativamente i depositi ghiaiosi raggiungono la profondità di 20/25 m di profondità dal p.c.




**Stralcio della C.G.I. - F°58 Mortara con indicazione dell'area in studio (fuori scala)**

## 1.2. Idrogeologia

Dal punto di vista idrogeologico il valore della permeabilità dei depositi alluvionali presenti al di sotto di una potente coltre di copertura limoso-argillosa varia in base alla loro granulometria ma in genere è elevato. I depositi limoso-argillosi soprastanti presentano invece una scarsa permeabilità per porosità.

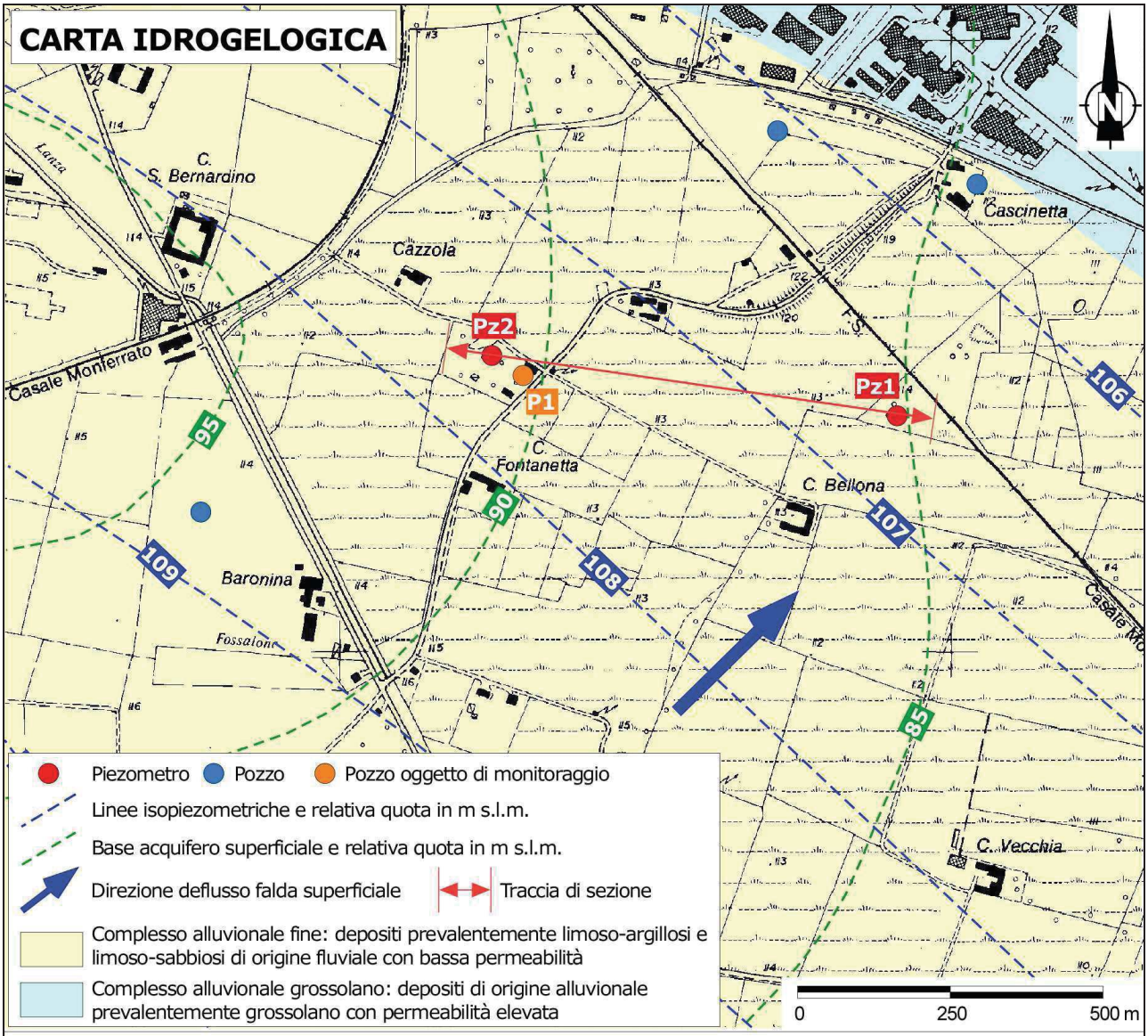
La soggiacenza della falda risulta maggiore in corrispondenza dei depositi terrazzati affioranti in corrispondenza dell'area in studio rispetto a quelli più recenti affioranti verso Nord in direzione del Po.

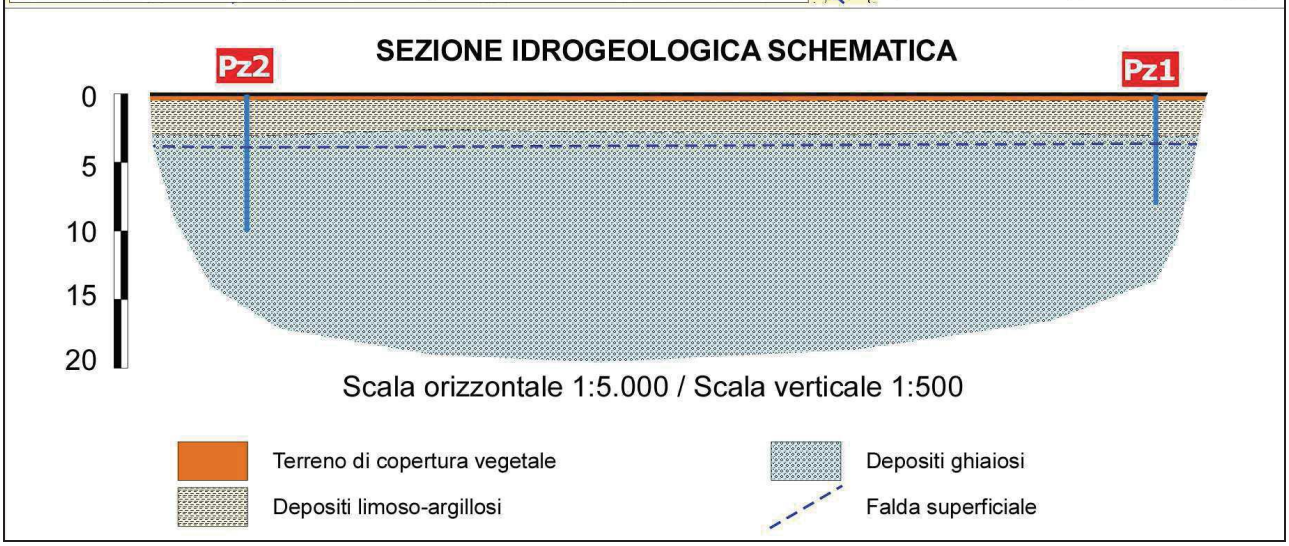
In base ai dati bibliografici disponibili la soggiacenza della falda è a -3/-4 m dal locale piano campagna ad un quota piezometrica di circa 110 m s.l.m.., con un'oscillazione stagionale dell'ordine di 1,5 m.

Dallo studio "*Identificazione del modello idrogeologico concettuale degli acquiferi di pianura e loro caratterizzazione*" (AA.VV. - 2002) della Regione Piemonte è possibile risalire ad una quota indicativa della base dell'acquifero superficiale, impostato in presenza di lenti significative di materiali impermeabili di natura argillosa; in corrispondenza dell'area in studio la base dell'acquifero superficiale si trova ad una quota altimetrica compresa tra 85 e 90 m s.l.m., ovvero a profondità maggiori di 20 m dal locale piano campagna

La falda ospitata nell'acquifero superficiale, avente una potenza di circa 20 m, mostra una direzione di deflusso sotterraneo verso NE.

A seguire si riporta una carta idrogeologica dell'area in studio ricostruita attraverso i dati idrogeologici desunti dagli elaborati tecnici allegati al P.R.G.C. ed al citato studio sulla base dell'acquifero superficiale.


CARTA IDROGELOGICA
C. S. Bernardino
Cazzola
Cascinetta
Casale Monferrato
Pz2
P1
Pz1
C. Fontanetta
C. Bellona
Baronina
Fossalone
C. Vecchia
95
90
85
106
107
108
109
Piezometro
Pozzo
Pozzo oggetto di monitoraggio
Linee isopiezometriche e relativa quota in m s.l.m.
Base acquifero superficiale e relativa quota in m s.l.m.
Direzione deflusso falda superficiale
Traccia di sezione
Complesso alluvionale fine: depositi prevalentemente limoso-argillosi e limoso-sabbiosi di origine fluviale con bassa permeabilità
Complesso alluvionale grossolano: depositi di origine alluvionale prevalentemente grossolano con permeabilità elevata
0
250
500 m


SEZIONE IDROGEOLOGICA SCHEMATICA
Pz2
Pz1
0
5
10
15
20
Scala orizzontale 1:5.000 / Scala verticale 1:500
Terreno di copertura vegetale
Depositi limoso-argillosi
Depositi ghiaiosi
Falda superficiale

## 1.3. Inquadramento geologico-tecnico e normativo

Facendo riferimento agli elaborati tecnici allegati al P.R.G.C. di Casale M.to è possibile definire con maggior dettaglio l'assetto geologico-stratigrafico e geotecnico locale. In particolare sono stati consultati gli studi geologici allegati al Progetto Definitivo del P.R.G.C. del 1986, attualmente vigente, e quelli della Variante n°7 approvata con Delibera C.C. n°30 del 12/4/1999.

**Progetto Definitivo del P.R.G.C. del 1986:** l'area in studio viene descritta come appartenente al settore di affioramento dell"*Olocene Antico: alluvioni terrazzate sabbiose sensibilmente sospese sul corso d'acqua principale con debole strato di alterazione. Aree colluviali nei fondovalle degli affluenti minori*". Si tratta di "*aree esenti da fenomeni di esondazione. Nei terreni con pendenza inferiore al 5% possono verificarsi locali ristagni d'acqua a causa di una cattiva manutenzione dei fossi colatori*". Per quanto riguarda la propensione al dissesto il sito in studio è compreso tra le "*Zone stabili che non presentano problemi dal punto di vista idrogeologico [..]".*

**Variante n°7 approvata con Delibera C.C. n°30 del 12/4/1999:** L'area in studio rientrava tra quelle interessate da nuovi insediamenti produttivi già nel 1999 e pertanto venne svolto un approfondimento geologico e geotecnico ai sensi della Circolare P.G.R. n°7/LAP del 1996 dal Geol. Paolo Leporati.

Nella cartografia di sintesi l'area in studio è stata inserita in Classe I: *Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11 marzo 1988".* Vennero anche indicate alcune prescrizioni di carattere geologico e geotecnico (esecuzioni indagini geotecniche, tipologia fondazioni, ecc.) in virtù delle mediocri caratteristiche dei terreni di fondazioni a seconda dell'entità dell'opera.

A supporto di tale studio vennero condotte indagini geotecniche specifiche dall'analisi delle quali si possono trarre interessanti informazioni; i risultati di tali indagini verranno descritti a seguire nel paragrafo dedicato alle indicazioni di carattere geotecnico.

Attualmente è in fase di approvazione lo studio geologico di adeguamento al P.A.I. redatto ai sensi della Circolare P.G.R. n°7/LAP del 1996 dal Geol. Stefano Sartini: tale documento è stato consultato ma ad oggi non risulta ancora vigente. Se verrà adottato tale studio l'area PIP 5 verrà inserita principalmente in "*Classe IIa: Aree di pianura caratterizzate da una bassa soggiacenza del livello della falda idrica e/o da problematiche relativa alee insufficienza della rete di drenaggio (aree di ristagno)".* I settori più meridionali dell'area saranno interessati dalle "*Aree a pericolosità elevata, inondabili per insufficienze della rete idrografica secondaria e soggette a possibile ristagno ($Em_A$)"* connesse al T.Gattola e pertanto inserite in "*Classe IIa1: Aree di pianura a dissesto idraulico $Em_A$ afferente al T.Gattola*".

# 2. ESECUZIONE DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI ED INSTALLAZIONE DEI PIEZOMETRI

Al fine di eseguire un monitoraggio della falda superficiale e determinarne le caratteristiche idrogeologiche nei giorni 12, 13 e 14 maggio 2011 sono stati installati n° 2 piezometri in corrispondenza dell'area di P.I.P. 5.

L'ubicazione dei sondaggi è stata concordata con i tecnici del Comune di Casale M.to ed è riportata nella Carta Idrogeologica riportata in precedenza.

In sintesi sono stati eseguiti:

- n° 1 sondaggio geognostico a distruzione di nucleo fino a – 10 m dal p.c. (**Pz1**)
- n° 1 sondaggio a carotaggio continuo fino alla profondità di -10 m dal p.c. (**Pz2**)

Successivamente all'esecuzione della perforazione in entrambi i sondaggi si è proceduto all'installazione di un piezometro a tubo aperto del diametro di 3".

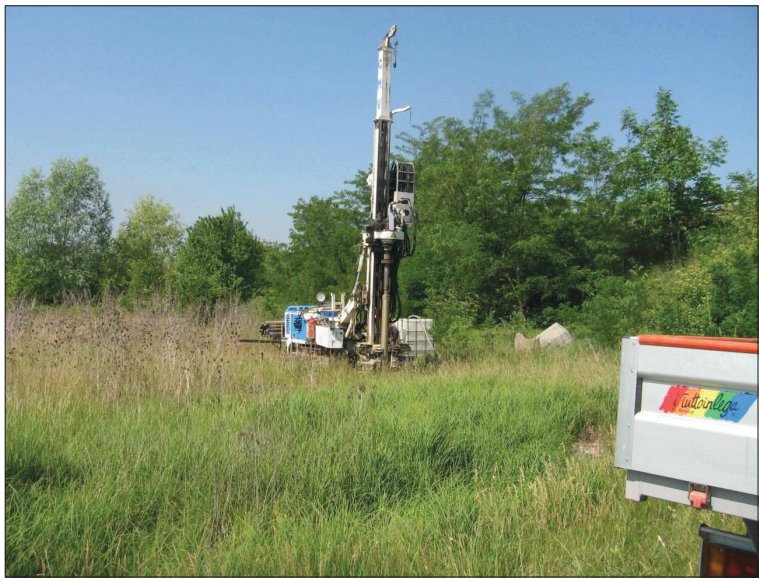
Per la realizzazione dell'indagine è stata impiegata una sonda idraulica tipo "CMV MK600D" cingolata.

Come utensile di perforazione è stato impiegato un carotiere semplice avente diametro 131 mm.

La natura del terreno e la finalità dell'intervento hanno determinato la necessità di consolidare il foro: a tal scopo sono stati impiegati rivestimenti provvisori costituiti da tubi d'acciaio filettati, della lunghezza di 1,5 m aventi diametro di 152 mm.

La perforazione è stata eseguita utilizzando una moderata quantità d'acqua per evitare eventuali fenomeni di riflusso all'interno dei tubi di rivestimento e per il raffreddamento degli utensili.

**Esecuzione Sondaggio Pz 01**



**Esecuzione Sondaggio Pz 02**

Come già evidenziato in precedenza il sondaggio Pz1 è stato svolto a distruzione di nucleo; indicativamente, sulla base delle osservazioni svolte durante la perforazione, si può supporre che nei primi 2/2,5 m dal p.c. si incontrano terreni di copertura di natura limoso-argillosa e successivamente, fino a -8m, depositi ghiaioso-sabbiosi con ciottoli. In allegato è comunque riportata una stratigrafia indicativa del sondaggio.

Il sondaggio Pz2 è stato realizzato invece a carotaggio continuo in modo da poter ricostruire la stratigrafia locale con maggiore dettaglio.

**Sondaggio Pz2 da 0 a -5 m di profondità**

**Sondaggio Pz2 da -5 a -10 m di profondità**

**Dettaglio della lente sabbiosa presente tra -3,9 e 4,1 m in Pz2**

La stratigrafia del sondaggio Pz2 è riportata in allegato e prevede la presenza di un potente orizzonte di copertura di natura limoso-argillosa ricoprente terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli.

A -3,2 m dal p.c. si incontrano i primi depositi ghiaiosi, inizialmente alterati, in matrice limosa o limoso-sabbiose con screziature rossastre.

Da -3,9 a – 4,1 c'è una lente di sabbie fini caratterizzate da minore permeabilità.

## 2.1. Prove di permeabilità

Al fine di valutare la permeabilità dell'acquifero superficiale sono state svolte in data 13 maggio 2011 prove di permeabilità a due diverse profondità durante l'esecuzione del sondaggio Pz2, su differenti tipologie di terreni:

- a –4,1 m in corrispondenza di una lente sabbiosa (PL1)
- a –6,0 m in corrispondenza dei depositi ghiaiosi con ciottoli in matrice limosa (PL2)

In particolare sono state realizzate delle prove di tipo LEFRANC, adatte a ricercare i parametri indagati.

Le prove Lefranc sono un tipo particolare di test puntuale che permettono la valutazione della permeabilità dell'acquifero sia nel tratto saturo che nella porzione insatura (Civita, 2004); nel caso che la prova venga eseguita nel tratto insaturo (al di sopra del livello statico della falda) occorre immettere acqua in foro preventivamente per circa 30 min.

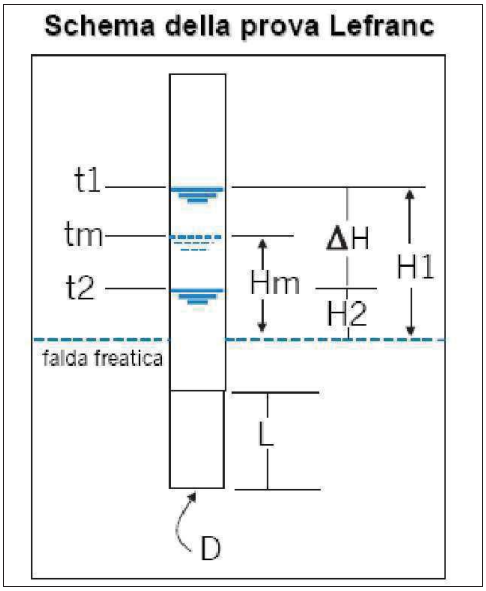
La prova di permeabilità a carico variabile (C.V.) viene eseguita immettendo acqua pulita nel foro di sondaggio fino ad inizio rivestimento, provocando un forte innalzamento impulsivo del pelo libero. Si misura quindi a intervalli di tempo regolari, l'abbassamento del livello dinamico indotto, sino al ristabilirsi del livello statico originale. In definitiva, si valuta il tempo impiegato dall'acquifero a ristabilire le condizioni iniziali a seguito di un'alterazione indotta (immissione).

La conducibilità idraulica, per questo tipo di prova si calcola:

$$K = (A*dH)/(C*dt*Hm)$$

dove:

- A = Area di base della tasca filtrante
- dH = H1-H2 = differenza di carico idraulico
- dt = t2-t1 = intervallo di tempo corrispondente a dH
- Hm = carico idraulico corrispondente al tempo medio (t1+t2)/2
- C = coefficiente di forma




La prova di permeabilità a carico costante (C.C.) si esegue immettendo acqua pulita all'interno della colonna di rivestimento e si misura la portata necessaria a mantenere costante il nuovo livello piezometrico raggiunge al di sopra di quello statico originale. Tale condizione va perpetuata per 20 minuti. Si valutano quindi gli abbassamenti che seguono all'esaurimento dall'afflusso sino al ripristino della situazione attuale.

Da tale prova si ottiene il coefficiente di conducibilità idraulica:

$$K = Q / CH$$

dove:

- Q = portata a regime ($cm^3$/sec)
- H = carico idraulico a regime (cm)
- C = coefficiente di forma (cm), in funzione della tasca inferiore di diametro D e lunghezza L

### 2.1.1. Esecuzione delle prove

Al fine di definire i parametri di permeabilità dell'acquifero superficiale in corrispondenza del Pz2, dove la stratigrafia era nota, sono state realizzate prove di permeabilità a due differenti profondità: una a -4,15 m dal p.c. (PL 1) e l'altra a -6,0 m dal p.c (PL2).

In realtà ad entrambe le profondità è stata realizzata una prima prova a carico costante e successivamente misurati gli abbassamenti fino a raggiungere il livello della falda misurato precedentemente l'esecuzione della prova.

La prova PL1 è stata svolta in corrispondenza di un livello sabbioso al fine di valutarne la permeabilità, che è sicuramente minore a quella dei depositi ghiaiosi sovrastanti e sottostanti. La PL2 è stata svolta invece in corrispondenza dei depositi ghiaiosi alterati.

Tutte le prove sono state realizzate sotto il livello della falda che a seguito dell'interruzione della perforazione si assestava a -3,75 m dal p.c.. Tale valore si discosta di circa 15 cm da quello misurato con maggiore accuratezza al termine dell'installazione definitiva del tubo piezometrico e del relativo chiusino, vista la abbondante presenza di fango e acqua durante la perforazione.

Per la misura del livello della falda e dei livelli all'interno del foro di sondaggio è stato utilizzato un freatimetro dotato di segnale acustico e luminoso.

### 2.1.2. Risultati

I dati rilevati durante l'esecuzione delle prove sono stati elaborati attraverso l'utilizzo di uno specifico software della Società PROGRAMGEO, in licenza d'uso, che ha permesso la stima della permeabilità dei terreni indagati.

I risultati ottenuti dall'elaborazione delle prove sia a carico costante ed a carico variabile sono confrontabili tra di loro ed evidenziano la buona esecuzione delle prove.

In sintesi si è ottenuto che:

**PROVA PL1**

E' stata eseguita sulla lente di depositi sabbiosi fini presente tra -3,9 e -4,1 m di profondità.

- Prova a carico costante: $K=5,63*10^{-5}$ m/s
- Prova a carico variabile: $K=8,63*10^{-5}$ m/s

**PROVA PL2**

E' stata eseguita sui depositi ghiaiosi con ciottoli in matrice limosa a -6 m di profondità.

- Prova a carico costante: $K=4,78*10^{-4}$ m/s
- Prova a carico variabile: $K=2,45*10^{-4}$ m/s

In allegato si riportano gli elaborati, grafici e tabelle, con i risultati delle prove.

Dall'analisi dei risultati ottenuti emerge come il livello sabbioso (prova PL1) sia meno permeabile rispetto ai depositi ghiaiosi. Si ritiene che la presenza di questi subordinati orizzonti sabbiosi all'interno dell'orizzonte ghiaioso presente a partire da -3,2 m dal p.c. possa localmente ridurre la permeabilità del deposito, anche se la loro scarsa continuità laterale e ridotta potenza condizionano poco o nulla la permeabilità dell'acquifero nel suo insieme.

Pertanto si può cautelativamente considerare un valore di permeabilità **$K=2,45*10^{-4}$ m/s** come rappresentativo dell'acquifero presente a partire da -3,2 m di profondità dal p.c. in corrispondenza di Pz2.

Nel dimensionamento di eventuali opere di smaltimento delle acque in falda (es. pozzi perdenti) si potrà eventualmente tenere conto della presenza di tali livelli sabbiosi applicando un valore di permeabilità minore e verificando puntualmente la permeabilità del deposito ghiaioso.

# 3. MONITORAGGIO DELLA FALDA

A partire dal 13 maggio 2011 è stato avviato un monitoraggio della falda superficiale al fine di valutarne l'escursione soprattutto nei mesi di allagamento delle circostanti risaie.

Oltre ai due piezometri denominati Pz01 e Pz02 il monitoraggio interesserà anche un pozzo esistente (Pozzo) all'interno della cascina ubicata nelle vicinanze del Pz1. Si tratta di un vecchio pozzo agricolo di cui si conosce esclusivamente la profondità (-9 m circa) ed accessibile a misure piezometriche.

A seguire si riportano i grafici e le tabelle che illustrano i risultati del monitoraggio che si è concluso ad inizio gennaio 2012.

**Pozzo esistente utilizzato per il monitoraggio**

Dall'analisi dei dati di soggiacenza rispetto al p.c. riportati a seguire si può osservare come a seguito dell'installazione dei piezometri si sia registrato un innalzamento della superficie piezometrica fino a quote di –2,5 dal p.c. in Pz1 e -3,4 m dal p.c. in Pz2, coincidente con l'allagamento delle risaie che è avvenuto a partire da circa metà maggio 2011. Nel successivo periodo estivo, fino ad inizio settembre, il livello piezometrico rimane relativamente costante per poi approfondirsi gradualmente con l'avvicinarsi della stagione fredda fino a –3,76 dal p.c. in Pz1 e -4,44 m dal p.c. in Pz2 ad inizio ottobre. Nei mesi successivi, anche in concomitanza con un prolungato periodo di siccità e quindi minor ricarica della falda, l'acqua all'interno dei piezometri è scesa fino a circa -4,2/5 m dal p.c..

Il monitoraggio ha quindi permesso di individuare come la minima soggiacenza della falda superficiale rispetto al p.c. si riscontri nel periodo che va da giungo a settembre e raggiunga i -2,/-3,4 m di profondità, ovvero un livello piezometrico indicativo compreso tra 109 e 110 m s.l.m..

Il confronto dei dati sopra esposti con altri noti all'interno evidenzia come l'andamento descritto sia in linea con quello rilevato per l'acquifero freatico del settore d pianura in studio.

I dati evidenziano come nel periodo di massima ricarica la superficie piezometrica lambisca i depositi limoso-argillosi caratterizzati da permeabilità scarsa o nulla che rappresentano in tetto dell'acquifero superficiale.

**Comune di Casale M.to**
**P.I.P. 5 - VARIANTE N.2**
**Monitoraggio piezometri**

| Data | Pz 01 (m) | | Pz 02 (m) | | Pozzo (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| | Misura testa tubo chiusino | Misura da p.c. | Misura testa tubo chiusino | Misura da p.c. | Piano campagna = Testa tubo |
| 13-mag-11 | -3,35 | -3,07 | -4,28 | -3,90 | -4,11 |
| 10-giu-11 | -2,80 | -2,52 | -3,80 | -3,42 | -3,57 |
| 15-giu-11 | -2,91 | -2,63 | -3,78 | -3,40 | -3,55 |
| 20-giu-11 | -2,92 | -2,64 | -3,90 | -3,52 | -3,75 |
| 1-lug-11 | -2,81 | -2,53 | -3,74 | -3,36 | -3,51 |
| 7-lug-11 | -2,88 | -2,60 | -3,79 | -3,41 | -3,56 |
| 18-lug-11 | -2,96 | -2,68 | -3,89 | -3,51 | -3,66 |
| 3-ago-11 | -3,07 | -2,79 | -4,05 | -3,67 | -3,81 |
| 16-ago-11 | -2,98 | -2,70 | -3,97 | -3,59 | -3,73 |
| 24-ago-11 | -2,95 | -2,67 | -3,93 | -3,55 | -3,70 |
| 2-set-11 | -2,99 | -2,71 | -3,94 | -3,56 | -3,71 |
| 6-set-11 | -3,03 | -2,75 | -3,97 | -3,59 | -3,74 |
| 12-set-11 | -3,14 | -2,86 | -4,04 | -3,66 | -3,81 |
| 5-ott-11 | -3,58 | -3,30 | -4,41 | -4,03 | -4,20 |
| 14-ott-11 | -3,74 | -3,46 | -4,56 | -4,18 | -4,34 |
| 19-ott-11 | -3,82 | -3,54 | -4,62 | -4,24 | -4,41 |
| 2-nov-11 | -4,04 | -3,76 | -4,82 | -4,44 | -4,61 |
| 14-dic-11 | -4,30 | -4,02 | -5,06 | -4,68 | -4,85 |
| 21-dic-11 | -4,38 | -4,10 | -5,14 | -4,76 | -4,93 |
| 9-gen-12 | -4,49 | -4,21 | -5,31 | -4,93 | -5,11 |

**Dati piezometrici rilevati dal 13/05/2011 al 09/01/2012**

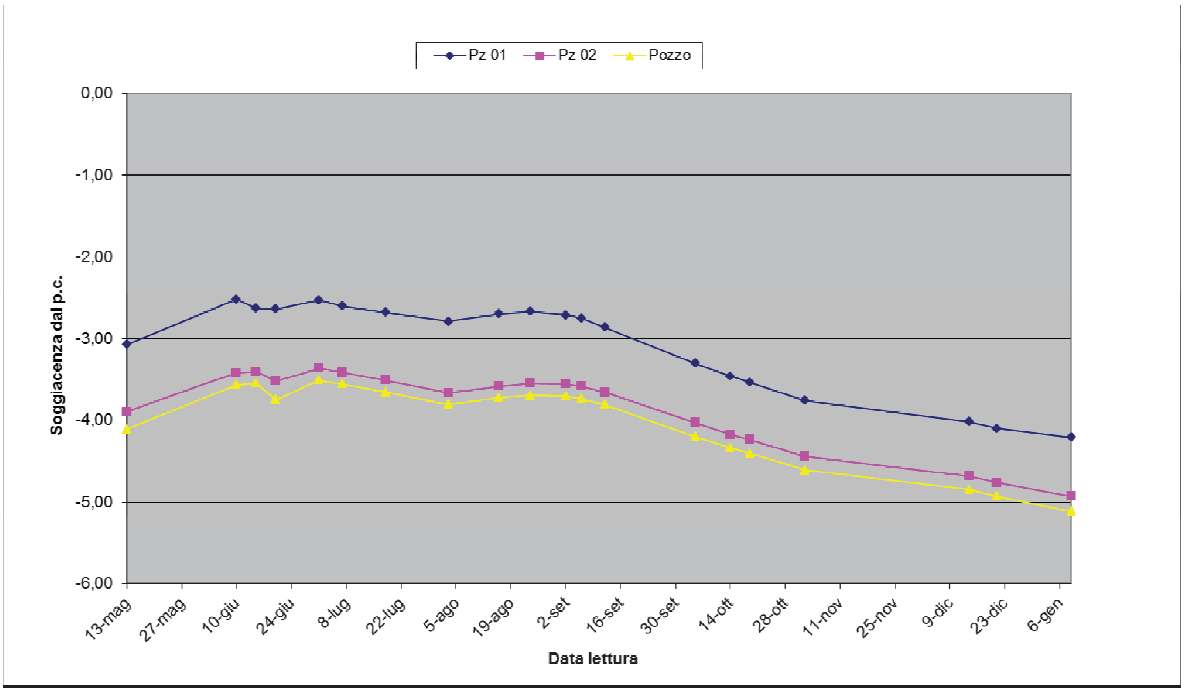
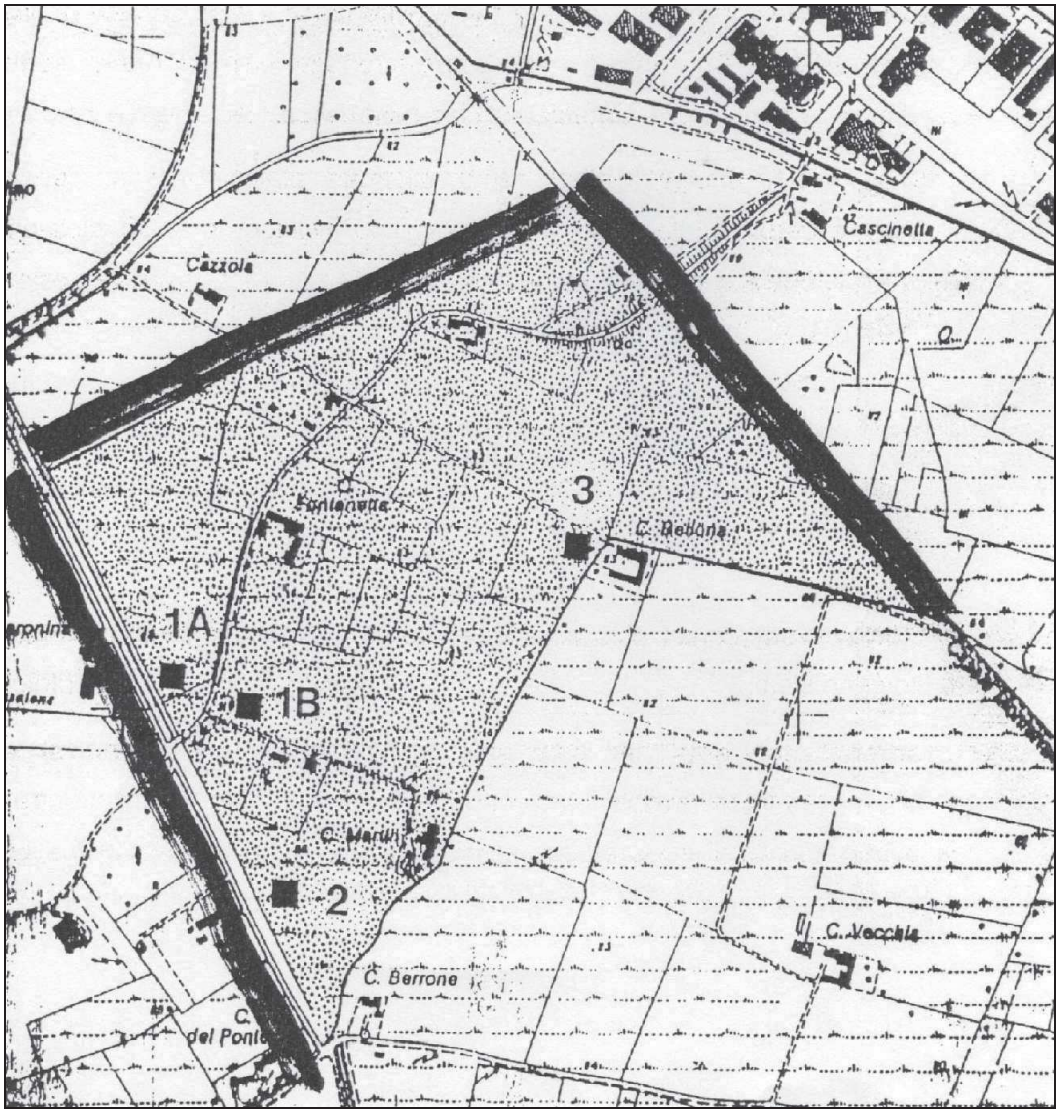



**Grafico dell'andamento della falda freatica superficiale nel periodo 13/052011 – 09/01/2012**

# 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

A supporto della Variante n°7 approvata con Delibera C.C. n°30 del 12/4/1999 furono condotte indagini geotecniche specifiche dall'analisi delle quali si possono trarre interessanti informazioni.

In particolare il Dott.Geol. Paolo Bianco nel 1998 realizzò n° 6 prove penetrometriche dinamiche (PPD) in corrispondenza dell'area industriale sud orientale di Casale M.to. Le prove 1°, 1B, 2 e 3 furono realizzate nelle immediate vicinanze dell'area PIP5.




**Ubicazione prove PPD realizzate a supporto della Variante al P.R.G.C. n° 7 del 1999**

L'analisi dei risultati delle prove, riportati in allegato alla presente relazione, evidenzia come l'assetto stratigrafico desunto dalle penetrometrie confermi quello rilevato durante l'esecuzione dei sondaggi con la presenza di un potente orizzonte superficiale potente 2/3 m costituito da sabbie-limose, talvolta con presenza di ghiaia, ricoprente depositi ghiaiosi sottostanti.

Si tenga conto che le descrizioni della litologia riportate nei risultati delle PPD sono desunte a partire dalla resistenza alla penetrazione e non da una osservazione diretta come quella svolta dallo scrivente del sondaggio Pz02; si ritiene quindi che gli orizzonti descritti come "*sabbie-limose*" nei risultati delle PPD siano associabili alle "*argille-limose*" osservate nel corso del sondaggio.

Dalle risultanze delle prove penetrometriche è stato però possibile definire dei parametri geotecnici dei terreni attraversati, così riassumibili:

- Depositi di copertura superficiale/suolo (profondità media 0/0,8 m): Peso di volume ($\gamma$)=1,6/1,7 t/m$^3$; angolo di attrito=20/24°;
- Depositi limoso-argilloso o sabbioso-limosi (profondità media 0,8/2,6 m): Peso di volume ($\gamma$)=1,7 t/m$^3$; angolo di attrito=24/28°;
- Depositi ghiaioso-sabbiosi con ciottoli (a partire da circa -2,6 m dl p.c.): Peso di volume ($\gamma$)=1,9/2,1 t/m$^3$; angolo di attrito=28/32°; Sono presenti lenti sabbioso-limose: Peso di volume ($\gamma$)=1,7 t/m$^3$; angolo di attrito=24°;

I valori sopra riportati sono indicativi e desunti dalle indagini penetrometriche svolte nelle immediate vicinanze dell'area PIP5.

In questa fase progettuale è stata richiesta allo scrivente una caratterizzazione geotecnica dei terreni più superficiali, ovvero quelli limoso-argillosi, in quanto su di essi verrà realizzata la viabilità interna dell'area PIP5. Premesso che una caratterizzazione specifica potrà essere realizzata solo a seguito dell'esecuzione di indagini geotecniche specifiche in corrispondenza dell'area d'intervento, si riporta a seguire una tabella tratta dallo studio del Dott. Bianco che individua le caratteristiche geotecniche dei terreni superficiali nel primo metro di profondità dal piano campagna.

| n. prove | n. di colpi medio alla profondità: 0,0-1,0 m | phi ° | gamma t/mq | Dr Kg/cmq |
|---|---|---|---|---|
| 1A | 2,5 | 20° | 1,7 | 13,8 |
| 1B | 4,2 | 22° | 1,65 | 22,2 |
| 2 | 3,9 | 21° | 1,7 | 21,6 |
| 3 | 3,1 | 20° | 1,6 | 17,2 |
| 4 | 6,7 | 23° | 1,65 | 37,2 |
| 5 | 9,8 | 24° | 1,7 | 54,4 |

Le prove 4 e 5 sono state realizzate a NE del sito d'intervento in corrispondenza di un settore ove non affiora la copertura limoso-argillosa e pertanto non sono rappresentative.

Si può osservare come i dati riportati in tabella per le prove 1°, 1B, 2 e 3 evidenzino caratteristiche geotecniche scadenti e pertanto nella progettazione delle opere viarie dovranno essere presi in considerazione interventi di miglioramento della superficie di appoggio ad esempio attraverso:

- Scotico dei terreni di copertura;
- Compattazione attraverso il rullaggio dei terreni;
- Realizzazione di un sottofondo in misto granulare stabilizzato applicato in strati costipati.

# 5. INDICAZIONI DI CARATTERE TECNICO-ESECUTIVO

A seguito delle indagini svolte è stato delineato l'assetto geologico , idrogeologico e geotecnico locale. Il progetto di urbanizzazione dell'area di P.R.G.C. denominata PIP 5 prevede ad oggi l'eventuale dispersione di parte delle acque meteoriche in falda, attraverso la realizzazione di opportuni sistemi di raccolta/dispersione e la realizzazione della viabilità interna.

Sulla base di quanto esposto risulta opportuno prevedere alcuni accorgimenti di carattere tecnico-esecutivo essenzialmente riconducibili a:

- Dal punto di vista litostratigrafico a seguito dell'esecuzione dei sondaggi geognostici ed all'analisi di indagini penetrometriche pregresse è possibile delineare il seguente assetto stratigrafico locale:
    - ORIZZONTE 1: Dal p.c. a -0,5 m circa terreno vegetale;
    - ORIZZONTE 2: Da -0,5 a -2,5/3 m depositi limoso argillosi con scarsa presenza di ghiaia;
    - ORIZZONTE 3: A partire da -2,5/3 m depositi ghiaiosi in matrice sabbioso-limosa con presenza di ciottoli. Indicativamente i depositi ghiaiosi raggiungono la profondità di 20/25 m di profondità dal p.c.

  In fase di esecuzione delle opere tale assetto stratigrafico andrà verificato puntualmente.
- L'assetto idrogeologico, analizzato attraverso il monitoraggio della falda, ha permesso di individuare come la minima soggiacenza della falda superficiale rispetto al p.c. si riscontri nel periodo che va da giungo a settembre e raggiunga i -2,5/3,4 m di profondità in corrispondenza dei punti di monitoraggio, ovvero un livello piezometrico indicativo compreso tra 109 e 110 m s.l.m.; il valore di soggiacenza massima è stato rilevato a gennaio 2012 quanto la falda si assestava a -4,2/4,9 m dal p.c.. L'escursione massima della falda rilevata nel periodo maggio 2011/gennaio 2012 è di circa 1,6 m.

  Le prove di permeabilità hanno permesso di risalire alla permeabilità media dei depositi ghiaiosi presenti a partire da -3 m dal p.c. (ORIZZONTE 3), cautelativamente considerata pari a $K=2,45*10^{-4}$ m/s. La presenza di subordinati livelli sabbiosi caratterizzati da permeabilità minore può localmente ridurre quella del deposito, anche se la loro continuità laterale può essere limitata e pertanto condizionare poco o nulla la permeabilità dell'acquifero nel suo insieme. In fase di progettazione di eventuali opere di smaltimento delle acque meteoriche in falda dovrà essere verificato che esso avvenga all'interno dei depositi ghiaiosi (ORIZZONTE 3) ad una profondità adeguata. Bisognerà anche tenere conto che nei periodi di massima ricarica la superficie piezometrica, limitata al tetto dalla presenza di terreni limoso-argilloso superficiali (ORIZZONTE 2) caratterizzati permeabilità scarsa o nulla, raggiunge quote di circa -3/-3,5 m dal p.c. saturando praticamente l'intero acquifero.
- Attraverso l'analisi di indagini penetrometriche pregresse realizzate nelle immediate vicinanze dell'area in studio sono state delineate le caratteristiche geotecniche dei terreni indagati. Si sottolinea che i parametri assegnati ai vari orizzonti sono puramente indicativi e che valutazioni di dettaglio potranno essere svolte solo a seguito di indagini geotecniche specifiche in corrispondenza dell'area d'intervento.
    - ORIZZONTE 1: Depositi di copertura superficiale/suolo – Caratteristiche geotecniche scadenti: Peso di volume ($\gamma$)=1,6/1,7 t/m$^3$; angolo di attrito=20/24°;

- ORIZZONTE 2: Depositi limoso-argilloso o sabbioso-limosi - Caratteristiche geotecniche da scadenti a mediocri: Peso di volume ($\gamma$)=1,7 t/m$^3$; angolo di attrito=24/28°;
- ORIZZONTE 3: Depositi ghiaioso-sabbiosi con ciottoli - Caratteristiche geotecniche da mediocri a buone: Peso di volume ($\gamma$)=1,9/2,1 t/m$^3$; angolo di attrito=28/32°; sono presenti lenti sabbioso-limose: Peso di volume ($\gamma$)=1,7 t/m$^3$; angolo di attrito=24°;

Si può osservare come i dati riportati in tabella per le prove 1°, 1B, 2 e 3 evidenzino caratteristiche geotecniche scadenti e pertanto nella progettazione delle opere viarie che interesseranno i terreni più superficiali (ORIZZONTE 1 e ORIZZONTE 2) dovranno essere valutate nel dettaglio le caratteristiche geotecniche dei terreni superficiali attraverso indagini geotecniche specifiche (es. prove di carico su piastra) e presi in considerazioni interventi di miglioramento della superficie di appoggio delle opere attraverso:

- Scotico dei terreni di copertura
- Compattazione attraverso il rullaggio dei terreni
- Realizzazione di un sottofondo in misto granulare stabilizzato applicato in strati costipati

Visto il quadro geotecnico individuato la realizzazione dei singoli progetti di edificazione dell'area dovrà essere preceduta da un'attenta indagine geotecnica corredata dalla realizzazione di specifiche indagini geognostiche così come previsto dalla normativa vigente.

- In fase di esecuzione delle opere si dovrà porre la massima attenzione alla stabilità dei fronti di scavo, evitando di intervenire con scavi aperti nei periodi piovosi, adottando tutte le cautele per il loro sostegno soprattutto nel caso in cui la loro altezza superi i 1,5 m.

# 6. CONCLUSIONI

Le osservazioni sopra esposte consentono di evidenziare la fattibilità degli interventi in progetto dal punto di vista geologico, idrogeologico e geotecnico, avendo cura di rispettare le considerazioni di carattere tecnico-esecutivo precedentemente illustrate.

In sede di esecuzione dei lavori di dovrà eseguire un rigoroso controllo delle caratteristiche dei terreni indagati e la Direzione Lavori, ove necessario, è tenuta a richiedere un sopralluogo dello scrivente per il controllo della conformità di quanto sopra esposto e per verificare la continuità dell'assetto stratigrafico, geotecnico ed idrogeologico supposto attraverso indagini di superficie o puntuali. Sarà così possibile apportare quelle modificazioni e miglioramenti tecnici che si renderanno eventualmente necessari.

Peveragno, marzo 2012

Il Geologo, Dott. Andrea Bredy

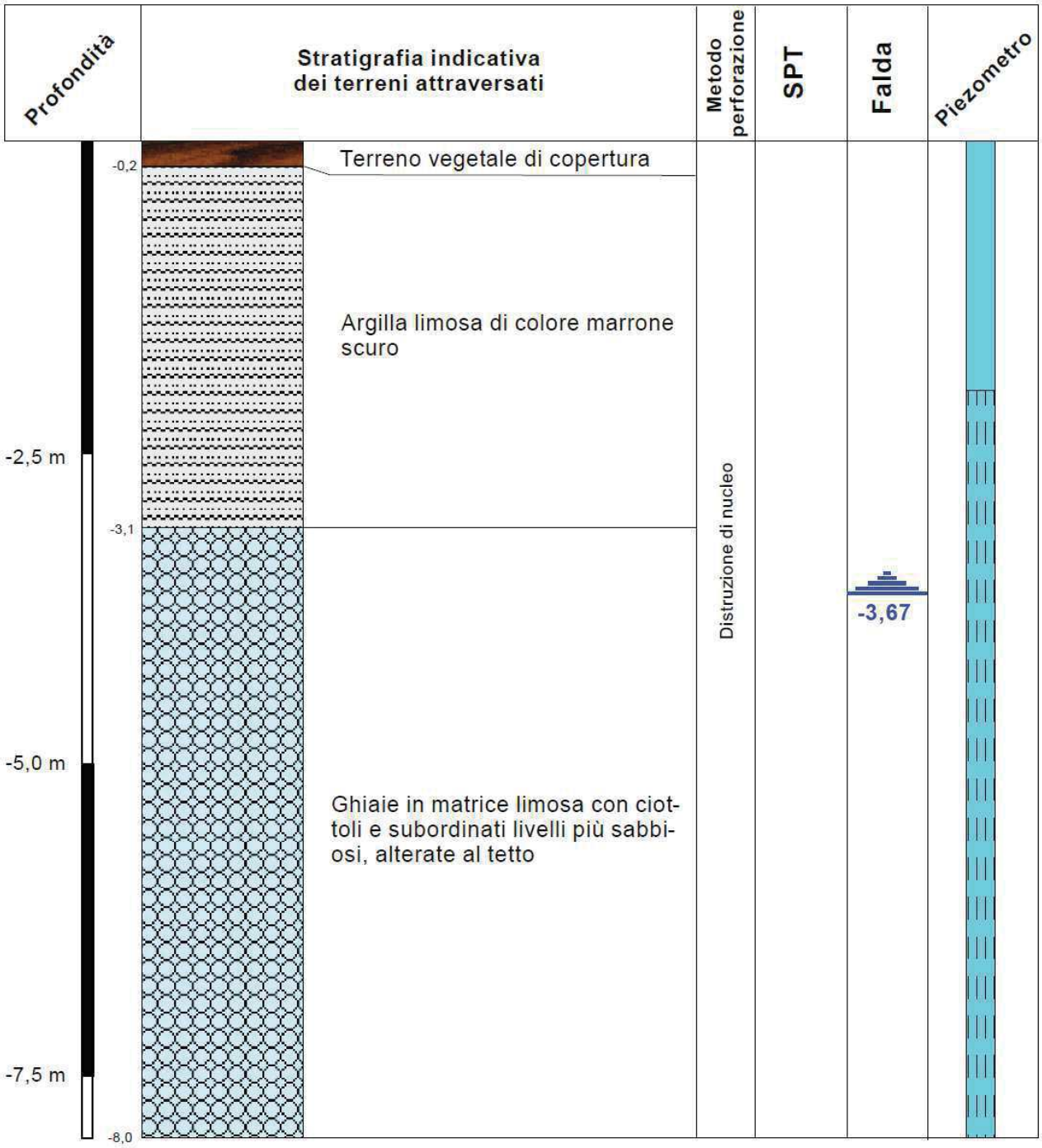
***ALLEGATI:***

- *Stratigrafie Sondaggi*
- *Grafici e tabelle delle prove di Permeabilità (Lefranc)*
- *Grafici e Tabelle Indagini geognostiche realizzate dal Dott.Geol.Bianco*
- *Estratto "Carta di Sintesi della Pericolosità Geomorfologica e dell'Idoneità all'Utilizzazione Urbanistica" – Dott.Geol. P.Leporati, Dicembre 1998*

# Stratigrafie Sondaggi

## SONDAGGIO Pz 01

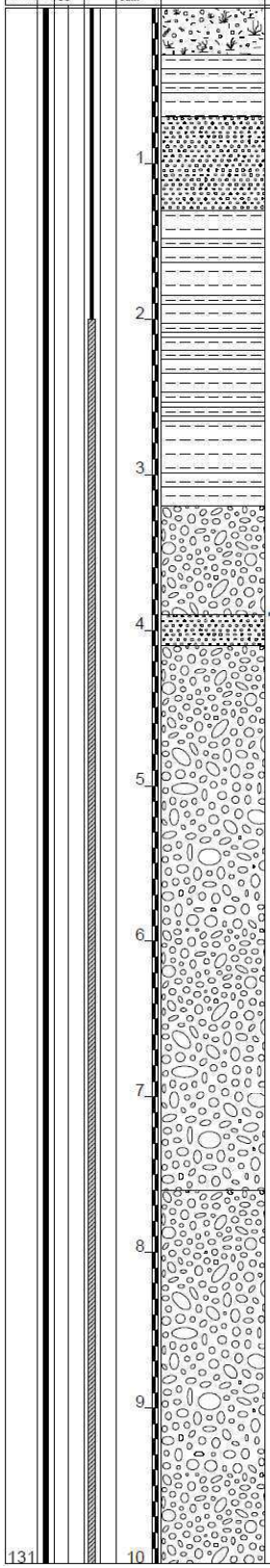
| Comune: | Data Esecuzione: | Quota p.c.: |
|---|---|---|
| Casale M.to | 13-14 Maggio 2011 | 114 m s.l.m. |
| **Cantiere:** | **Perforazione:** | **Ditta Esecutrice:** |
| Area P.I.P. 5 | Distruzione di nucleo 131 mm | Carsico s.r.l. |



# STRATIGRAFIA - Pz 02

SCALA 1 : 41 Pagina 1/1

| | |
|---|---|
| Riferimento: Casale M.to | Sondaggio: Pz 02 |
| Località: | Quota: |
| Impresa esecutrice: Carsico S.r.l. | Data: 16 Maggio 2010 |
| Coordinate: | Redattore: Dott. A. Montrucchio |
| Perforazione: CMV MK 900 D | |




| prof. m | DESCRIZIONE |
|---|---|
| 0,3 | Terreno vegetale |
| 0,7 | Argilla limosa color marrone scuro |
| 1,3 | Sabbia cementata color grigio |
| 2,2 | Argilla limosa color marrone scuro |
| 3,2 | Argilla limosa color marrone-nero; presenza di ghiaia da 2,9 m |
| 3,9 | Ghiaia alterata in matrice limosa color marrone grigio con screziature rossastre, bagnata |
| 4,1 | Livello sabbioso color marrone-grigio con venature rossastre, bagnata |
| 7,6 | Ghiaia alterata in matrice limosa color marrone nocciola con screziature rossastre, bagnata |
| 10,0 | Ghiaia sciolta color nocciola, bagnata |

Grafici e tabelle delle prove di Permeabilità (Lefranc)

--

Committente: Comune Casale M.to

Località: Area PIP 5 Descrizione: Prova Carico Costante n°1

Note: Sigla: PL1

## Prova di permeabilità in foro di sondaggio a carico costante

| Profondità prova(m) | Lunghezza filtro(m) | Altezza acqua in foro(m) | Portata (l/s) | Permeabilità (m/s) |
|---|---|---|---|---|
| 4,15 | 0,25 | 4,1 | 0,1 | 5,63E-5 |

Diametro del foro (mm): 152 Profondità della falda dal p.c. (m): 3,75

Permeabilità media (m/s): 5,63E-5

--

Committente: Comune Casale M.to

Località: Aprea PIP 5 Descrizione: Prova Carico Variabile n°1

Note: Sigla: PL1

## Prova di permeabilità in foro di sondaggio a carico variabile

| Tempo (s) | Livello dell'acqua(m) | Permeabilità (m/s) |
|---|---|---|
| 0 | 4,15 | |
| 15 | 4,05 | 0,000118 |
| 30 | 3,95 | 0,000121 |
| 60 | 3,8 | 9,37E-5 |
| 90 | 3,74 | 3,85E-5 |
| 120 | 3,52 | 0,000147 |
| 180 | 3,27 | 8,91E-5 |
| 240 | 3,04 | 8,82E-5 |
| 300 | 2,82 | 9,09E-5 |
| 450 | 2,37 | 8,41E-5 |
| 600 | 1,97 | 8,94E-5 |
| 900 | 1,43 | 7,75E-5 |
| 1200 | 1,08 | 6,79E-5 |
| 1500 | 0,86 | 5,51E-5 |

Diametro del foro (mm): 152 Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Profondità del foro (m): 4,15 Lunghezza del tratto filtrante (m): 0,25

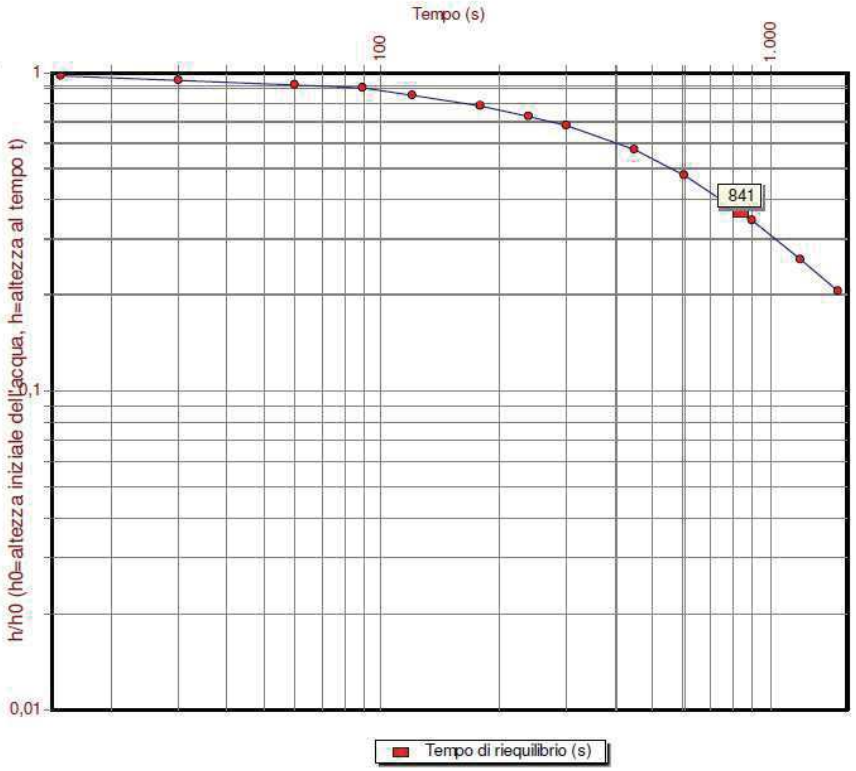
Metodo di calcolo: Raccomandazioni A.G.I. Permeabilità media (m/s): 8,63E-5

Committente: Comune Casale M.to

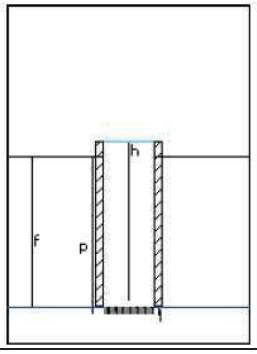
Località: Aprea PIP 5 Descrizione: Prova Carico Variabile n°1

Note: Sigla: PL1

## Grafico della prova di permeabilità in foro di sondaggio a carico variabile




| | |
|---|---|
| *Diametro del foro (mm):* | 152 |
| *Profondità della prova (m):* | 4,15 |
| *Profondità della falda dal p.c.(m):* | 3,75 |
| *Lunghezza del tratto filtrante (m):* | 0,25 |
| *Metodo di calcolo:* | Raccomandazioni A.G.I. |
| *Permeabilità media (m/s):* | 8,63E-5 |




*LEGENDA*

p=profondità della prova;

f=profondità della falda;

l=tratto filtrante;

h=altezza acqua;

--

Committente: Comune Casale M.to

Località: Area PIP 5 Descrizione: ProvaCarico Costante 2

Note: Sigla: PL2

## Prova di permeabilità in foro di sondaggio a carico costante

| Profondità prova(m) | Lunghezza filtro(m) | Altezza acqua in foro(m) | Portata (l/s) | Permeabilità (m/s) |
|---|---|---|---|---|
| 6 | 0,2 | 2,98 | 0,617 | 0,000478 |

Diametro del foro (mm): 152 Profondità della falda dal p.c. (m): 3,75

Permeabilità media (m/s): 4,78E-4

--

Committente: Comune Casale M.to

Località: Aprea PIP 5 Descrizione: Prova Carico Variabile 2

Note: Sigla: PL2

## Prova di permeabilità in foro di sondaggio a carico variabile

| Tempo (s) | Livello dell'acqua(m) | Permeabilità (m/s) |
|---|---|---|
| 0 | 6 | |
| 15 | 5,4 | 0,000637 |
| 30 | 5 | 0,000466 |
| 45 | 4,6 | 0,000504 |
| 60 | 4,3 | 0,000408 |
| 90 | 3,8 | 0,000374 |
| 120 | 3,36 | 0,000372 |
| 150 | 3,05 | 0,000293 |
| 180 | 2,8 | 0,000259 |
| 210 | 2,63 | 0,000189 |
| 240 | 2,51 | 0,000141 |
| 300 | 2,34 | 0,000106 |
| 360 | 2,24 | 6,6E-5 |
| 380 | 2,2 | 8,17E-5 |
| 420 | 2,18 | 2,07E-5 |

Diametro del foro (mm): 152 Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Profondità del foro (m): 6 Lunghezza del tratto filtrante (m): 0,2

Metodo di calcolo: Raccomandazioni A.G.I. Permeabilità media (m/s): 2,45E-4

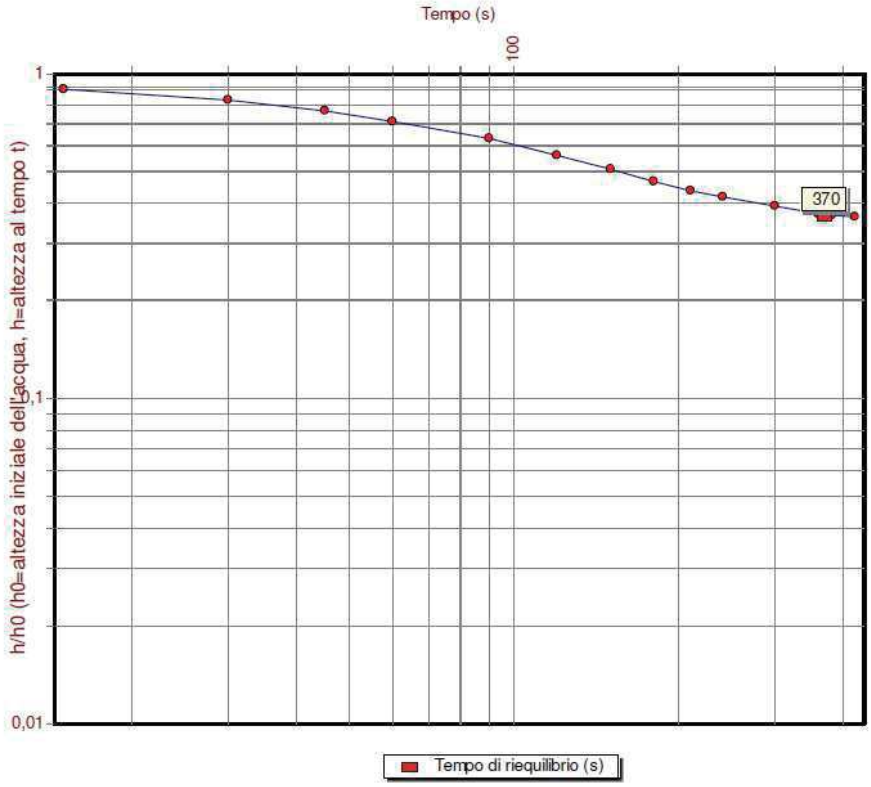
--

Committente: Comune Casale M.to

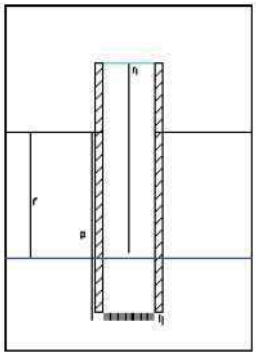
Località: Aprea PIP 5 Descrizione: Prova Carico Variabile 2

Note: Sigla: PL2

## Grafico della prova di permeabilità in foro di sondaggio a carico variabile




| | |
|---|---|
| *Diametro del foro (mm):* | 152 |
| *Profondità della prova (m):* | 6 |
| *Profondità della falda dal p.c.(m):* | 3,75 |
| *Lunghezza del tratto filtrante (m):* | 0,2 |
| *Metodo di calcolo:* | Raccomandazioni A.G.I. |
| *Permeabilità media (m/s):* | 2,45E-4 |



*LEGENDA*

p=profondità della prova;

f=profondità della falda;

l=tratto filtrante;

h=altezza acqua;

Grafici e Tabelle Indagini geognostiche realizzate dal Dott.Geol.Bianco

COPIA PER L'UFFICIO

# CITTÀ DI CASALE MONFERRATO

I DIPARTIMENTO PIANIFICAZIONE URBANA E TERRITORIALE

LEGGE REGIONE PIEMONTE 05/12/1977, n. 56 art.17

## PIANO REGOLATORE GENERALE

APPROVATO CON D.G.R. del 6/6/1989, N.93-29164

## VARIANTE n. 7

## PROGETTO DEFINITIVO

## RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA PER LE AREE INTERESSATE DA NUOVI INSEDIAMENTI RESIDENZIALI E PRODUTTIVI

VOLUME 2

CASALE MONFERRATO LI - 9 APR. 1999

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Roberto Martinotti

I PROGETTISTI

IL SINDACO

ADOTTATO CON DELIBERA C.C. N. 30 DEL 12 APR. 1999

APPROVATO CON DGR N. 15-29870 del 02.05.2000

IL SEGRETARIO GENERALE

CITTA' DI CASALE MONF. - I° DIP. PIANIFICAZIONE U.T.

**Geologia Geotecnica Idrogeologia**
**dott. geol. Paolo Bianco**

p.zza Statuto n.7 ~ 15033 Casale Monferrato (AL )
Telefono 0142- 456691
P.IVA 01604210060

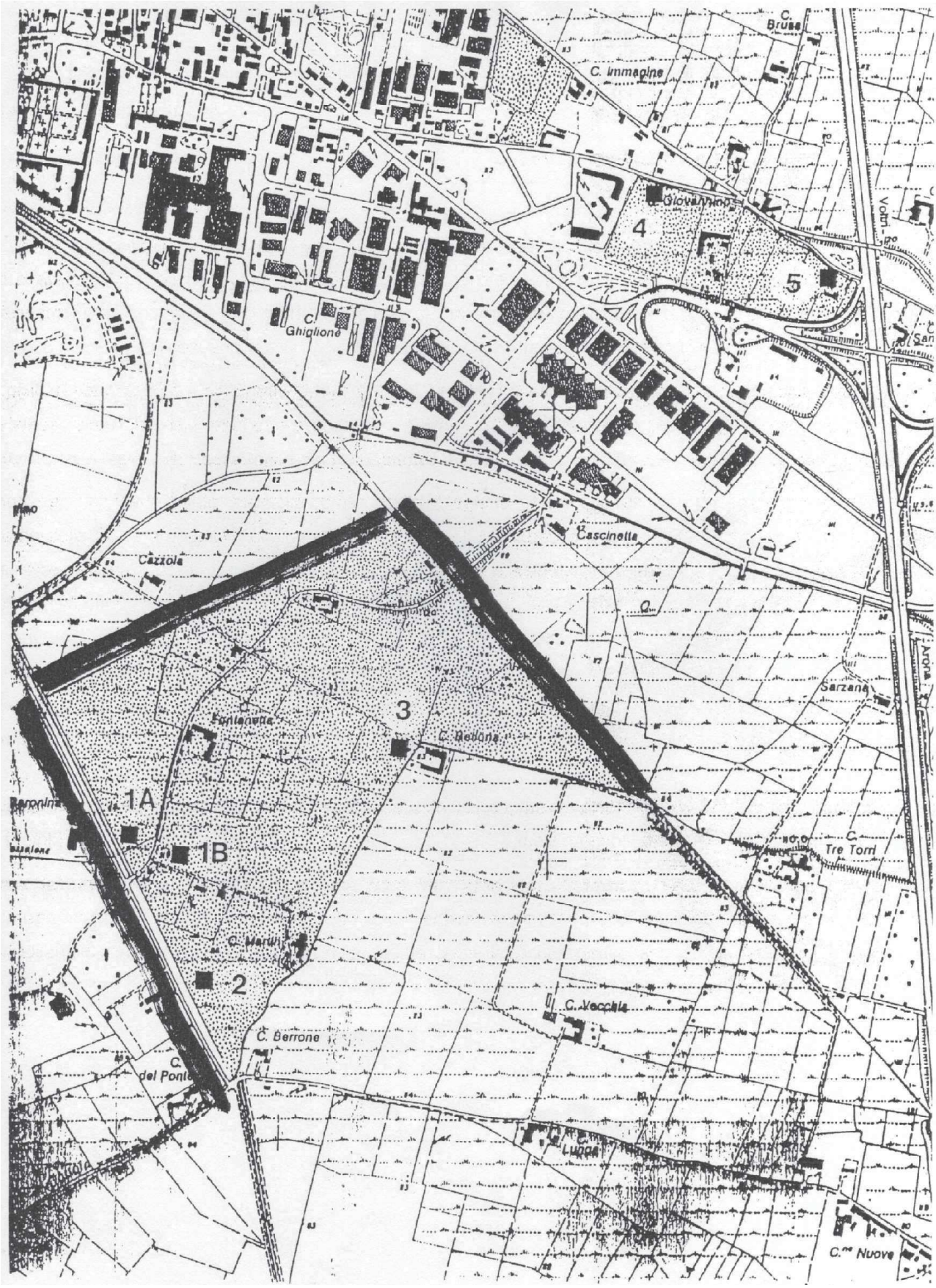
CASALE MONFERRATO (AL)

# INDAGINE GEOLOGICO TECNICA IN SITU RELATIVA ALL'AREA INDUSTRIALE SUD ORIENTALE DELLA CITTÀ' DI CASALE MONFERRATO

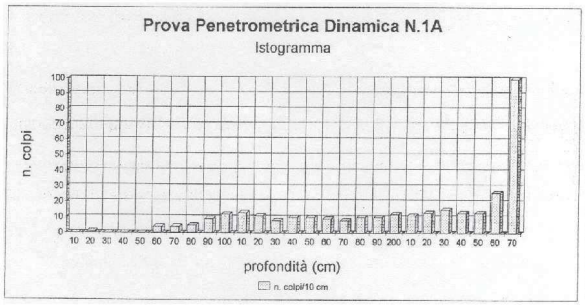
CASALE MONFERRATO, 10.11.1998

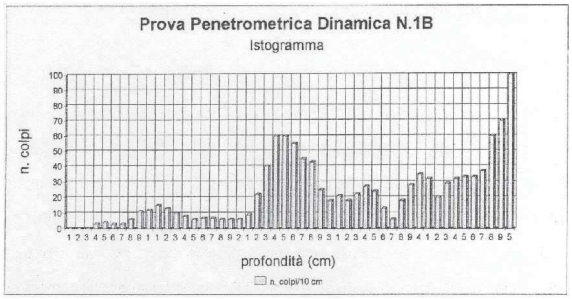
IL TECNICO
Dott. Geol. Paolo Bianco

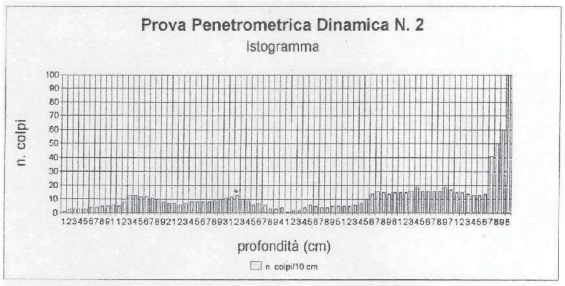
ORDINE DEI GEOLOGI DEL PIEMONTE
BIANCO Paolo N° 389

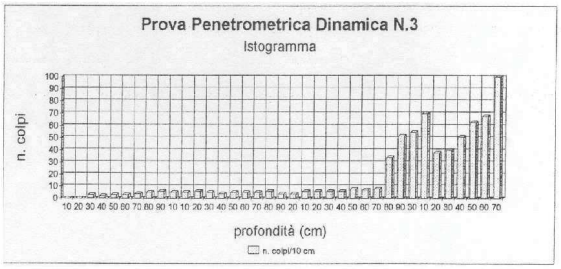

C. Bruse
C. Immagine
Giovannino
4
5
C. Ghiglione
Cascinetta
Cazzola
Sarzana
3
C. Berrone
1A
1B
C. Tre Torri
C. Marini
2
C. Vecchia
C. Berrone
C. del Ponte
Lupa
C.me Nuove

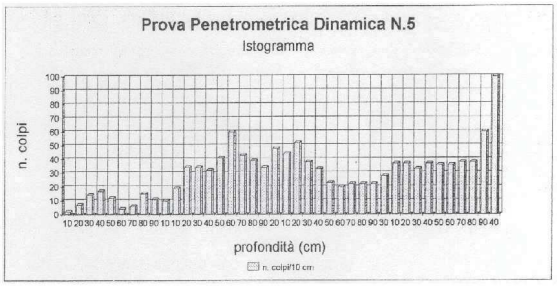
# GRAFICI DELLE P.P.D. E DELLE STRATIGRAFIE PRESUNTE

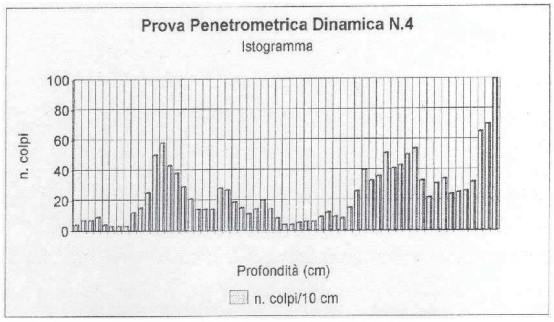


# TABELLE RIASSUNTIVE DELL P.P.D. E DELLE STRATIGRAFIE PRESUNTE

## (PROVE 1A - 1B)

| Prova | petromet. | N.1A |
|---|---|---|
| profondità | n. colpi | strat. pres. |
| 10 | 0 | |
| 20 | 1 | |
| 30 | 0 | |
| 40 | 0 | suolo |
| 50 | 0 | |
| 60 | 4 | |
| 70 | 4 | |
| 80 | 5 | |
| 90 | 9 | ---------- |
| 100 | 12 | |
| 110 | 13 | |
| 120 | 11 | |
| 130 | 8 | |
| 140 | 10 | |
| 150 | 10 | sabbia e |
| 160 | 9 | ghiaia |
| 170 | 8 | sciolta |
| 180 | 10 | |
| 190 | 10 | |
| 200 | 12 | |
| 210 | 11 | |
| 220 | 13 | |
| 230 | 15 | |
| 240 | 13 | |
| 250 | 13 | |
| 260 | 26 | ---------- |
| 270 | 100 | addensata |

| Prova | penetom. | N.1B |
|---|---|---|
| Profondità | n. colpi | strat. pres. |
| 10 | 0 | |
| 20 | 0 | |
| 30 | 0 | |
| 40 | 3 | suolo |
| 50 | 4 | |
| 60 | 3 | |
| 70 | 3 | |
| 80 | 6 | |
| 90 | 11 | ---------- -- |
| 100 | 12 | |
| 10 | 15 | sabbia e |
| 20 | 13 | ghiaia |
| 30 | 10 | |
| 40 | 8 | ---------- -- |
| 50 | 6 | |
| 60 | 7 | |
| 70 | 7 | sabbia |
| 80 | 6 | limosa |
| 90 | 6 | |
| 200 | 6 | |
| 10 | 9 | ---------- |
| 20 | 22 | |
| 30 | 40 | |
| 40 | 60 | ghiaia |
| 50 | 60 | addensata |
| 60 | 55 | |
| 70 | 45 | |
| 80 | 43 | ---------- |
| 90 | 25 | |
| 300 | 18 | ghiaia |
| 10 | 21 | sabbia |
| 20 | 18 | ciottoli |
| 30 | 22 | |
| 40 | 27 | |
| 50 | 24 | |
| 60 | 13 | ---------- |
| 70 | 6 | sabbia lim. |
| 80 | 18 | ---------- |
| 90 | 28 | |
| 400 | 35 | |
| 10 | 32 | ghiaia |
| 20 | 20 | sabbia |
| 30 | 29 | ciottoli |
| 40 | 32 | |
| 50 | 33 | |
| 60 | 33 | |
| 70 | 37 | ---------- |
| 80 | 60 | ghiaia |
| 90 | 70 | molto |
| 500 | 100 | addensata |

# TABELLE RIASSUNTIVE DELL P.P.D. E DELLE STRATIGRAFIE PRESUNTE

## (PROVE 3 - 4)

| Prova | petromet. | N.3 |
|---|---|---|
| profondità | n. colpi | strat. pres. |
| 10 | 0 | |
| 20 | 0 | |
| 30 | 3 | suolo |
| 40 | 2 | |
| 50 | 3 | |
| 60 | 3 | |
| 70 | 4 | ---------- |
| 80 | 5 | |
| 90 | 6 | |
| 100 | 5 | |
| 10 | 5 | |
| 20 | 6 | |
| 30 | 5 | |
| 40 | 4 | |
| 50 | 5 | sabbia lim. |
| 60 | 5 | deb. sabb. |
| 70 | 5 | molto |
| 80 | 6 | sciolta |
| 90 | 4 | |
| 200 | 4 | |
| 10 | 6 | |
| 20 | 6 | |
| 30 | 6 | |
| 40 | 6 | |
| 50 | 8 | |
| 60 | 7 | |
| 70 | 8 | ---------- |
| 80 | 34 | |
| 90 | 52 | |
| 300 | 55 | |
| 10 | 70 | ghiaia |
| 20 | 38 | addensata |
| 30 | 40 | |
| 40 | 51 | |
| 50 | 63 | |
| 60 | 68 | |
| 70 | 100 | |

| Prova | penetom. | N.4 |
|---|---|---|
| Profondità | n. colpi | strat. pres. |
| 10 | 4 | |
| 20 | 7 | |
| 30 | 7 | |
| 40 | 9 | suolo |
| 50 | 4 | |
| 60 | 3 | |
| 70 | 3 | |
| 80 | 3 | |
| 90 | 12 | ---------- |
| 100 | 15 | |
| 10 | 25 | |
| 20 | 50 | |
| 30 | 58 | ghiaia |
| 40 | 43 | addensata |
| 50 | 38 | |
| 60 | 29 | |
| 70 | 21 | ---------- |
| 80 | 14 | |
| 90 | 14 | |
| 200 | 14 | |
| 10 | 28 | ghiaia e |
| 20 | 27 | sabbia |
| 30 | 19 | sciolta |
| 40 | 15 | |
| 50 | 11 | |
| 60 | 14 | |
| 70 | 20 | |
| 80 | 14 | ---------- |
| 90 | 8 | |
| 300 | 4 | limi |
| 10 | 4 | sabbiosi |
| 20 | 5 | |
| 30 | 6 | |
| 40 | 6 | ---------- |
| 50 | 9 | |
| 60 | 12 | |
| 70 | 9 | |
| 80 | 8 | |
| 90 | 15 | |
| 400 | 26 | |
| 10 | 40 | |
| 20 | 33 | |
| 30 | 36 | ghiaia da |
| 40 | 51 | mediam. |
| 50 | 41 | addensata |
| 60 | 43 | ad addens. |
| 70 | 50 | |
| 80 | 54 | |
| 90 | 33 | |
| 500 | 22 | |
| 10 | 31 | |
| 20 | 34 | |
| 30 | 24 | |
| 40 | 25 | |
| 50 | 26 | |
| 60 | 32 | |
| 70 | 65 | |
| 80 | 70 | |
| 90 | 100 | |

# TABELLE RIASSUNTIVE DELL P.P.D. E DELLE STRATIGRAFIE PRESUNTE

## (PROVE 2 - 5)

| *Prova* | *penetom.* | *N.2 0-4m* |
|---|---|---|
| **Profondità** | **n. colpi** | **strat. pres.** |
| 10 | 1 | |
| 20 | 3 | |
| 30 | 3 | |
| 40 | 3 | |
| 50 | 3 | suolo |
| 60 | 4 | limoso |
| 70 | 4 | sabbioso |
| 80 | 5 | |
| 90 | 5 | |
| 100 | 6 | |
| 10 | 5 | ---------- |
| 20 | 8 | |
| 30 | 13 | |
| 40 | 13 | sabbia e |
| 50 | 12 | ghiaia |
| 60 | 12 | |
| 70 | 11 | |
| 80 | 10 | ---------- |
| 90 | 8 | |
| 200 | 7 | |
| 10 | 7 | |
| 20 | 6 | sabbia |
| 30 | 7 | poco |
| 40 | 8 | addensata |
| 50 | 8 | |
| 60 | 8 | |
| 70 | 8 | |
| 80 | 9 | ---------- |
| 90 | 10 | |
| 300 | 11 | |
| 10 | 12 | ghiaia |
| 20 | 13 | sciolta |
| 30 | 10 | |
| 40 | 9 | ---------- |
| 50 | 6 | |
| 60 | 7 | |
| 70 | 6 | |
| 80 | 3 | |
| 90 | 3 | |
| 400 | 4 | |

| *Prova* | *penetom.* | *N.2 4-8m* |
|---|---|---|
| **Profondità** | **n. colpi** | **strat. pres.** |
| 10 | 1 | |
| 20 | 2 | |
| 30 | 2 | |
| 40 | 4 | sabbia e |
| 50 | 6 | limi |
| 60 | 5 | argillosi |
| 70 | 4 | sciolti |
| 80 | 4 | |
| 90 | 5 | |
| 500 | 5 | |
| 10 | 5 | |
| 20 | 5 | |
| 30 | 6 | |
| 40 | 7 | ---------- |
| 50 | 10 | |
| 60 | 14 | |
| 70 | 16 | |
| 80 | 15 | |
| 90 | 14 | |
| 600 | 15 | |
| 10 | 15 | |
| 20 | 15 | |
| 30 | 16 | ghiaia e |
| 40 | 19 | sabbia |
| 50 | 16 | med. add. |
| 60 | 16 | |
| 70 | 16 | |
| 80 | 16 | |
| 90 | 19 | |
| 700 | 17 | |
| 10 | 15 | |
| 20 | 15 | |
| 30 | 14 | |
| 40 | 13 | |
| 50 | 13 | |
| 60 | 14 | ---------- |
| 70 | 41 | |
| 80 | 50 | ghiaia |
| 90 | 60 | addensata |
| 800 | 100 | |

| *Prova* | *penetom.* | *N.5* |
|---|---|---|
| **Profondità** | **n. colpi** | **strat. pres.** |
| 10 | 2 | suolo |
| 20 | 7 | ---------- |
| 30 | 14 | |
| 40 | 17 | |
| 50 | 12 | |
| 60 | 4 | ghiaia e |
| 70 | 6 | sabbia |
| 80 | 15 | |
| 90 | 11 | |
| 100 | 10 | |
| 10 | 19 | ---------- |
| 20 | 34 | |
| 30 | 34 | |
| 40 | 32 | |
| 50 | 41 | |
| 60 | 60 | ghiaia da |
| 70 | 43 | addensata |
| 80 | 39 | a molto |
| 90 | 34 | addensata |
| 200 | 48 | |
| 10 | 44 | |
| 20 | 52 | |
| 30 | 38 | |
| 40 | 33 | ---------- |
| 50 | 23 | |
| 60 | 20 | |
| 70 | 22 | ghiaia e |
| 80 | 22 | sabbia |
| 90 | 22 | |
| 300 | 28 | ---------- |
| 10 | 37 | |
| 20 | 37 | |
| 30 | 33 | |
| 40 | 37 | ghiaia e |
| 50 | 36 | sabbia |
| 60 | 36 | addensata |
| 70 | 38 | |
| 80 | 38 | |
| 90 | 60 | ---------- |
| 400 | 100 | molto add. |

Estratto "Carta di Sintesi della Pericolosità Geomorfologica e dell'Idoneità all'Utilizzazione Urbanistica" – Dott.Geol. P.Leporati, Dicembre 1998

DOTT. PAOLO LEPORATI
GEOLOGO
Studio: Via Piave, 12 - 10122 Torino
tel./fax 011 - 436.21.29
Abitazione: Via Galvani, 5 bis - 10144 Torino
tel. 011 - 473.36.19
Cell. 0347-234.22.84

CONSULENZE GEOGNOSTICHE - PROTEZIONE IDROGEOLOGICA
ESPERTO PIANIFICAZIONE TERRITORIALE
DEL MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

DOTT. MASSIMO CALAFIORE
GEOLOGO
V.le G. Matteotti, 24 - 10042 Nichelino (TO)
Tel./Fax 011-62.55.01
Cell. 0347-415.28.72

E-mail: calafiore@mbox.inditel.it

STUDI GEOLOGICI GEOLOGICO-TECNICI E GEOLOGIA DEL TERRITORIO
ANALISI GEOLOGICHE GEOMORFOLOGICHE GEOIDROLOGICHE
FINALIZZATE ALLA PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E ALLA DIFESA DEL SUOLO

# COMUNE DI CASALE MONFERRATO

## CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITÀ ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA

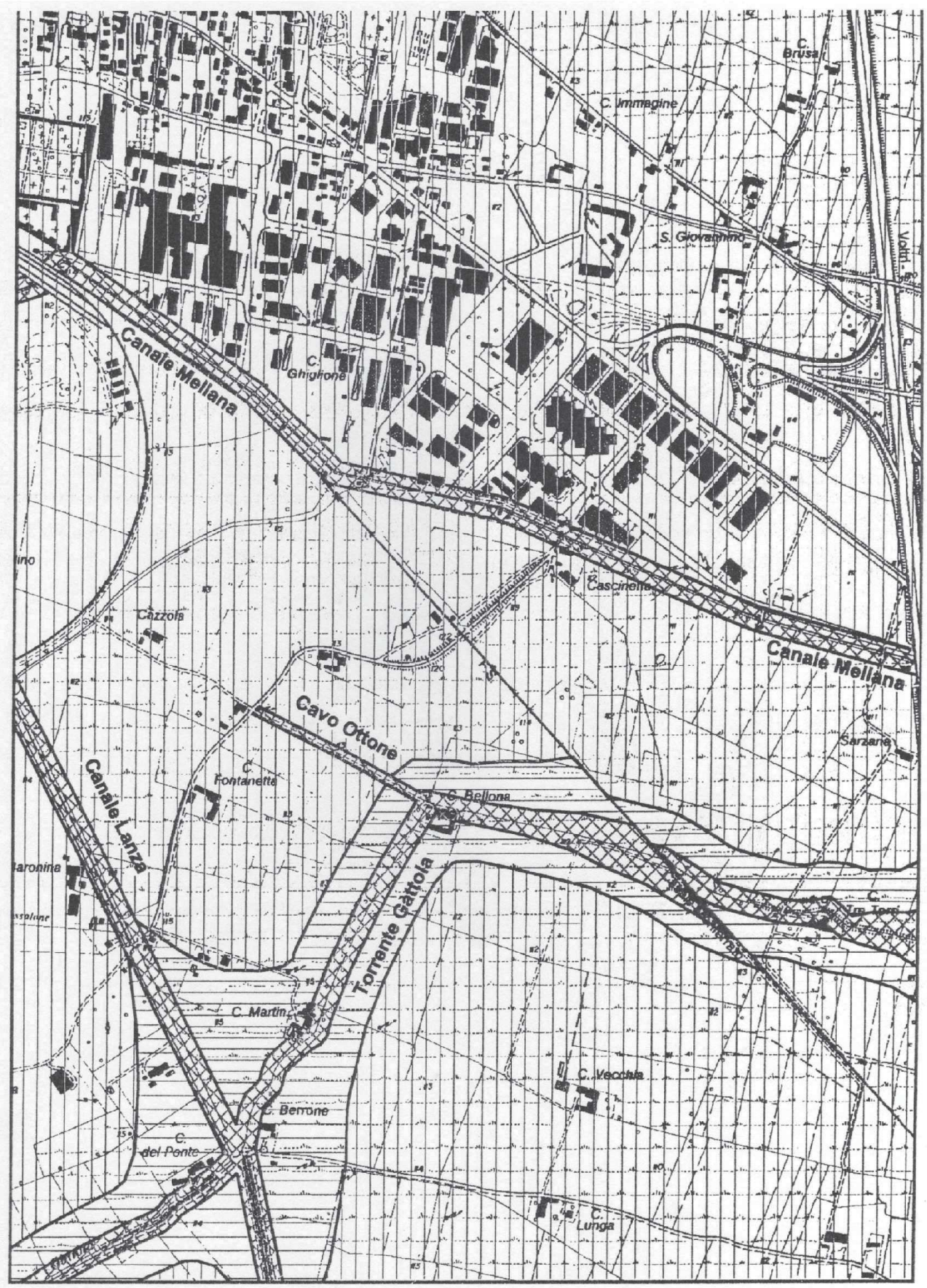
Ai sensi della Circolare del Presidente della Giunta Regionale dell'8 maggio 1996, n. 7/LAP

Dicembre 1998

**Scala 1:10.000**

| | |
|---|---|
| **Classe I** | **Pericolosità geomorfologica bassa** |
| | Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11 marzo 1988 e di quelle da stabilire in sede di adeguamento del P.R.G.C. . |
| **Classe II** | **Pericolosità geomorfologica media** |
| | Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto di modesti accorgimenti tecnici esplicitati a livello di norme di attuazione ispirate al D.M. 11 marzo 1988 e realizzabili a livello di progetto esecutivo esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante. Tali interventi non dovranno in alcun modo incidere negativamente sulle aree limitrofe, né condizionarne la propensione all'edificabilità.<br><br>Settori di versante vulnerabili da fenomeni erosivi per fluidificazione dei terreni della copertura superficiale.<br><br>Aree di pianura limitrofe a settori di territorio condizionati da allagamenti o da linee di drenaggio minori, per le quali si evidenzia la necessità di interventi manutentivi (pulizia costante dell'alveo, rivestimento dei canali e dei fossi, adeguamento degli attraversamenti, ecc...) e nelle quali il rischio di inondabilità, di acque sempre a bassa energia e altezza di pochi centimetri, è legato a eventi catastrofici.<br><br>Aree edificabili con costi di soglia connessi a zone caratterizzate da requisiti geotecnici incerti, perché penalizzate dalla pendenza o dalla scarsa portanza dei terreni, o a settori di versante poco acclivi con potenziale criticità solo per eventi idrogeologici eccezionali, o a zone condizionabili da modesti allagamenti dove, comunque, l'azione delle acque di esondazione presenta caratteri di bassa energia e il rischio di inondabilità è legato esclusivamente alla scarsa manutenzione. |

| Classe III | Pericolosità geomorfologica alta |
|---|---|
| **Porzioni di territorio nelle quali gli elementi di pericolosità geomorfologica e di rischio derivanti questi ultimi dall'urbanizzazione dell'area, sono tali da impedirne l'utilizzo qualora inedificate, richiedendo, viceversa, la previsione di interventi di riassetto territoriale a tutela del patrimonio esistente.** | |
| **Classe III indifferenziata** | |
| | Versanti indifferenziati e/o aree collinari sottoposte in passato ad estrazione di marne da cemento.<br>Le aree che rientrano in questa classe sono da considerarsi attualmente inedificabili.<br>Eventuali benefici urbanistici derivanti da studi di approfondimento sulla localizzazione e sull'influenza delle gallerie di cava o da opere infrastrutturali a difesa del territorio potranno essere valutati in seguito, successivamente all'esecuzione di studi e/o di un piano che risolva le problematiche di carattere geologico e che sia organizzato in maniera organica su una porzione significativa del bacino di pertinenza.<br>Sono però ammessi interventi manutentivi o conservativi dei fabbricati esistenti.<br>Le porzioni di territorio così classificate potranno pertanto essere oggetto di successivi approfondimenti a scala di dettaglio in occasione di revisione del Piano, Varianti generali, specifiche, ecc..., nel corso delle quali più specifiche indagini potranno portare ad una diversa classificazione del territorio.<br>In ogni caso varranno le nuove disposizioni collegabili alle note esplicative della Circolare 7/LAP di prossima emanazione. |
| **Classe IIIA** | |
| | Porzioni di territorio prevalentemente inedificate che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che le rendono inidonee a nuovi insediamenti (aree dissestate, in frana, potenzialmente dissestabili, aree inondabili e fasce di rispetto del reticolo idrografico).<br><br>Nell'allegato cartografico sono classificati in IIIA tutti i movimenti gravitativi attualmente desumibili dall'interpretazione della Banca Dati Geologica regionale che viene continuamente aggiornata.<br>Si sottolinea che i dati della Carta Tematica regionale (Frane) sono stati ingranditi, con un procedimento evidentemente arbitrario, ma ragionato, a una scala più dettagliata e che sono stati completati con gli elementi desunti dalle presenti indagini.<br><br>Per le opere infrastrutturali di interesse pubblico non altrimenti localizzabili vale quanto indicato dall'art. 31 della L.R. 56/77. |
| **Classe IIIB** | |
| | Porzioni di territorio edificate nelle quali gli elementi di pericolosità geologica e di rischio sono tali da imporre in ogni caso interventi di riassetto territoriale di carattere pubblico a tutela del patrimonio urbanistico esistente.<br>In assenza di tali interventi di riassetto saranno consentite solo trasformazioni che non aumentino il carico antropico quali, a titolo di esempio, interventi di manutenzione ordinaria, manutenzione straordinaria, risanamento conservativo, ecc... ; per le opere di interesse pubblico non altrimenti localizzabili varrà quanto previsto dall'art. 31 della L.R. 56/77.<br>Nuove opere o nuove costruzioni saranno ammesse solo a seguito dell'attuazione degli interventi di riassetto e dell'avvenuta eliminazione e/o minimizzazione della pericolosità. |
| **Classe IIIB1** | |
| | Porzioni di territorio per lo più non edificate potenzialmente dissestabili, aree inondabili dalle rogge in occasione di grandi piene per fenomeni di tracimazione, rigurgiti dovuti a ponti con luce insufficiente o a strettoie, interramento e scarsa officiosità di canali colatori. Sono ammessi interventi manutentivi o conservativi dei fabbricati esistenti e modesti ampliamenti per pertinenze agricole (vedi settore di pianura già approvato dai competenti Servizi regionali). |


C. Brusa
C. Immagine
S. Giovannino
Voltri
Canale Mellana
C. Ghighone
Cascinette
Cazzola
Canale Mellana
Cavo Ottone
Sarzane
Canale Lanza
C. Fontanette
C. Bellona
Torrente Gattola
C. Martin
C. Vecchia
C. Berrone
C. del Ponte
C. Lunga

# RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

## INDICE


**1 PREMESSA ..... 1**

**2 ANALISI IDROLOGICA ..... 2**

2.1 ANALISI PLUVIOMETRICA ATTRAVERSO IL METODO DELLA REGIONALIZZAZIONE ..... 2

*Il Metodo Razionale ..... 5*

**3 FOGNATURA BIANCA ..... 13**

3.1 VALUTAZIONE DELLE PORTATE PLUVIALI ..... 13

3.2 CALCOLO DELLA PORTATA SCARICATA PER SINGOLO INSEDIAMENTO ..... 14

**4 RISULTATI EVIDENZIATI DAI SONDAGGI E DAI RILIEVI PIEZOMETRICI ..... 15**

4.1 STRATIGRAFIA ..... 15

4.2 RILIEVI PIEZOMETRICI ..... 16

4.3 SLUMP TEST E PERMEABILITÀ DEL TERRENO ..... 18

**5 I RICETTORI FINALI ..... 20**

5.1 SITUAZIONE ATTUALE RICETTORI SUPERFICIALI ..... 20

5.2 LA GESTIONE DELLE ACQUE DI PIOGGIA. ..... 21

5.3 DISPERSIONE NEL SOTTOSUOLO (VASCHE DI INFILTRAZIONE) ..... 22

5.4 UNICO RICETTORE UTILIZZABILE ..... 26

**6 VASCHE DI LAMINAZIONE ..... 26**

6.1 TIPOLOGIA DELLE VASCHE ..... 27

6.2 VASCA VL1 ..... 28

6.3 VASCA VL2 ..... 35

**7 LA GESTONE DELLE ACQUE DI PIOGGIA ..... 39**

**8 LA ACQUE DI PRIMA PIOGGIA ..... 39**

8.1 I VOLUMI GENERATI ..... 39

**9 ANALISI CONCLUSIVA ..... 42**

# 1 PREMESSA

Il presente studio ha per oggetto la ricerca delle soluzioni possibili per lo scarico delle acque meteoriche derivanti dal nuovo insediamento artigianale denominato P.I.P.5 in Casale Monferrato (AL).

In precedenza era stato redatto dal sottoscritto uno studio preliminare in data, 11 marzo 2008 con l'obiettivo di indagare le possibili soluzioni per la raccolta, il trattamento e lo smaltimento delle acque meteoriche.

Con specifico riferimento al sistema di smaltimento delle acque meteoriche lo studio segnalava l'esigenza di ricercare soluzioni tecniche anche temporanee per far fronte alla grandi portate in tempo di pioggia derivante dai piazzali e dalle aree coperte. Le soluzioni individuate nello studio preliminare sono:

A) progetto e realizzazione di VASCA di LAMINAZIONE;

B) proposta di progetto NUOVO SCOLMATORE;

C) proposta di VASCHE di INFILTRAZIONE;

la scelta della metodologia unica e/o differenziata è comunque stata demandata allo studio di approfondimento di cui al presente incarico.

Inoltre venivano date indicazioni sulla gestione delle acque di dilavamento di piattaforma stradale e privata, per cui le acque di prima pioggia provenienti dai parcheggi e dalla viabilità, in accordo con la normativa, dovranno essere raccolte in apposita vasca e inviate alla fognatura nera esistente.

Il presente studio, nell'ottica di definire la miglior soluzione da adottare per la raccolta, il trattamento e lo smaltimento delle acque meteoriche, ha previsto la realizzazione di una campagna di sondaggi per la definizione dei parametri idrogeologici del sito fino ad una profondità di 10 m. Lo studio procede con un'analisi idrologica per la determinazione delle portate scolanti che dovranno essere smaltite, prosegue con un'analisi territoriale, geologica ed idrogeologica che permette di individuare i possibili punti di scarico di dette acque meteoriche.

Allo scopo di affinare le proposte fatte nel precedente studio (si cita in particolare lo smaltimento delle acque nel sottosuolo) sono stati eseguiti n. 2 sondaggi e una campagna di rilevi piezometrici della falda per un periodo di circa 1 anno, necessaria per la definizione del limite superiore della falda acquifera sotterranea e della conseguente capacità di assorbimento del terreno.

Segue la proposta di intervento ritenuta tecnicamente fattibile ed economicamente più conveniente.

# 2 ANALISI IDROLOGICA

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

Con il termine altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, si intende l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) e in assenza di perdite.

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h_p = a\ t^n$$

dove:

$h_p$ = altezza di pioggia espressa in mm;

t = durata della pioggia espressa in ore;

a, n = coefficienti della curva di pioggia.

I dati relativi alle curve pluviometriche sono stati reperiti dalle norme di attuazione del PAI, in particolare L'area d'interesse è compresa nella cella identificata dal PAI come CB101, come evidenziato in figura 1 *(Allegato 3 : Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - TAVOLA 09 - Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità' idraulica)*.

Si riportano in tabella 1 i parametri della curva di pioggia indicata dalla normativa per la cella CB101 come desunte da *(Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – Allegato 3 Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni)*

## 2.1 ANALISI PLUVIOMETRICA ATTRAVERSO IL METODO DELLA REGIONALIZZAZIONE

Per l'analisi di frequenza delle piogge intense, è anche possibile fare riferimento agli elaborati proposti nella direttiva PAI dell'AdB sviluppati dal GNDCI e ottenuti da un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a e n delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato (**Figura 1**). Le tabelle elaborate consentono il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino, cioè la definizione dei parametri *a* e *n* della curva pluviometrica, a meno

dell'approssimazione derivante dalla risoluzione spaziale della griglia di discretizzazione, per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

Le curve di pioggia assunte nella stima delle portate di piena derivano dalla media dei valori indicati per le celle relative al bacino sotteso (Tabella 1)

**Tabella 1 - Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica**

| | | | Tr = 20 anni | | Tr = 100 anni | | Tr = 200 anni | | Tr = 500 anni | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Cella | Est UTM | Nord UTM | a | n | a | n | a | n | a | n |
| CB101 | 459000,00000 | 4999000,00000 | 54,18 | 0,176 | 71,73 | 0,154 | 79,23 | 0,147 | 89,18 | 0,139 |

La curva di pioggia assunta per le verifiche risulta pertanto:

- per le verifiche di fognature $T_r$ = 20 anni $h = 54{,}18 \cdot t^{0{,}176}$
- per le verifiche dei ricettori e reti naturali $T_r$ = 200 anni $h = 79{,}23 \cdot t^{0{,}147}$

Per il calcolo della portata massima al colmo di piena è stato utilizzato il metodo razionale di seguito illustrato.

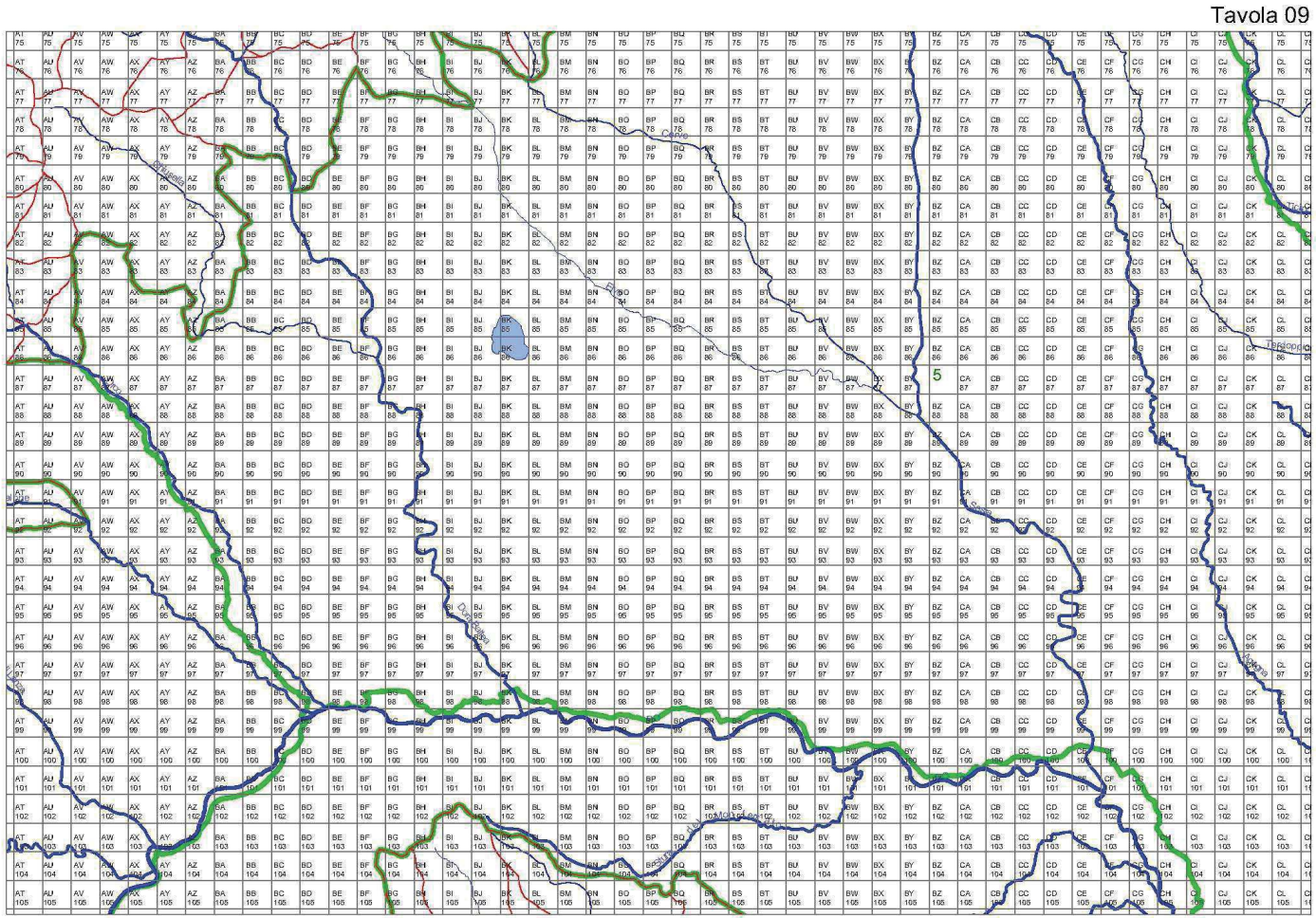



**Figura 1 - Cella del reticolo chilometrico di riferimento** ***(Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – Allegato 3 : Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense)***

Il Metodo Razionale

Per la valutazione delle portate pluviali si è fatto riferimento al metodo di calcolo cinematico lineare o della corrivazione. In questo metodo si assume il concetto che le gocce di pioggia cadute nello stesso istante in punti differenti del bacino impieghino tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura e che l'apporto di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena sia direttamente proporzionale all'intensità di pioggia rilevata nel punto, in un tempo t antecedente il passaggio della piena: tale tempo è caratteristico di ogni singolo punto e costante per ogni evento meteorico.

E' quindi possibile definire il tempo di corrivazione $t_c$ caratteristico del bacino che rappresenta il tempo necessario affinché una goccia di pioggia caduta nel punto più lontano dall'area di scolo riesca a giungere la sezione di chiusura. Le condizioni più gravose per il funzionamento della rete fognaria si raggiungono quando il tempo di pioggia tp è pari al tempo di corrivazione $t_c$.

Secondo il metodo razionale la portata al colmo della piena critica è data dalla seguente espressione:

$$Q_c = 0,28\ c\ i\ A$$

dove:

$Q_c$ = portata al colmo ($m^3/s$)

$c$ = coefficiente di afflusso (-)

$i$ = intensità di pioggia (mm/h)

$A$ = superficie del bacino ($km^2$)

Il metodo considera il bacino idrografico come una singola unità e stima il valore al colmo della portata con le seguenti assunzioni:

- la precipitazione è uniformemente distribuita sul bacino;
- la portata stimata ha lo stesso tempo di ritorno T di quello dell'intensità di pioggia,
- il tempo di formazione del colmo di piena è pari a quello della fase di riduzione,
- l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del *tempo di corrivazione* tc.

Il tempo di corrivazione è definito in via teorica come il tempo che impiega la precipitazione che cade nella parte più distante del bacino a raggiungere la sezione terminale; una definizione forse migliore è che esso rappresenta l'intervallo di tempo

dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto il bacino contribuisce al afflusso nella sezione terminale.

Il coefficiente di afflusso

Il coefficiente di afflusso è nella sostanza riconducibile a quattro fattori:

- Infiltrazione φ1

Tiene conto della permeabilità della superficie scolante.

In letteratura si trovano valori medi pari a:

0.2 - per le aree a verde

0.3 - per gli stalli drenanti

0.8 - per la viabilità in asfalto drenante

1.0 - per le superfici coperte e per le aree di carico/scarico merci

- Ritardo φ2

Il coefficiente di ritardo, tiene conto del tempo di intercorre tra l'inizio della pioggia e la formazione dell'onda di piena nella sezione fognaria considerata e quindi dei fenomeni di invaso che si verificano all'interno della rete di raccolta.

Una stima del coefficiente di ritardo è data dalla formula di Burki:

$$\varphi 2 = j/A^{(1/n)}$$

dove A è l'area del bacino scolante (ha) ed n un parametro funzione della pendenza media j del canale scolante.

L'abaco riportato in figura 2, fornisce i valori del coefficiente di ritardo per varie pendenze j delle condotte.

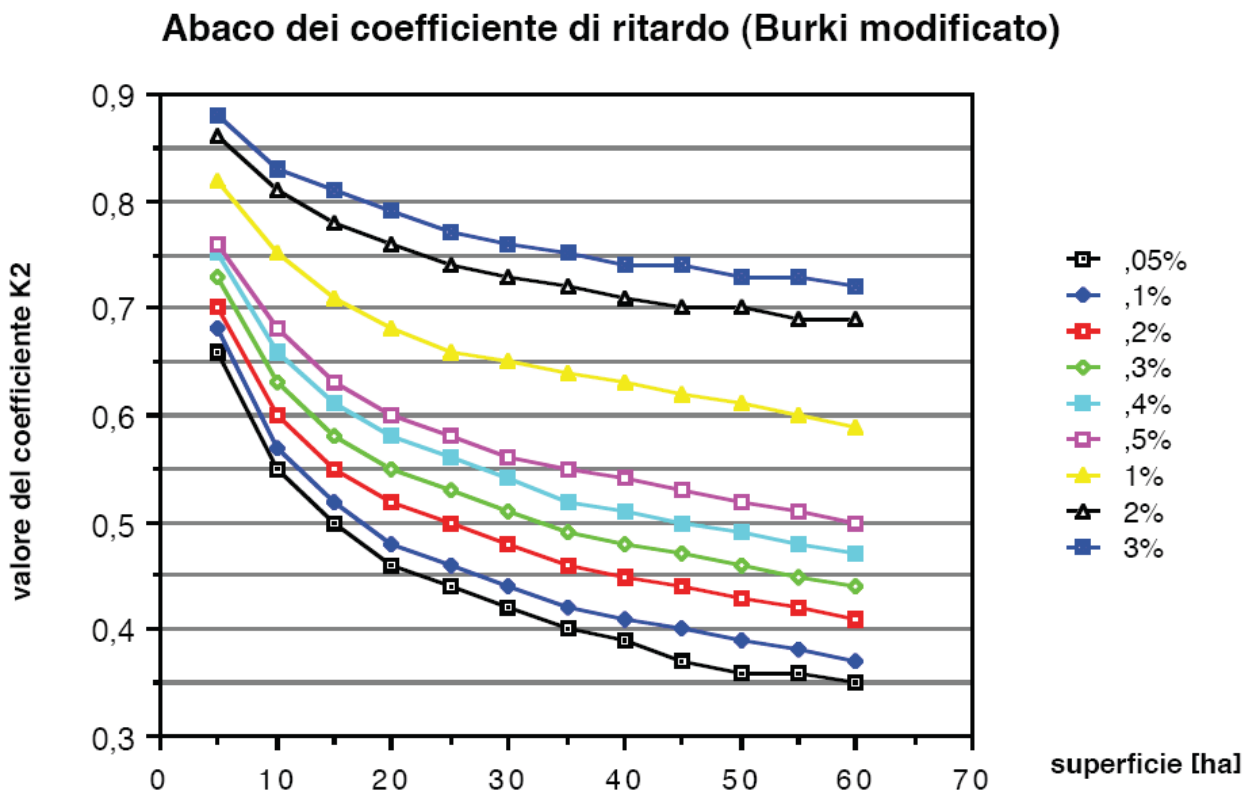



**Figura 2 – coefficiente di ritardo**

- Ritenuta φ3

Il coefficiente di ritenuta tiene conto della quantità di acqua meteorica che, anziché prendere la via del collettore fognario, si invasa in piccoli avvallamenti che incontra sul suo percorso (pozzanghere, laghetti, etc..). Tale coefficiente varia normalmente tra 0.8-1

- Distribuzione delle piogge φ4

Il coefficiente di uniformità tiene conto del fatto che ben difficilmente le piogge sono distribuite uniformemente su tutto il bacino. Tale considerazione vale prevalentemente per bacini molto grandi, mentre nel caso di piccole aree è lecito assumere φ4=1.

In aree fortemente urbanizzate il calcolo del coefficiente di afflusso alla fognatura si può semplificarsi nella:

$\phi = Si^* + \phi 1 \times (1- Si^*)$

dove

Si* rappresenta il rapporto tra la superficie impermeabile del bacino direttamente connessa alla rete fognaria e l'area totale del bacino

ϕ1 è deducibile, come già visto, dai diagrammi sopra riportati relativi ad uno ietogramma sintetico di forma triangolare simmetrico in base al tipo di bacino.

Il tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione $t_c$ viene determinato facendo il percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura.

La valutazione di $t_c$ comporta la conoscenza di due parametri fondamentali: il tempo di accesso $t_a$ e il tempo di rete $t_r$.

Il primo, necessario alle gocce a raggiungere il collettore più vicino, il secondo, a percorrere la canalizzazione fino alla sezione di misura. La somma di questi due parametri serve per stimare il tempo di corrivazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

$t_c$ = tempo di corrivazione

$t_a$ = tempo di accesso alla rete

$t_r$ = tempo di rete

Il tempo di corrivazione del bacino è normalmente calcolato con formule empiriche, nessuna delle quali è esente da critiche. Fra le formulazioni più accreditate si ricordano quelle riportate in Tabella 2.

**Tabella 2 Calcolo del tempo di corrivazione e della massima precipitazione probabile**

***PREVISIONE QUANTITATIVA DELLE PIOGGE INTENSE***

**Curva di probabilità pluviometrica** $h_{(t)} = at^n$

$h_{(t)}$ = massima precipitazione in mm al tempo t
t = tempo di progetto (ore) = tempo di corrivazione
a = fattore della curva relativo ad un determitato Tr
n = esponente della curva relativo ad un determinato Tr
Tr = tempo di ritorno (20-100-200-500 anni)

**DATI CELLA DELLA GRIGLIA DI DISCRETIZZAZIONE DELLE PIOGGE INTENSE**
**(Cfr. Allegato n.3 della Direttiva n.2 PAI dell'Autorità di Bacino del Fiume PO)**

| Cella | Coord. Est UTM | Coord. Nord UTM | a Tr 20 | n Tr 20 | a Tr 100 | n Tr 100 | a Tr 200 | n Tr 200 | a Tr 500 | n Tr 500 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CB10 | 459000,00000 | 4999000,00000 | 54.18 | 0.176 | 71.73 | 0.154 | 79.23 | 0.147 | 89.18 | 0.139 |

***TEMPO DI CORRIVAZIONE***

| *Metodo* | *Formulazione* | *Tc (ore)* | *Tc (min)* |
|---|---|---|---|
| Giandotti | $t_c = (4\sqrt{A} + 1{,}5\,L)/(0{,}8\sqrt{(H_m - H_0)})$ | 3.56 | 213.62 |
| Puglisi | $t_c = 6\,L^{2/3}\,(H_{max} - H_0)^{-1/3}$ | 3.64 | 218.68 |
| Ventura | $t_c = 0{,}127\sqrt{(A/p)}$ | 1.19 | 71.13 |
| Pezzoli | $t_c = 0{,}055\,L/\sqrt{p}$ | 0.75 | 44.74 |
| Pasini | $t_c = 0{,}108\sqrt[3]{A \cdot L}/\sqrt{p}$ | 1.14 | 68.50 |
| MEDIA | | **2.06** | **123.33** |

***MASSIMA PRECIPITAZIONE PROBABILE***

| | Giandotti | Puglisi | Ventura | Pezzoli | Pasini | MEDIA |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tr | h(t) mm | h(t) mm | h(t) mm | h(t) mm | h(t) mm | h(t) mm |
| 20 | 67.75 | 68.03 | 55.83 | 51.45 | 55.46 | **59.70** |
| 100 | 87.22 | 87.54 | 73.63 | 68.56 | 73.21 | **78.03** |
| 200 | 95.49 | 95.82 | 81.24 | 75.88 | 80.79 | **85.84** |
| 500 | 106.40 | 106.74 | 91.31 | 85.61 | 90.84 | **96.18** |

$h_{(t)}$ = massima precipitazione in mm al tempo t
t = tempo di progetto (ore) = tempo di corr. [ore]
Tr = tempo di ritorno

La pendenza media della rete drenante è stata assunta pari a 0.37 %.

Tra le formulazioni riportate in Tabella 2 si prende a riferimento al valor medio che fornisce per il bacino in esame un tempo di corrivazione pari a circa 123 minuti e un valore di altezza di pioggia rispettivamente di 59.70 mm per Tr= 20 anni (condizione assunta come evento rilevante) e 85.84 mm per Tr=200 anni (condizione assunta come evento catastrofico)

Nelle formule riportate in seguito si adotta pertanto un tempo di corrivazione pari a 123 minuti.

L'area in esame presenta una superficie totale di 318 782 mq, attualmente la superficie al suolo è di tipo agricolo permeabile e le acque superficiali non infiltrate sono raccolte dalla rete di canali di scolo attualmente esistente.

Detta superficie sarà urbanizzata in due fasi distinte nel LOTTO 1 e LOTTO 2 rispettivamente di 166 292 mq e 152 490 mq.

Le superfici passeranno da superficie agricola ad altra destinazione variando il coefficiente di permeabilità del terreno e riducendo la capacità di infiltrazione e ritenzione attualmente esistente, con conseguente aumento delle portate da smaltire nella rete per acque bianche.

Per l'area in esame si hanno le seguenti destinazioni:

**Tabella 3 Suddivisione delle superfici urbanistiche per singolo lotto**

| *Superfici Urbanistiche suddivise per lotto di intervento* | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | ***Totale*** | **=** | ***Lotto 1*** | **+** | ***Lotto 2*** |
| Sup. territoriale | 318 782 | = | 166 292 | + | 152 490 |
| *%* | | | *52%* | | *48%* |
| Viabilità Pubblica | 41 859 | = | 21 767 | + | 20 092 |
| Verde Pubblico | 38 794 | = | 20 173 | + | 18 621 |
| Parcheggi Pubblici | 26 562 | = | 13 812 | + | 12 750 |
| Sup. fondiaria | 211 567 | = | 110 015 | + | 101 552 |
| | | | | | |
| Volume edificabile | 528 918 | = | 275 037 | + | 253 880 |
| Parcheggi Privati | 52 892 | = | 27 504 | + | 25 388 |

**Tabella 4 Determinazione del coefficiente di afflusso medio ponderale**

| *Superfici drenanti afferenti alla fognatura bianca* | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ***Totale*** | **=** | ***Lotto 1*** | **+** | ***Lotto 2*** | ***Tipologia di copertura / pavimentazione*** | ***Coefficienti di afflusso*** | ***Superficie equivalente Lotto1*** | ***Superficie equivalente Lotto2*** |
| Viabilità Pubblica | 41 859 | = | 21 767 | + | 20 092 | asfalto | 0.80 | 17 413 | 16 074 |
| Verde Pubblico | 38 794 | = | 20 173 | + | 18 621 | verde | 0.15 | 3 026 | 2 793 |
| Parcheggi Pubblici permeabile | 17 708 | = | 9 208 | + | 8 500 | drenante | 0.10 | 921 | 850 |
| Parcheggi Pubblici impermeabile | 8 854 | = | 4 604 | + | 4 250 | asfalto | 0.80 | 3 683 | 3 400 |
| | | | | | | | | | |
| Sup. coperta | 105 784 | = | 55 007 | + | 50 776 | copertura impermeabile | 0.90 | 49 507 | 45 698 |
| Parcheggi Privati permeabile | 35 261 | = | 18 336 | + | 16 925 | drenante | 0.10 | 1 834 | 1 693 |
| Parcheggi Privati impermeabile | 17 631 | = | 9 168 | + | 8 463 | asfalto | 0.80 | 7 334 | 6 770 |
| Verde Privato | 31 735 | = | 16 502 | + | 15 233 | verde | 0.15 | 2 475 | 2 285 |
| Viabilità Privata | 21 157 | = | 11 001 | + | 10 155 | asfalto | 0.80 | 8 801 | 8 124 |
| | | | | | | | | | |
| **TOTALE SUPERFICIE EQUIVALENTE** | **182 681** | | | | | | | **94 994** | **87 687** |

| | | |
|---|---|---|
| **COEFFICIENTE DI AFFLUSSO MEDIO PONDERALE** | **0.57** | **0.58** |

Come coefficiente di afflusso, è stato adottato il valore ***c = 0,573*** calcolato sulla base dei coefficienti di afflusso validi per ciascuna destinazione delle superfici determinate come da indicazioni urbanistiche di PRGC come riportato nella precedente Tabella 4.

La superficie del lotto nella sua totalità presente le seguenti caratteristiche morfometriche necessarie al calcolo dei parametri idrologici che concorrono alla formazione della portata la colmo di piena.

**Tabella 5 Caratteristiche morfometriche del bacino drenato dallo scolmatore in progetto**

***STIMA DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA***

***Direttiva n. 2 Autorità di Bacino del Fiume PO - P.A.I. "Piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica"***

| ***CARATTERISTICHE PLANOALTIMETRICHE DEL BACINO*** | | |
|---|---|---|
| **S** | ***0.318782*** | [Km$^2$] Superficie Bacino B1 |
| **L** | ***0.820*** | [Km] Lunghezza del percorso idraulicamente più lungo del bacino |
| **Hmax** | ***113.50*** | [m] altitudine massima del bacino |
| **Ho** | ***110.50*** | [m] altitudine della sezione di chiusura |
| **Hm** | ***112.00*** | [m] altitudine media del bacino |
| **p** | ***0.0037*** | pendenza media del bacino |

La Tabella 6 che segue riporta la stima delle portate di piena, per le superfici derivanti dalla somma del Lotto 1 e Lotto 2, calcolate con il metodo razionale facendo a riferimento a diverse formulazioni del tempo di corrivazione e tenendo in conto quanto sopra riportato: C = 0.573.

**Tabella 6 Sima delle portate di piena per l'intero lotto 1 + lotto 2**

***STIMA DELLE PORTATE DI PIENA CON IL METODO RAZIONALE***

$$Q_c = 0.278 \frac{c h_{(t)} S}{T_c}$$

Tr = tempo di ritorno [anni]

dove

| | | |
|---|---|---|
| $Q_c$ | | portata al colmo |
| $c$ | *0.573* | coefficiente di afflusso |
| $h_{(t)}$ | | massima precipitazione in mm al tempo t |
| $S$ | *0.318782* | [Km$^2$] Superficie Bacino |

| METODO | Giandotti | Puglisi | Ventura | Pezzoli | Pasini | Media |
|---|---|---|---|---|---|---|
| *Tr* | $Q_c$ [m^3/sec] | $Q_c$ [m^3/sec] | $Q_c$ [m^3/sec] | $Q_c$ [m^3/sec] | $Q_c$ [m^3/sec] | $Q_c$ [m^3/sec] |
| **20** | 0.967 | 0.948 | 2.392 | 3.505 | 2.467 | **1.936** |
| **100** | 1.244 | 1.220 | 3.155 | 4.670 | 3.257 | **2.544** |
| **200** | 1.362 | 1.335 | 3.481 | 5.169 | 3.594 | **2.803** |
| **500** | 1.518 | 1.488 | 3.912 | 5.832 | 4.041 | **3.147** |

La portata da trattare a valle dell' insediamento complessivo sarà quindi pari a circa **$Q_{20}$=1.9 $m^3$/s** se consideriamo un tempo di ritorno Tr= 20 anni e **$Q_{200}$=2.8 $m^3$/s** per un tempo di ritorno Tr=200 anni, tenendo conto della scelta progettuale di massimizzare il drenaggio con l'uso di parcheggi e asfalti drenanti.

# 3 FOGNATURA BIANCA

## 3.1 VALUTAZIONE DELLE PORTATE PLUVIALI

Per la valutazione delle portate pluviali afferenti alle condotte in progetto nell'area si è fatto riferimento al metodo di calcolo sopra descritto, calcolando le portate defluenti per ogni singola macro area individuate in cartografia con lettere maiuscole.

La figura 3 riporta in modo schematico la portata generate dai singoli lotti di intervento per un tempo di ritorno Tr = 20 anni assunto come periodo di riferimento cautelativo per un insediamento industriale ed artigianale di rilevante importanza, come risulta dalla programmazione di sviluppo dell'amministrazione di Casale Monferrato.

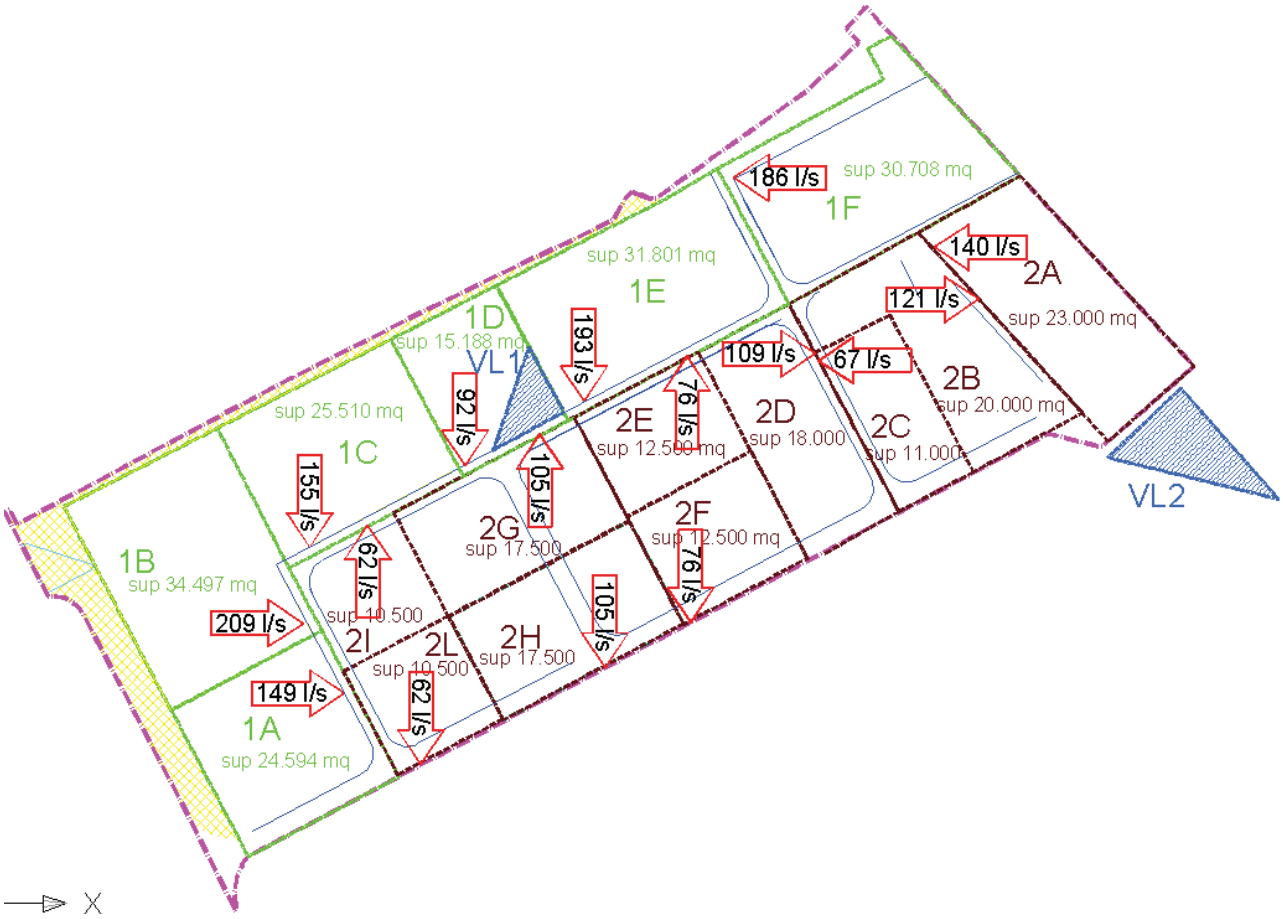



**Figura 3 – Superfici scolanti sottese dalle dorsali**

Nella figura 3 sono individuati con diverso colore i due lotti di intervento, e le rispettive sub aree per le quali sono indicate con la freccia i punti di recapito e le portate afferenti al nodo idraulico di fognatura bianca. Con la lettera **VL** sono state individuate le posizioni delle possibili vasche di laminazione.

## 3.2 CALCOLO DELLA PORTATA SCARICATA PER SINGOLO INSEDIAMENTO

Per la stima della portata raccolta dalla fognatura bianca per singolo insediamento si è utilizzato il metodo descritto nel paragrafo 2.1, considerando per ogni comparto la suddivisione delle area come previste in PRGC.

Lo schema di rete adottata è del tipo indipendente tra le acque bianche derivanti dalle precipitazioni e le acque nere derivanti dalle attività di processo o dagli scarichi dei servizi igienici.

Per le acque bianche si è adottato uno schema di canalizzazioni che prevede una dorsale principale al di sotto del piano viabile.

Considerando una portata media affluente per ogni mq di superficie afferente alla condotta pari a 6,071 l/s/1000mq si possono dedurre le portate allo scarico dei singoli lotti.

I risultati sono riportati nella seguente tabella:

**Tabella 7 Stima delle portate per le sub aree del lotto 1 e lotto 2**

| *Suddivisione lotti di intervento e portate generate* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| *lotto intervento* | *nome superficie* | *superficie [m²]* | *portata generata Tr=20 anni [m³/s]* | *portata generata Tr=200 anni [m³/s]* |
| **1° lotto** | 1A | 24 594 | 0.149 | 0.216 |
| | 1B | 34 497 | 0.209 | 0.303 |
| | 1C | 25 510 | 0.155 | 0.224 |
| | 1D | 15 188 | 0.092 | 0.134 |
| | 1E | 31 801 | 0.193 | 0.280 |
| | 1F | 30 708 | 0.186 | 0.270 |
| | area residuali a verde | 3 994 | 0.024 | 0.035 |
| Totale | | **166 292** | **1.010** | **1.462** |
| **2° lotto** | 2A | 23 000 | 0.140 | 0.202 |
| | 2B | 20 000 | 0.121 | 0.176 |
| | 2C | 11 000 | 0.067 | 0.097 |
| | 2D | 18 000 | 0.109 | 0.158 |
| | 2E | 12 500 | 0.076 | 0.110 |
| | 2F | 12 500 | 0.076 | 0.110 |
| | 2G | 17 250 | 0.105 | 0.152 |
| | 2H | 17 250 | 0.105 | 0.152 |
| | 2I | 10 250 | 0.062 | 0.090 |
| | 2L | 10 250 | 0.062 | 0.090 |
| | area residuali a verde | 490 | 0.003 | 0.004 |
| Totale | | **152 490** | **0.926** | **1.341** |
| | | | | - |
| **TOTALE** | | **318 782** | **1.936** | **2.803** |

Per quanto riguarda il LOTTO 1 vista la profondità del lotto che si estende fino al confine con la strada provinciale si propone di adottate uno schema di collegamento dei collettori privati direttamente sul collettore principale ogni 25 m.

Lo schema delle reti da adottare risulta il seguente:

COLLETTORI PRIMARI

Pendenza: 0.001 m/m (0.1%) o superiore

Diametro condotte: DN 600 – DN 700 – DN 800

Materiale: considerato liscio senza deposito al fondo: c=95 m^1/3/s

Portata massima a riempimento 80% del diametro.

COLLETTORI SECONDARI PRIVATI

Pendenza: 0.001 m/m (0.1%) o superiore

Diametro minimo condotte laterali: DN 315 con funzionamento al pelo libero

Materiale: considerato liscio con deposito al fondo: c=85 m^1/3/s

Portata massima prima dell' immissione nella condotta principale: 6,071 l/s/1000mq

# 4 RISULTATI EVIDENZIATI DAI SONDAGGI E DAI RILIEVI PIEZOMETRICI

## 4.1 STRATIGRAFIA

Al fine di eseguire un monitoraggio della falda superficiale e determinarne le caratteristiche idrogeologiche nei giorni 12, 13 e 14 maggio 2011 sono stati realizzati numero due sondaggi a profondità di 10 m ed installati n° 2 piezometri in corrispondenza dell'area di P.I.P. 5.

Dal punto di vista litostratigrafico a seguito dell'esecuzione dei sondaggi geognostici ed all'analisi di indagini penetrometriche pregresse è possibile delineare il seguente assetto stratigrafico locale, come meglio evidenziato nella relazione di indagine geognostica:

- ORIZZONTE 1: <u>dal p.c. a -0,5 m</u> circa terreno vegetale;
- ORIZZONTE 2: <u>da -0,5 a -2,5/3 m</u> depositi limoso argillosi con scarsa presenza di ghiaia;
- ORIZZONTE 3: <u>a partire da -2,5/3 m</u> depositi ghiaiosi in matrice sabbioso-limosa con presenza di ciottoli. Indicativamente i depositi ghiaiosi raggiungono la profondità di 20/25 m di profondità dal p.c.

L'esame visivo delle carote evidenzia inoltre la presenza di acqua alla profondità (a quota –2.5 / –3 m dal piano campagna) in cui si passa dallo strato limo/argilloso superficiale a quello ghiaioso-sabbiosi con ciottoli più profondo, si presume per cui che lo stato di limi e argille superficiali rappresentino il limite di risalita della falda fino ad assumere per effetto della marcata impermeabilità i connotati di una superficie di confinamento superficiale della falda stessa.

## 4.2 RILIEVI PIEZOMETRICI

Per la definizione del corretto andamento temporale dei livelli di falda nello strato di sabbie e ghiaie profonde si è ricorso alla misura sistematica dei livelli di falda in tre punti ubicati in prossimità dell' area di insediamento, e precisamente: due piezometri denominati Pz01 e Pz02 ed un pozzo esistente (Pozzo) all'interno della cascina ubicata nelle vicinanze del Pz02. Si tratta di un vecchio pozzo agricolo di cui si conosce esclusivamente la profondità (-9 m circa) ed accessibile a misure piezometriche.

I rilievi sono stati eseguiti a far data dal giorno 13 maggio 2011 sino al giorno 2 aprile 2012 per un periodo di circa anno.

I rilievi confermano quanto già rilevato visivamente sulle carote ovvero che nei mesi di maggio – settembre la falda risale e lambisce lo strato limo/argilloso attestandosi alla quota di circa -3 m dal piano campagna ad una quota assoluta di circa 107 m s.l.m. (nel punto in cui si passa dallo strato limo/argilloso superficiale a quello ghiaioso-sabbioso con ciottoli più profondo).

Nel seguito viene effettuata in particolare l'analisi dei dati rilevati in corrispondenza del piezometro PZ02 e del pozzo esistente, siti all'interno del primo lotto di intervento.

Dall'analisi dei dati di soggiacenza rispetto al p.c. riportati a seguire si può osservare come a seguito dell'installazione dei piezometri si sia registrato un innalzamento della superficie piezometrica fino a quota di –3 m dal p.c., coincidente con l'allagamento delle risaie che è avvenuto a partire da circa metà maggio 2011.

Nel successivo periodo estivo, da giugno fino ad inizio settembre, il livello piezometrico rimane relativamente costante per poi approfondirsi gradualmente con l'avvicinarsi della stagione fredda (ad inizio novembre i valori Pz02 e pozzo esistente scendono sino a –4 m).

Nei mesi successivi, anche in concomitanza con un prolungato periodo di siccità e quindi minor ricarica della falda, l'acqua all'interno dei piezometri è scesa fino a circa –4,85 m dal p.c. (valore rilevato in Pz02 e nel pozzo esistente in data 24.02.2012). Tale

valore rimarrà circa costante sino al successivo all'allagamento delle risaie, prevista per i mesi di aprile/maggio 2012.

Il monitoraggio ha quindi permesso di individuare come la minima soggiacenza della falda superficiale rispetto al p.c. si riscontri nel periodo che va da giugno a settembre e raggiunga i -3 m di profondità dal p.c. quota corrispondente al punto in cui si passa dallo strato limo/argilloso superficiale a quello ghiaioso-sabbioso.

Il confronto dei dati sopra esposti con altri noti relativi ad un piezometro sito in comune di Motta de Conti evidenzia come l'andamento descritto sia in linea con quello rilevato per l'acquifero freatico del settore di pianura in studio.

Di seguito si riportano i grafici dei rilievi piezometrici sull'area confrontati con il livello del piezometro di Motta dei Conti, successivamente si presenta l'andamento piezometrico del piezometro Pz02 e del pozzo esistente in quote assolute rilevato per l'area PIP5 in studio.

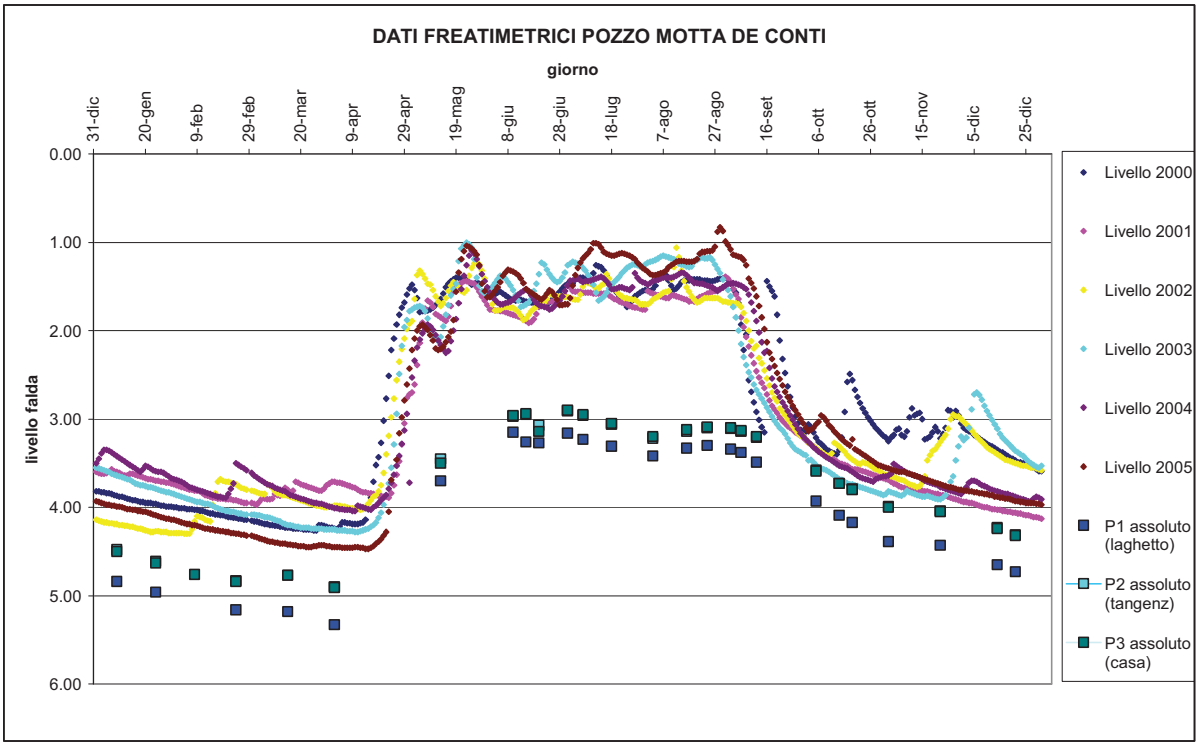



**Figura 4 – Confronto tra piezometrica rilevata e pozzo Motta de Conti**

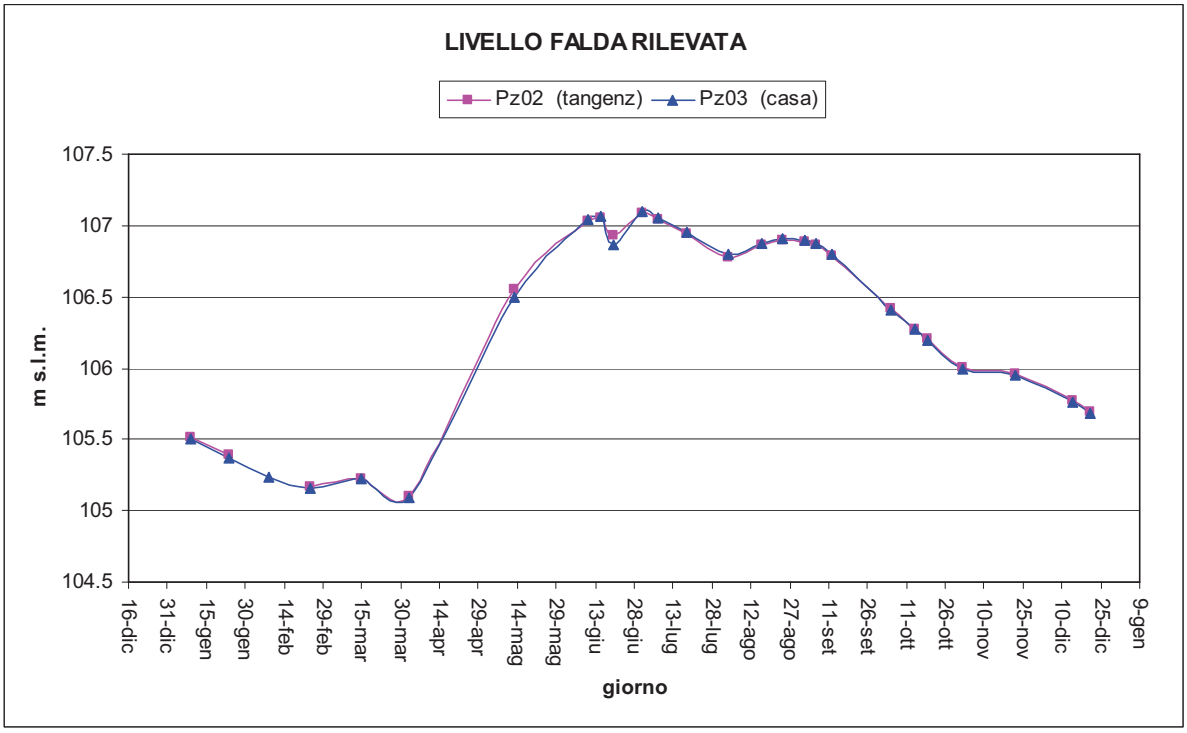



**Figura 5 – Andamento della piezometrica rilevata per area PIP5**

In sintesi si può concludere rilevando quanto segue:

- nei mesi di giugno, luglio e agosto il livello della falda è sito a –3 m dal p.c. e lambisce lo strato limo/argilloso superficiale che rappresenta il limite di risalita della falda;
- nei mesi di marzo ed aprile il livello della falda si trova a –4,8 m dal p.c. (si trova a circa 1,8 m al di sotto rispetto al punto di passaggio tra lo strato limo/argilloso superficiale e quello ghiaioso-sabbioso sottostante)
- negli altri periodi dell'anno la soggiacenza varia tra i valori massimo e minimo sopra rappresentati (il valor medio può essere stimato in –3.9 m dal p.c.).

Da questa prima analisi si evince che nei mesi estivi la falda lambisce il deposito limo-argilloso dotato di scarsa permeabilità e pertanto in tali mesi risulta inefficiente il sistema di smaltimento delle acque meteoriche nel sottosuolo per infiltrazione.

Quanto sopra evidenzia altresì che nei due mesi a bassa soggiacenza (marzo ed aprile) si può disporre di uno strato ghiaioso-sabbioso idoneo all'infiltrazione delle acque meteoriche spesso al massimo 180 cm.

## 4.3 SLUMP TEST E PERMEABILITÀ DEL TERRENO

La prova di permeabilità è stata eseguita in data 13 maggio 2011 quando la falda si attestava a circa 106.5 mm s.l.m. (preso come riferimento il piano campagna 110 m

s.l.m.) per cui la falda era profonda circa 3.5 m al di sotto del piano campagna di riferimento.

Al fine di definire i parametri di permeabilità dell'acquifero superficiale in corrispondenza del Pz02, dove la stratigrafia era nota, sono state realizzate prove di permeabilità a due differenti profondità: una a - 4,15 m dal p.c. (PL 1) e l'altra a -6,0 m dal p.c (PL2).

Ad entrambe le profondità sono state realizzate una prima prova a carico costante e in seguito misurati gli abbassamenti fino a raggiungere il livello della falda misurato precedentemente l'esecuzione della prova.

La prova PL1 è stata svolta in corrispondenza di un livello sabbioso al fine di valutarne la permeabilità, che è sicuramente minore a quella dei depositi ghiaiosi sovrastanti e sottostanti.

La PL2 è stata svolta invece in corrispondenza dei depositi ghiaiosi alterati.

Tutte le prove sono state realizzate sotto il livello della falda che a seguito dell'interruzione della perforazione si assestava a -3,75 m dal p.c.. Tale valore si discosta di circa 15 cm da quello misurato con maggiore accuratezza al termine dell'installazione definitiva del tubo piezometrico e del relativo chiusino, vista la abbondante presenza di fango e acqua durante la perforazione.

Per la misura del livello della falda e dei livelli all'interno del foro di sondaggio è stato utilizzato un freatimetro dotato di segnale acustico e luminoso.

I dati rilevati durante l'esecuzione delle prove sono stati elaborati attraverso l'utilizzo di uno specifico software della Società PROGRAMGEO, in licenza d'uso, che ha permesso la stima della permeabilità dei terreni indagati.

I risultati ottenuti dall'elaborazione delle prove sia a carico costante ed a carico variabile sono confrontabili tra di loro ed evidenziano la buona esecuzione delle prove.

In sintesi si è ottenuto che:

**PROVA PL1**

E' stata eseguita sulla lente di depositi sabbiosi fini presente tra -3,9 e -4,1 m di profondità.

- Prova a carico costante: $K=5,63*10^{-5}$ m/s
- Prova a carico variabile: $K=8,63*10^{-5}$ m/s

**PROVA PL2**

E' stata eseguita sui depositi ghiaiosi con ciottoli in matrice limosa a -6 m di profondità.

- Prova a carico costante: $K=4,78*10^{-4}$ m/s
- Prova a carico variabile: $K=2,45*10^{-4}$ m/s

In allegato alla relazione geologica a cui si rimanda si riportano gli elaborati, grafici e tabelle, con i risultati delle prove.

Dall'analisi dei risultati ottenuti emerge come il livello sabbioso (prova PL1) sia meno permeabile rispetto ai depositi ghiaiosi. Si ritiene che la presenza di questi subordinati orizzonti sabbiosi all'interno dell'orizzonte ghiaioso presente a partire da -3,2 m dal p.c. possa localmente ridurre la permeabilità del deposito, anche se la loro scarsa continuità laterale e ridotta potenza condizionano poco o nulla la permeabilità dell'acquifero nel suo insieme.

Pertanto si può cautelativamente considerare un valore di permeabilità **K= 8,63*10$^{-5}$ m/s** come rappresentativo dell'acquifero presente a partire da -3,2 m di profondità dal p.c. in corrispondenza di Pz02.

Nel dimensionamento di eventuali opere di smaltimento delle acque in falda (es. pozzi perdenti) si potrà eventualmente tenere conto della presenza di tali livelli sabbiosi applicando un valore di permeabilità minore e verificando puntualmente la permeabilità del deposito ghiaioso.

Mentre la permeabilità dello strato limo/argilloso superficiale è scarsa e può assumersi ricompresa tra **K=5.0*10$^{-6}$ m/s e K=5.0*10$^{-8}$ m/**s.

# 5 I RICETTORI FINALI

## 5.1 SITUAZIONE ATTUALE RICETTORI SUPERFICIALI

L'area PIP5 dovrà essere urbanizzata con insediamenti industriali che conducono alla conseguente perdita della capacità di infiltrazione e di laminazione delle aree agricole attuali.

L'area è attualmente attraversata da alcuni cavi irrigui che in tempo di poggia raccolgono e smaltiscono le acque di corrivazione, come correttamente indicato nel progetto preliminare della sistemazione del Torrente Gattola (Bacino imbrifero).

Il cavo irriguo principale risulta il Cavo Oddone, mentre il torrente Gattola corre sul perimetro sud est del lotto ad una quota leggermente sopraelevata.

Il torrente Gattola è attualmente oggetto di progettazione per la regimazione idraulica che prevede tra l'altro la realizzazione di una cassa di espansione da eseguirsi in corrispondenza dell'intersezione tra il torrente stesso ed il canale Lanza (a monte del canale Lanza).

Dai documenti progettuali si desume che alla cassa di laminazione arrivano circa 20 mc/s e ne defluiscono a valle circa 8 mc/s.

Sempre negli elaborati non si fa menzione dell' area PIP5 e quindi si desume che essa non sia stata presa in considerazione nella definizione del bilancio idrico della cassa di laminazione, ma si sia considerato il contributo alla formazione dei volumi di piena delle sole aree agricole attuali. (inoltre l'area PIP5 resterebbe a valle della cassa di laminazione del Gattola).

Il cavo Oddone attraversa la ferrovia con una struttura a volta in mattoni la cui base è di circa 2 m per una altezza media di 0.7 – 0.8 m, prosegue con l'attraversamento del PIP4 fino a Via P.E. Motta dove un manufatto a sifone attraversa la sede stradale; prosegue poi verso valle fino ad incontrare il tracciato del canale di Frassineto e del canale Mellana a cui si affianca sino ad oltre l'autostrada AL-Grav.Toce.

Sul cavo Oddone esiste uno scaricatore verso il canale Mellana in prossimità della strada vicinale delle Tre Torri. A partire da Via Motta è presente una canaletta in cls (tipo 100) che raccoglie le acque meteoriche del PIP4, il tracciato è parallelo al Cavo Oddone sino in prossimità del canale di Frassineto poi devia parallelamente a quest' ultimo in direzione ovest per terminare nello scaricatore nel Canale Mellana in prossimità di via Cernetti.

Allo stato attuale il cavo Odone si presenta in pessimo stato di manutenzione con vegetazione, alberi e franamenti che ne inficiano la funzionalità al punto che è presente un tirante idrico di acqua ferma a partire dal canale Mellana fino oltre la ferrovia, ed in più punti la distanza del pelo libero rispetto alla sponda risulta di pochi centimetri. A monte della ferrovia fino in prossimità del Torrente Gattola la situazione è poco dissimile, mentre all'interno dell'area PIP 5 il cavo risulta in condizioni di miglior manutenzione.

Durante il sopralluogo è stata rinvenuta una fossa di profondità di circa 2 m, completamente asciutta e con assenza di vegetazione palustre, probabilmente utilizzata per scaricare le acque superficiali durante gli eventi meteorici estremi.

## 5.2 LA GESTIONE DELLE ACQUE DI PIOGGIA.

Stante la situazione sopra descritta occorre ricercare un sistema efficiente ed efficace per la gestione delle acque di pioggia.

Evidenziato che lo scarico delle portate non può effettuarsi nel torrente Gattola in quanto esso non ha capacità residua, rimane solamente il cavo Oddone seppure esso versa in condizioni di pessima manutenzione e le sezioni di deflusso attuale del canale sono ritenute insufficienti per la presenza di vegetazione ed evidenti interrimenti lungo l'asta.

Si propone di seguito la realizzazione di una o più vasche di accumulo e laminazione con possibile deflusso nel sottosuolo seppure limitatamente alla frazione di portata infiltrata nello strato di base ancorché poco permeabile.

## 5.3 DISPERSIONE NEL SOTTOSUOLO (VASCHE DI INFILTRAZIONE)

La presenza di uno strato superficiale di limi e argille, a bassa permeabilità la cui potenza raggiunge i 2.5 – 3 m dal piano campagna attuale, nonché la presenza della falda acquifera negli strati sottostanti la cui oscillazione arriva a lambire lo strato a bassa permeabilità superficiale nei periodi ricompresi tra giugno e settembre, porta ad ipotizzare che in taluni periodi con particolare abbondanza di acqua e laddove lo strato impermeabile si spinge più in basso esso costituisca il tetto della falda sottostante.

La situazione geoidrologica appena riassunta, seppure consente una dispersione delle acque nel sottosuolo, non garantisce un funzionamento regolare, univoco e sicuro del sistema a dispersione, la cui efficienza è ridotta o annullata dall'innalzamento della falda acquifera sottostante.

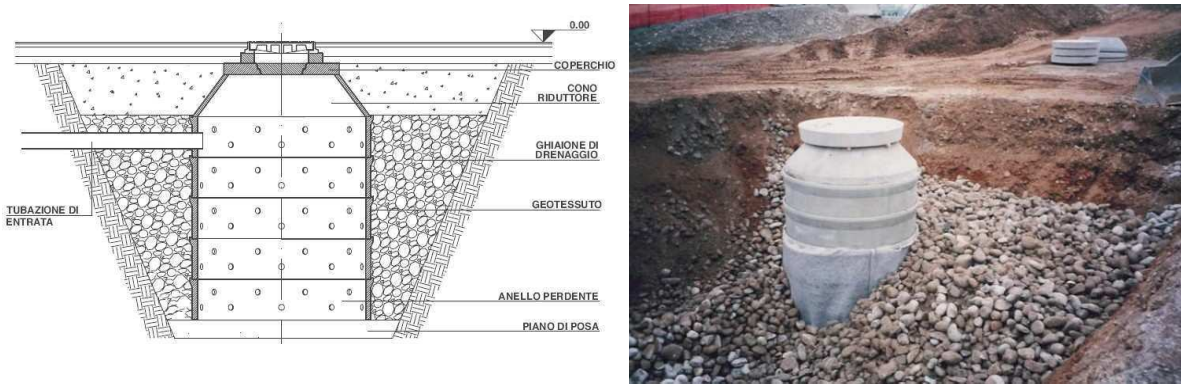



**Figura 6 – Tipologia costruttiva pozzo perdente**

La presenza dei limi argillosi che confinano la superficie disperdente, al fine di aumentare l'efficienza della dispersione, induce ad approfondire il sistema drenante fino a raggiungere gli strati permeabili situati oltre i 3 m di profondità. In tal caso la superficie disperdente sarà ridotta alla sola parte inferiore del sistema drenante essendo gli strati laterali attraversati

Ne risulta che la dispersione nel sottosuolo non può essere scelta come unico sistema per lo smaltimento delle acque meteoriche, ma come coadiuvante al controllo della portata in uscita dall'intero PIP5 e sopratutto solamente in taluni periodi dell'anno.

Pertanto non si può prescindere dall'utilizzo di vasche di laminazione e scarico nei recettori superficiali.

<u>Calcolo della capacità di dispersione mediante pozzi perdenti</u>

Il criterio di dimensionamento dei sistemi d'infiltrazione va eseguito confrontando le portate in arrivo al sistema (quindi l'idrogramma di piena di progetto) con la capacità d'infiltrazione del terreno e con l'eventuale volume invasato nel sistema; tale confronto può essere espresso con la seguente equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti e uscenti per il mezzo filtrante, in cui per semplicità è stata trascurata l'evaporazione:

$$(Qp-Qf)*Dt = DW \quad \text{con:}$$

**Qp** portata influente;

**Qf** portata infiltrazione

**Dt** intervallo di tempo

**DW** variazione del volume invasato nel mezzo filtrante nell'intervallo Dt.

Per quanto riguarda i metodi di determinazione dell'idrogramma di piena, e quindi della portata Qp, si fa riferimento nei casi in cui si temano pesanti conseguenze di eventuali allagamenti, a tempi di ritorno anche di 5 – 10, 20 anni [Jonason, 1984]. Ulteriore parametro da fissare è la durata dell'evento di pioggia, che assume notevole importanza in tutti quei casi in cui entra in gioco la capacità d'invaso del sistema d'infiltrazione. In linea di massima vanno scelte brevi durate (da 10 minuti a 1 ora), e quindi elevate intensità di pioggia, nel caso di suoli molto permeabili, e al contrario lunghe durate (da qualche ora a 1 giorno), e quindi basse intensità di pioggia, nel caso di suoli con permeabilità modesta [Jonason, 1984].

La capacità d'infiltrazione può essere stimata in prima approssimazione con la legge di Darcy:

$$Qf = KJA \quad \text{con:}$$

**Qf** portata d'infiltrazione [m³/s];

**K** permeabilità (o coefficiente di permeabilità) [m/s];

**J** cadente piezometrica [m/m];

**A** superficie netta d'infiltrazione [m²]

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

In *Tabella 7* sono riportati i valori di *K* per alcuni suoli tipici [Francani, 1988] per un ulteriore confronto con quanto rilevato durante le campagne di trivellazione.

**Tabella 7 Permeabilità di alcuni suoli tipici**

| Tipo di suolo | K | K rilevato | Permeabilità |
|---|---|---|---|
| ciottoli, ghiaia (senza elementi fini) | > $10^{-2}$ | | elevata |
| sabbia, sabbia e ghiaia | $10^{-2}$ + $10^{-5}$ | **$8{,}63*10^{-5}$** | buona |
| sabbia fine, limo, argilla con limo e sabbia | $10^{-5}$ + $10^{-9}$ | **$5.0*10^{-6}$** | cattiva |
| argilla omogenea | $10^{-9}$+$10^{-11}$ | | impermeabile |

Per qualunque sistema d'infiltrazione dotato di accumulo, occorre verificare che lo svuotamento, dopo la fine dell'evento piovoso, avvenga in un tempo non maggiore di quello medio stimato fra due eventi successivi (di solito si garantisce un tempo di svuotamento non superiore a 4 giorni).

L'equazione di continuità può essere risolta per passi, fissando un intervallo temporale di risoluzione (ad esempio 10 minuti).

Nel caso di pozzi perdenti <u>in mezzo insaturo</u> il calcolo si effettua fissando l'altezza del pozzo singolo a servizio dell'area drenata e il diametro di un singolo pozzo e ricavando il numero dei pozzi necessari; la portata di infiltrazione *Qf* può essere calcolata con la seguente espressione

$$Qf = (K/2)JAf$$

In tale espressione il primo termine in parentesi rappresenta la permeabilità in condizioni insature, pari alla metà di quella in condizioni sature; il secondo termine costituisce invece la cadente piezometrica, infine Af rappresenta la superficie orizzontale drenante effettiva, calcolabile come quella di un anello di larghezza *z/2* (in questo caso, non si fa conto sulla capacità drenante del fondo del pozzo, per via della sua possibile occlusione).

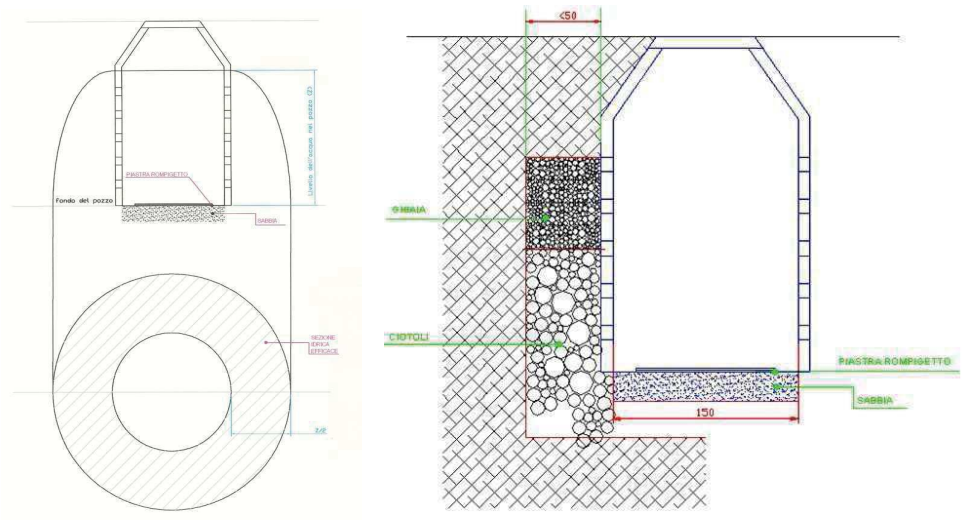



**Figura 7 – Scema di calcolo pozzo perdente**

Un aumento della capacità disperdente nel sottosuolo si ottiene con l'utilizzo dei letti drenanti, dove la superficie di infiltrazione risulta definita dalla proiezione orizzontale del volume drenate messo in opera.

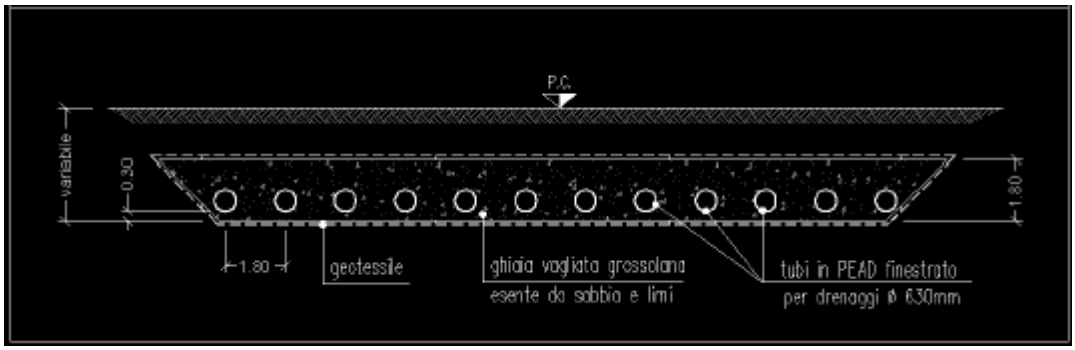



**Figura 8 – Scema di calcolo letto drenante**

Supponendo di raggiungere con scavo del pozzo (o del letto drenante) l'interfaccia tra limi superficiale e le sabbie/ghiaie profonde poste alla profondità dal piano campagna di 2.5/3 m, per cui il fondo del pozzo di può attestare ad una profondità di 3 m dal p.c.

Ponendo le condizioni di massimo riempimento del pozzo (o del letto drenante) corrispondenti alla quota di massimo riempimento delle canalizzazioni di fognatura afferenti al pozzo, supposto pari a – 1 m dal p.c.

Si può calcolare la capacità d'infiltrazione in termini di portata infiltrata parametrizzata ad un pozzo tipo di diametro equivalente De = 2.00m o per un letto drenante di superficie 100 $m^2$ (lato 10 x 10 m)

**Tabella 8 – Capacità di infiltrazione in condizioni insature**

| | K m^1/3/s | J | Z m | De m | Ab m2 | Af m2 | Qf m3/s | qf l/s/m2 fitr. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Pozzo circolare** | 0.000245 | 1 | 2 | 2 | 3.14 | 9.42 | 0.000406 | 0.04315 |
| **Letto drenante** | 0.000245 | 1 | 2 | 10 x 10 | 100 | 140 | 0.006041 | 0.04315 |

Il calcolo di cui sopra è stato sviluppato in condizioni di terreno insaturo, condizioni che si verifica solamente nei mesi invernali da Novembre a Marzo quando la falda acquifera assume i minimi livelli di soggiacenza.

In tutti gli altri mesi (Aprile – Ottobre) l'innalzamento della falda porta ad una saturazione del mezzo poroso con conseguente riduzione della capacità di infiltrazione del sistema disperdente.

Nel caso in esame per smaltire la portata in arrivo dalle superfici coperte pari a Q = 1936 l/s si dovrebbe utilizzare una superficie drenante pari a circa 44.800 $m^2$ (pari al 15% della superficie territoriale dell'intero PIP5) in condizioni di terreno non saturo, tale superficie tende ad aumentare man mano che la falda si alza fino a risultare INSUFFICIENTE nel caso in cui la falda acquifera raggiungesse il tetto impermeabile.

Pertanto si può concludere che seppure lo smaltimento nel sottosuolo sia da adottarsi quale ottimo sistema per conseguire la riduzione delle portate da inviare ai ricettori finali nel caso in esame non può essere adottato come sistema prevalente ma deve essere affiancato ad altri sistemi di controllo delle portate quali le vasche di laminazione.

## 5.4 UNICO RICETTORE UTILIZZABILE

Il precedente punto 5.3 dimostra che per lo scarico delle acque bianche non si può prescindere dall'uso del canale Mellana quale ricettore finale.

Vista la presenza del cavo Oddone, il cui tracciato collega attraverso il sottopasso ferroviario esistente in volta di mattoni l'area PIP5 con il canale Mellana, lo scrivente propone di utilizzare il tracciato del cavo – ovviamente previa sistemazione – sino all'intersezione con il canale Mellana e quindi richiedere un'autorizzazione allo scarico delle acque nel suddetto canale, previa realizzazione di un adeguato manufatto di scarico con controllo delle portate immesse.

La limitazione alle portate scaricabili nel canale Mellana potrà essere effettuata solamente attraverso la realizzazione di adeguati sistemi di laminazione che, a fronte di una portata un ingresso derivante da eventi meteorici intensi, dispongano di una sufficiente capacità di accumulo o immagazzinamento che consentano di invasare i volumi in arrivo e successivamente scaricare nei ricettori finali una portata costante e controllata.

# 6 VASCHE DI LAMINAZIONE

Al fine di limitare le portate di piena che competono alle aree scolanti indicate in Figura 1 sarà possibile prevedere la realizzazione di una o più vasca di laminazione, interrate o a cielo libero dotate di pompe di sollevamento oppure dove le quote lo permettono potano essere dotate di una luce di fondo con tubo addizionale in grado di garantire lo scarico di una portata limitata nelle condizioni di massimo invaso.

# RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE

## INDICE

**1. PREMESSA ..... 2**

**1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO GENERALE ..... 3**

1.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ..... 4

1.2. IDROGEOLOGIA ..... 5

1.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-TECNICO E NORMATIVO ..... 7

**2. ESECUZIONE DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI ED INSTALLAZIONE DEI PIEZOMETRI ..... 8**

2.1. PROVE DI PERMEABILITÀ ..... 10

*2.1.1. Esecuzione delle prove ..... 11*

*2.1.2. Risultati ..... 12*

**3. MONITORAGGIO DELLA FALDA ..... 13**

**4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ..... 15**

**5. INDICAZIONI DI CARATTERE TECNICO-ESECUTIVO ..... 17**

**6. CONCLUSIONI ..... 18**

## 6.1 TIPOLOGIA DELLE VASCHE

La ridotta capacità ricettiva della rete superficiale impone la realizzazione di un sistema di laminazione a cui l'intera area del PIP5 afferisce.

Tale sistema potrà tenere in debito conto il contributo di invaso delle condotte, del contributo fornito dalle pavimentazioni drenati, oppure della realizzazione di vasche interrate o casse di laminazione esterne, se risultassero dei volumi da trattare tali per cui la sola vasca di laminazione risultasse insufficiente.

Una valida alternativa alle classiche vasche di laminazione in cls, suffragata dalla presenza della falda acquifera rilevata a circa -4 m di profondità, è la realizzazione di strutture interrate reticolari autoportanti con dispersione delle acque nel sottosuolo, seppur limitato per la scarsa permeabilità dello strato di limi argillosi superficiali.

Il metodo necessità però di un preventivo trattamento delle acque per evitare ogni immissione nel sottosuolo di acque inquinate, da realizzarsi per mezzo di vasche di separazione o di prima pioggia, come meglio specificato nel paragrafo n. 8 - LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Inoltre l'utilizzo di superfici semipermeabili o alveolari permettono di ridurre i volumi idrici al colmo scaricati in fognatura.

Lo sforzo teso a limitare la portata immessa consente non solo di ridurre le sezioni delle tubazioni interrate e delle canalizzazioni a cielo aperto prevista all'interno della erigenda zona industriale e nella porzione di zona industriale già realizzata (PIP4) ma soprattutto di controllare e limitare la portata afferente la nuova sezione della bocca di scarico nel ricettore finale.

Nello specifico si propone la realizzazione di n. 2 vasche di laminazione:

La prima, interrata, da realizzarsi in corrispondenza del parcheggio sito nel primo lotto di intervento (VL1).

La seconda VL2 da realizzarsi a cielo aperto in corrispondenza dell'intersezione tra la ferrovia e il tracciato del cavo Oddone.

Si propone di dotare le due vasche di laminazione di una luce di fondo che dovrà essere necessariamente realizzata in corrispondenza dello strato di ghiaia sito a –3.5 m allo scopo di garantire lo svuotamento delle vasche, seppure in tempi relativamente lunghi.

Il calcolo del volume di compenso da attribuire alle vasche di laminazione si può sviluppare confrontando le portate istantanee in arrivo al sistema (quindi l'idrogramma di portata di progetto) con la portata complessiva uscente dalla vasca intesa come somma delle portate scaricate nei corpi idrici superficiali (o rete di fognatura) e la portata smaltita per infiltrazione del terreno. L'integrale delle due funzioni di portata

istantanea nel tempo **dt** fornisce la variazione di volume **dW** nel tempo. Il valore massimo assunto dalla funzione **dW** rappresenta la capacità minima di compenso da mettere in opera. Il volume reale delle vasche dovrà essere maggiorato di un coefficiente di sicurezza che tiene conto delle incertezze intrinseche alle valutazioni di carattere idrologico e di permeabilità dei suoli.

Tale confronto può essere espresso con la seguente equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti e uscenti dal volume **W**, in cui è stata trascurata l'evaporazione per le vasche a cielo libero essendo essa ininfluente nel processo di svuotamento:

$$(Qp-Qs-Qf)*dt = dW \quad \text{con:}$$

**Qp** portata in ingresso;
**Qs** portata in uscita superficiale
**Qf** portata in uscita per infiltrazione
**dt** intervallo di tempo
**dW** variazione del volume invasato nella vasca nell'intervallo Dt.

Per quanto riguarda la portata in ingresso si può fare riferimento ad un idrogramma di tipo triangolare di durata 3xTempo di Pioggia, con pendenza del ramo crescente definito dal 1xTp ed il ramo discendente pari a 2xTp.

## 6.2 VASCA VL1

La vasca di laminazione individuata come VL1 verrà posizionata in interrato al di sotto della superficie destinata a parcheggio pubblico denominata 1D la cui superficie complessiva in pianta risulta di 15 800 mq (vedasi Figura 1).

Il volume utile teorico della vasca è stato calcolato per ridurre la portata in transito a valle della sezione di intercettazione, ubicata in corrispondenza dell'area a parcheggio, ad un massimo pari a 300 l/s.

La portata massima al colmo in arrivo generata dalle aree colanti poste a monte (1A,1B,1C, e 2I, 2G) risulta di 680 l/s valutata per tempo di ritorno di 20 anni.

Mentre la portata derivante dalla superficie a parcheggio verrà gestita in termini di infiltrazione superficiale nelle aree di stallo del parcheggio per mezzo di messa in loco di elementi drenati.

**Tabella 9 – Portate meteoriche alla sezione di intercettazione**

| nome superficie | superficie | portata pioggia | portata progressiva |
|---|---|---|---|
| | [m$^2$] | [l/s] | [l/s] |
| 1A | 24 594 | 149 | 149 |
| 1B | 34 497 | 209 | 358 |
| 1C | 25 510 | 155 | 513 |
| 2I | 10 500 | 62 | 575 |
| 2G | 17 500 | 105 | 680 |
| **TOTALE** | **112 601** | | **680** |
| | | | |
| 1D (parcheggio) | 15 188 | 92 | |

La portata massima che dovrà confluire alla vasca di laminazione ed accumulo dovrà pertanto essere calcolata come differenza tra la portata massima in arrivo dalle aree urbanizzate e la portata massima di deflusso consentita nei tronchi di fognatura posti a valle del punto di intercettazione delle portate.

Il calcolo del volume può essere sviluppato assumendo un idrogramma rappresentativo delle portate afferenti ai bacini di accumulo e infiltrazione di tipo triangolare secondo il modello proposto da Artina et al., con un massimo pari alla portata ventennale $Q_{20}$ per un tempo di pioggia critico $t_{pc}$ e una durata complessiva dell'idrogramma pari a $3t_{pc}$.

Tale scelta va a vantaggio di sicurezza in quanto porta a sovrastimare leggermente i volumi in ingresso ai bacini. In figura 8 si riporta l'idrogramma di piena adottato.

**Tabella 10 – Portate meteoriche alla sezione di intercettazione**

| | | |
|---|---|---|
| **tpc** | 7380 | **tempo pioggia critica (sec)** |
| **n** | 3 | |
| **Qmax** | 0.680 | **portata massima (m^3/s)** |
| **n*tpc** | 22140 | **durata idrogramma (sec)** |
| **(n-1)*tpc** | 14760 | **durata ramo decrescente idrogramma (sec)** |
| **Vtpc** | 2509.200 | **volume in arrivo nel tempo tpc (m^3)** |

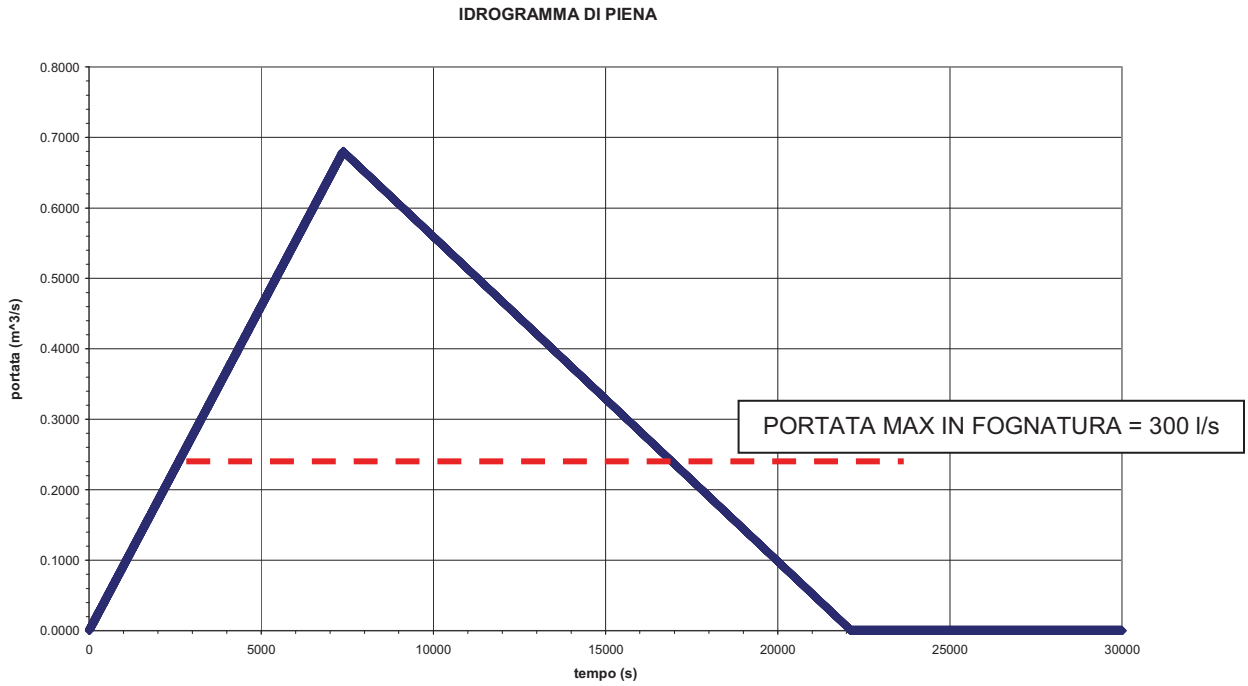



**Figura 10 – Idrogramma afflussi in fognature**

Mentre l'idrogramma in ingresso alla vasca di laminazione può essere considerato sempre di forma triangolare come risultante dalla differenza delle portate al nodo d'intercettazione, nella figura che segue, è rappresentato il diagramma di cui sopra facendo coincidere il tempo zero con il tempo di innesco delle portate verso la vasca.

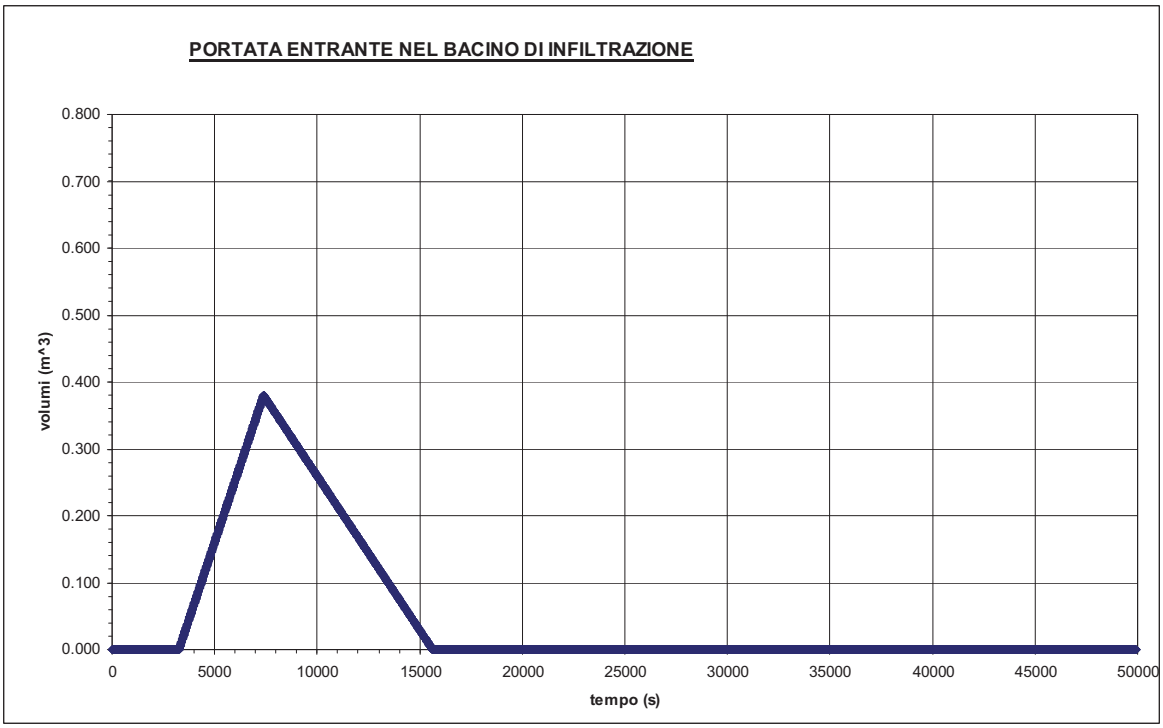



**Figura 10 – Idrogramma portate affluenti al bacino**

Supponendo un volume di accumulo di 2000 $m^3$ caratterizzato da una superficie in pianta, di 1000 $m^2$ disperdete per infiltrazione ed un'altezza della vasca di 2 m si ottengono i seguenti risultati:

**Tabella 11 – parametri caratteristici della vasca di laminazione**

| | | |
|---|---|---|
| **Vtot arrivo** | 1363.583 | **volume cumulato in arrivo per la durata complessiva dell'idrogramma (m^3)** |
| **Vtot inv** | 1323.613 | **volume invasato per la durata complessiva dell'idrogramma (m^3)** |

| | | |
|---|---|---|
| **d max** | 1.364 | **livello massimo nella vasca durante l'evento meteorico (m)** |
| **t svuot** | 14860 | **tempo di svuotamento del serbatoio al termine dell'evento meteorico (sec)** |
| **t svuot** | 4.1 | **tempo di svuotamento del serbatoio al termine dell'evento meteorico (ore)** |
| **Qu max** | 86.3 | **portata max in uscita l/s** |

Seguono i diagrammi dei volumi invasati e i tiranti idrici che al variare del tempo sono presenti nella vasca interrata.

Si osserva come i tiranti idrici all'interno del bacino lasciano ampio margine di accumulo per eventi meteorici caratterizzati da tempi di ritorno superiori ai venti anni, in quanto l'altezza prevista per la vasca è di circa 2.00 m.

Grazie alla permeabilità del sottosuolo seppure limitata, i tempi di svuotamento del bacino risultano di circa 8.6 ore dall'inizio dell'evento meteorico di progetto. Tale rapidità di svuotamento consente il buon funzionamento del sistema disperdente anche in concomitanza di piene ripetute.

Per approfondimenti sul dimensionamento e sul funzionamento dei sistemi di accumulo e disperdenti in progetto, si rimanda ad un successivo studio esecutivo da realizzarsi a fronte dell'esatta definizione delle caratteristiche geometriche dei bacini.

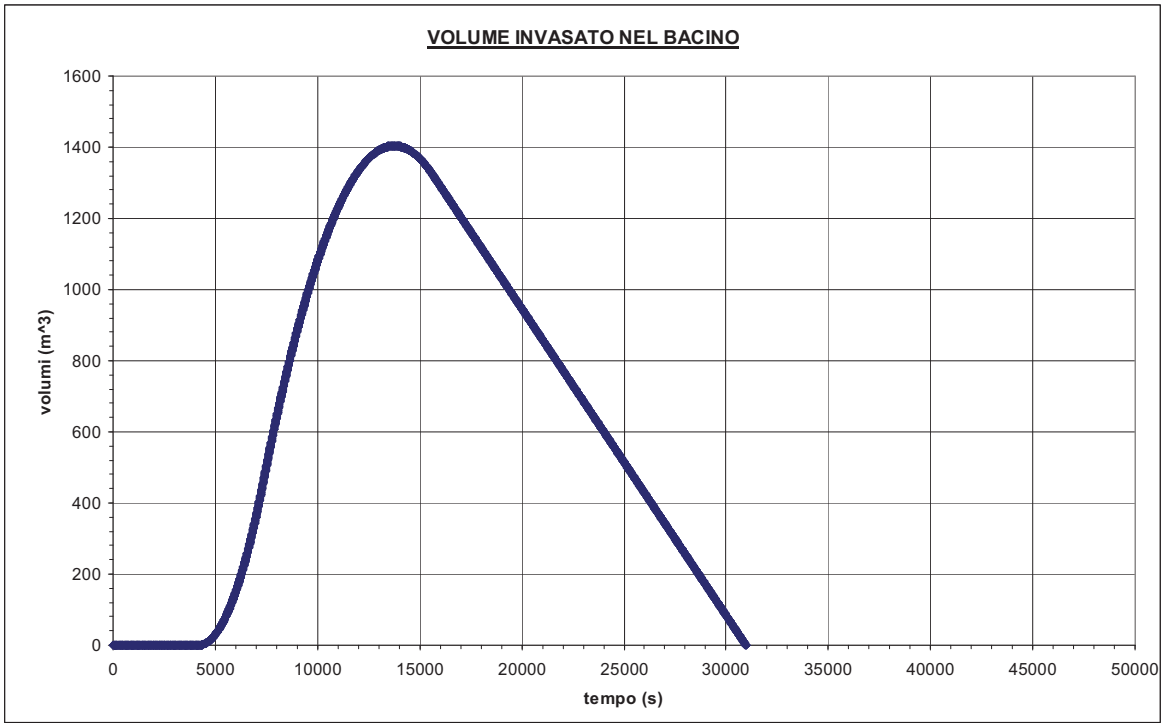



**Figura 11 – andamento temporale del volume invasato (inf. 1000 m$^2$)**

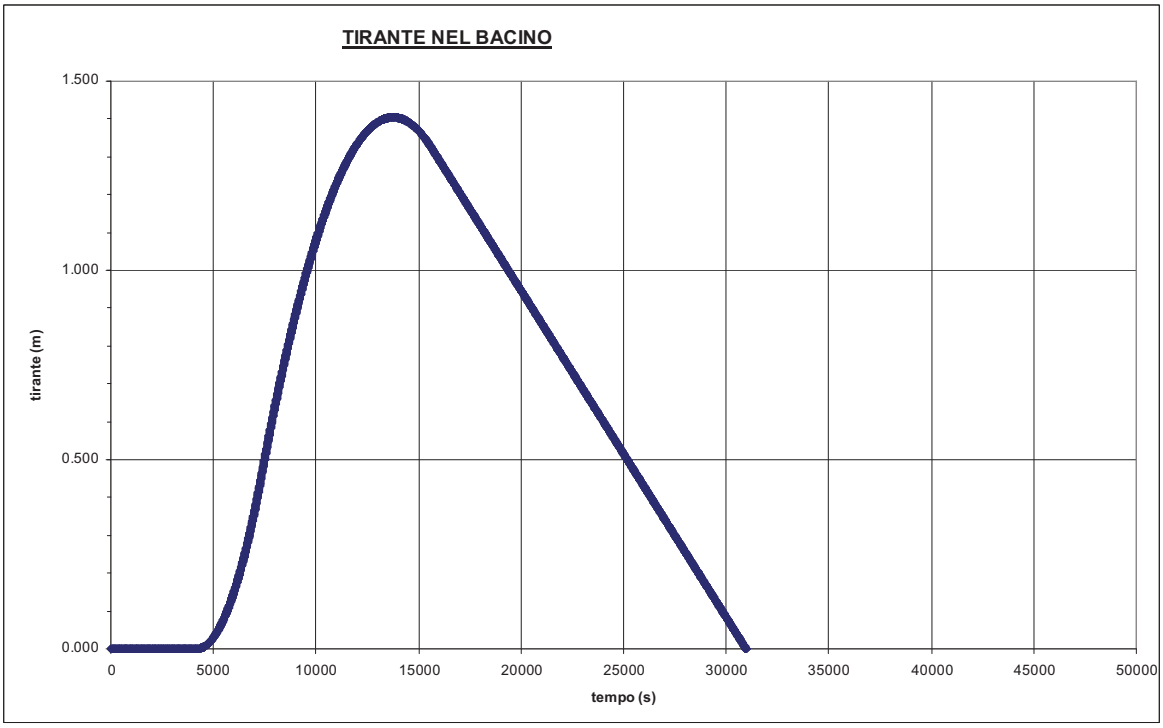



**Figura 12 – andamento temporale dei livelli (inf. 1000 m$^2$)**

Nel caso in cui la superficie d'infiltrazioni si riducesse al 30% (circa 300 m2) della superficie in pianta ne risulta una portata di infiltrazione ridotta che allunga i tempi di svuotamento del volume stoccato nella vasca di laminazione ad oltre 26.2 ore, come risulta dai diagrammi che seguono.

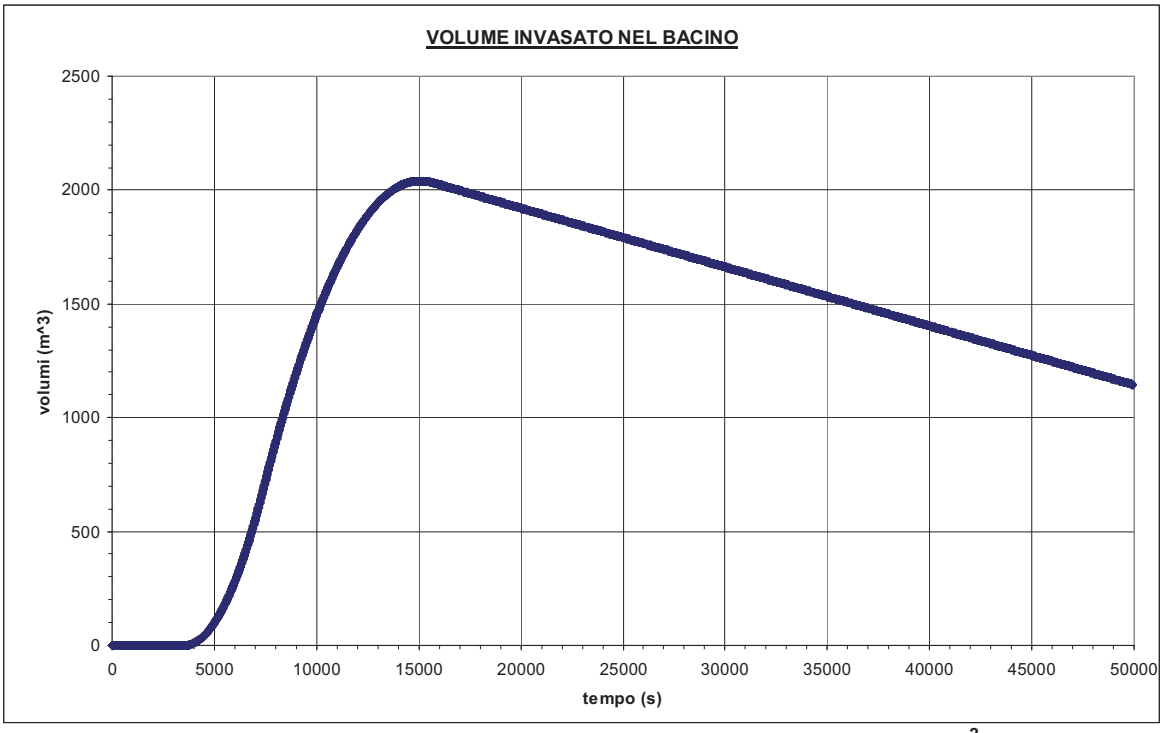



**Figura 13 – andamento temporale del volume invasato (inf. 300 m$^2$)**

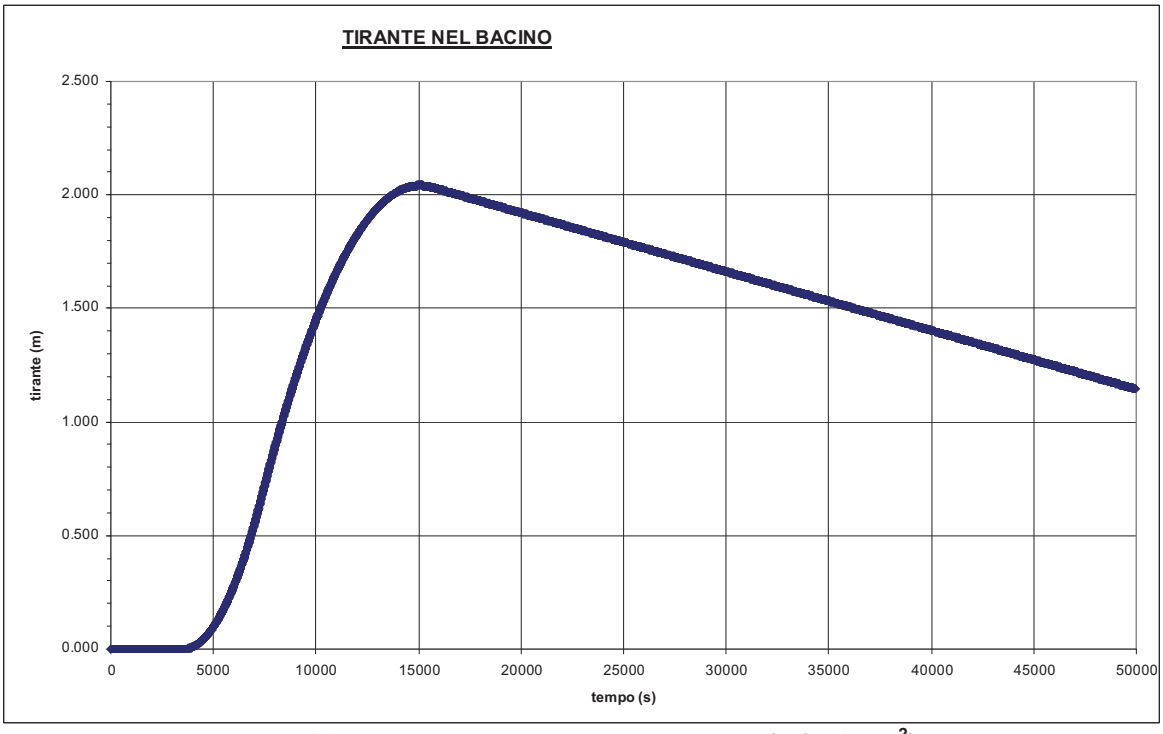



**Figura 14 – andamento temporale dei livelli (inf. 300 m$^2$)**

Un'ulteriore riduzione della superficie d'infiltrazioni al 10% (circa 100 m2) della superficie in pianta ne risulta una portata d'infiltrazione ridotta che allunga i tempi di svuotamento del volume stoccato nella vasca di laminazione ad oltre 76.6 ore, come risulta dai diagrammi che seguono.

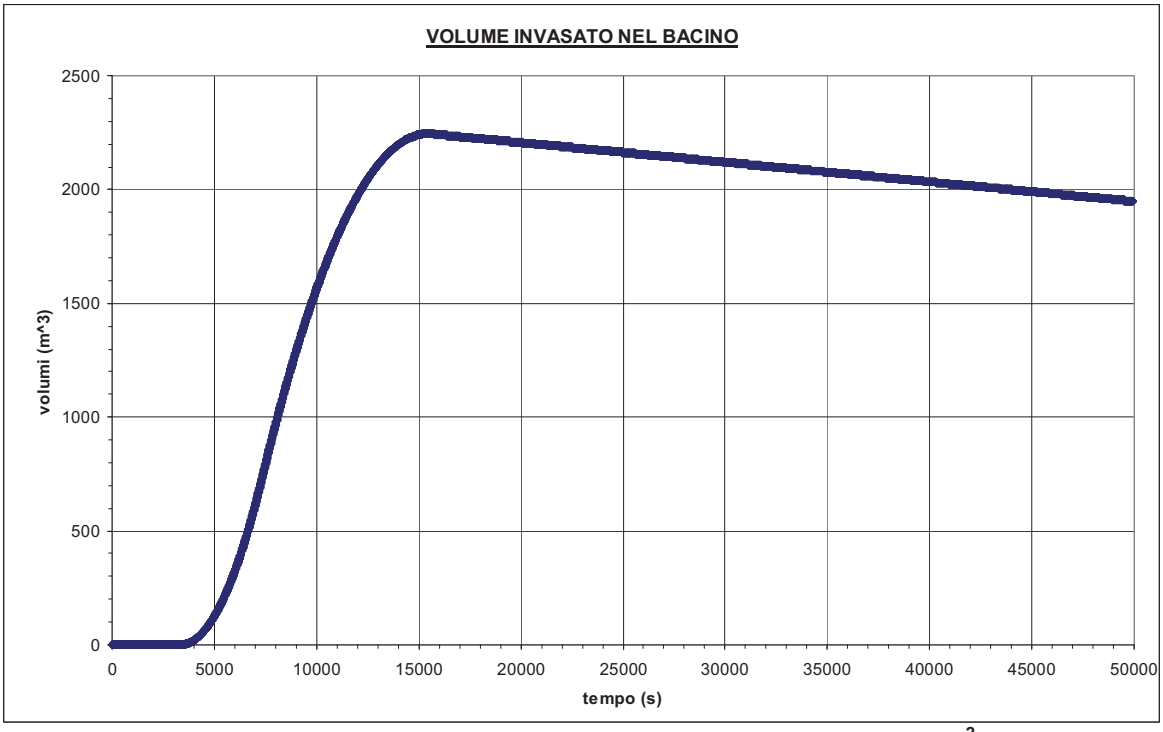



**Figura 15 – andamento temporale del volume invasato (inf. 100m$^2$)**

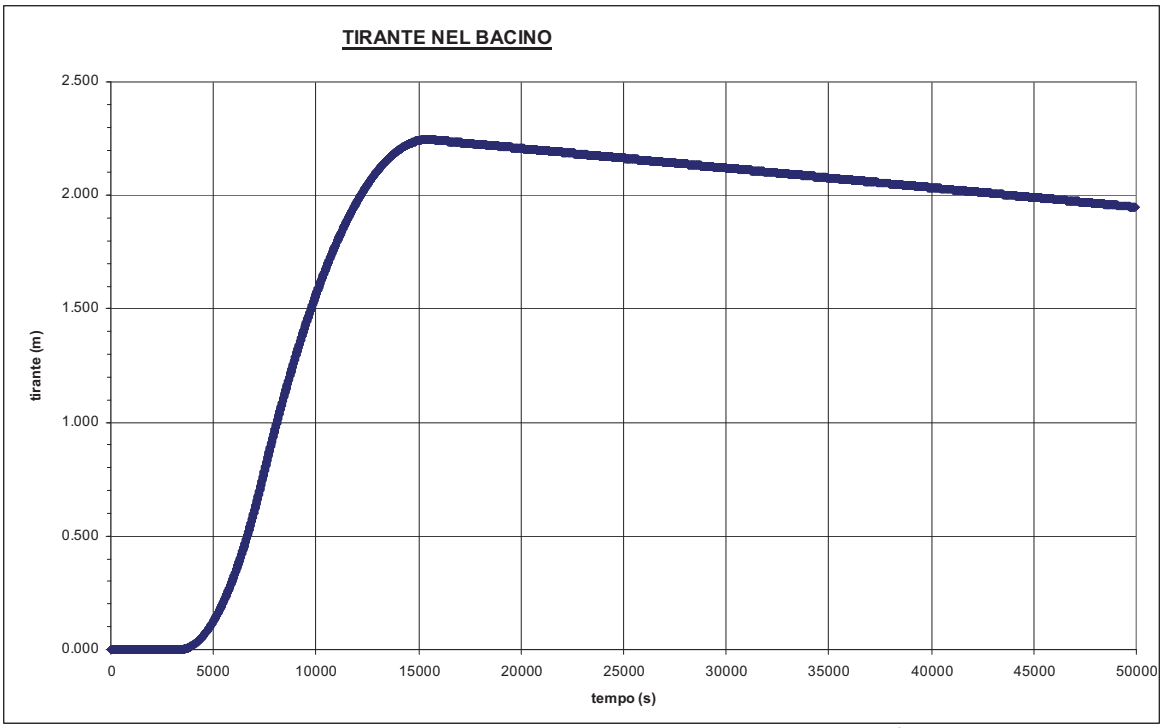



**Figura 16 – andamento temporale dei livelli (inf. 100m$^2$)**

## 6.3 VASCA VL2

La vasca per il controllo delle portate in uscita dal lotto PIP5 verso il canale Oddone e poi verso il Mellana dovrà essere dimensionata a fronte dell'apporto idrico di tutto il PIP5, considerando anche il primo volume di laminazione.

Supponendo in questa fase di progetto che la portata da scaricare nel Canale Mellana sia ridotta ai due casi di 500 l/s e 1000 l/s, è possibile effettuare il calcolo del volume necessario a laminare le portate meteoriche in arrivo dall'intera area in progetto.

Nell'ipotesi di avere a disposizione una superficie in pianta della vasca di circa 5000 $m^2$ è possibile calcolare il tirante idrico massimo che si stabilisce nella vasca al fine di soddisfare l'esigenza di scarico nel canale Mellana supposta di 500 l/s nella prima ipotesi e 1000 l/s nella seconda ipotesi.

**Tabella 12 – Portate meteoriche alla sezione di intercettazione**

| | | |
|---|---|---|
| **tpc** | 7380 | **tempo pioggia critica (sec)** |
| **n** | 3 | |
| **Qmax** | 1.936 | **portata massima (m^3/s)** |
| **n*tpc** | 22140 | **durata idrogramma (sec)** |
| **(n-1)*tpc** | 14760 | **durata ramo decrescente idrogramma (sec)** |
| **Vtpc** | 7143.840 | **volume in arrivo nel tempo tpc (m^3)** |

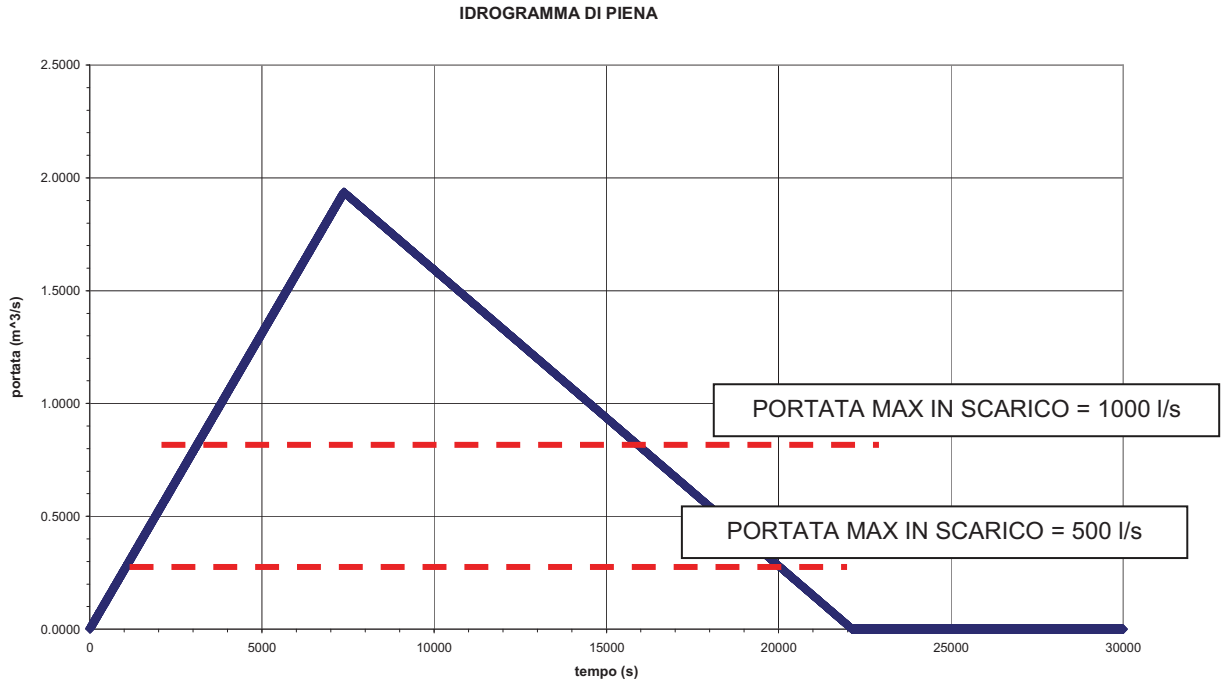



**Figura 17 – Idrogramma afflussi al nodo di fognature**

Si possono così determinare i due diagrammi della variazione di portata nel tempo in ingresso alla vasca di laminazione nei due casi ipotizzati (Qs = 500 l/s e 1000 l/s), come di seguito riportato.

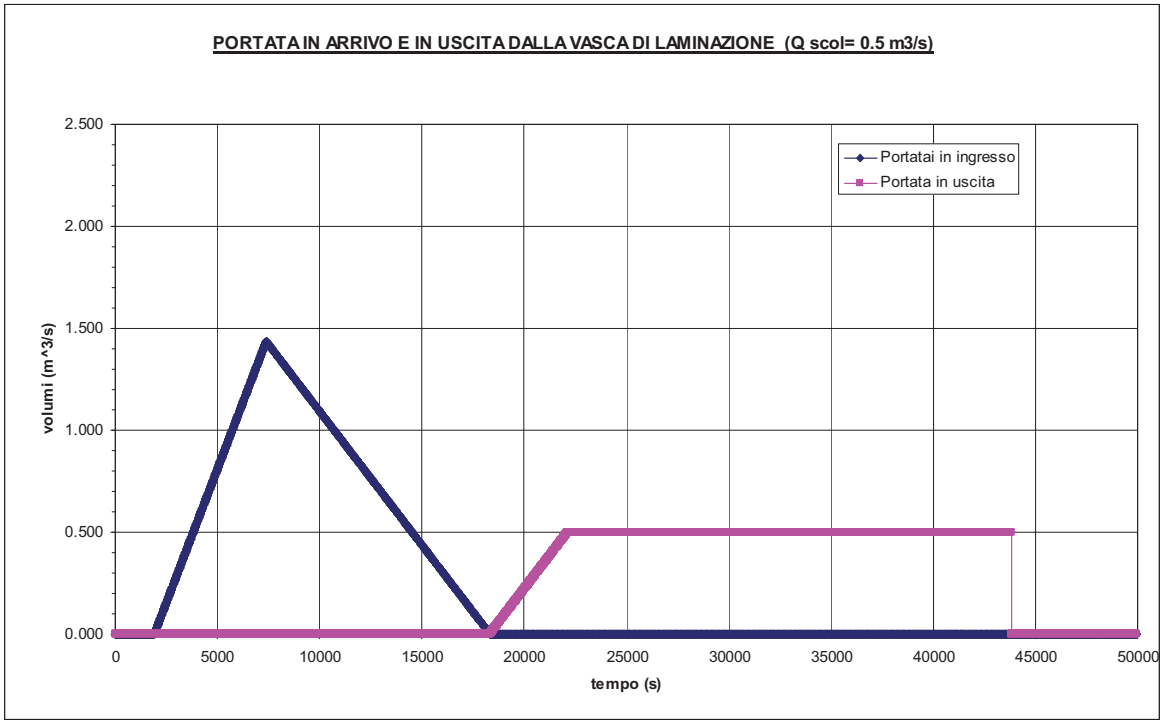



**Figura 18 – Idrogramma afflussi / deflussi alla vasca di laminazione per Q scolm = 500 l/s**

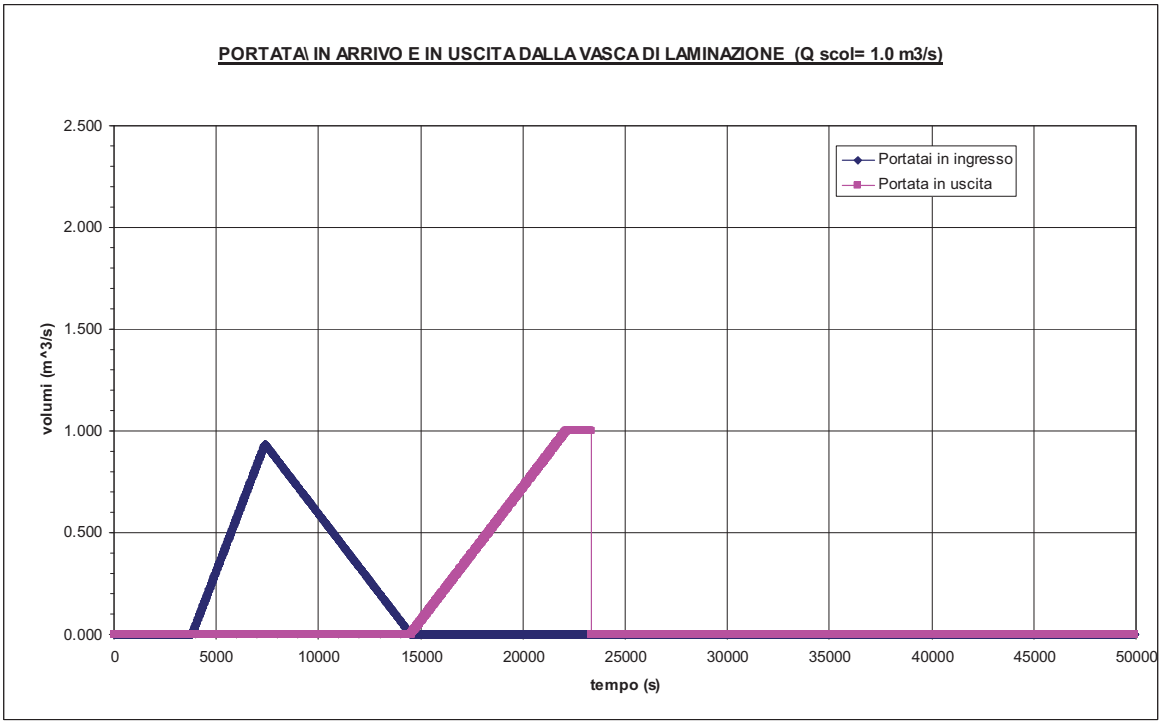



**Figura 19 – Idrogramma afflussi / deflussi alla vasca di laminazione per Q scolm = 1000 l/s**

Nella prima ipotesi (Qs= 500 l/s) occorre un volume di laminazione complessivo per l'intero lotto di circa 12 000 m3 ripartito in 10 000 m3 per VL2 a cui si deve aggiungere il volume pari a circa 2000 m3 della vasca di laminazione VL1 di cui al paragrafo precedete. Essendo ipotizzata una superficie di base della vasca pari a 5000 m2, il tirante idrico nella vasca risulterebbe di circa 2.35 m.

Per lo svuotamento completo della vasca occorre prevedere un sistema di sollevamento delle acque invasate.

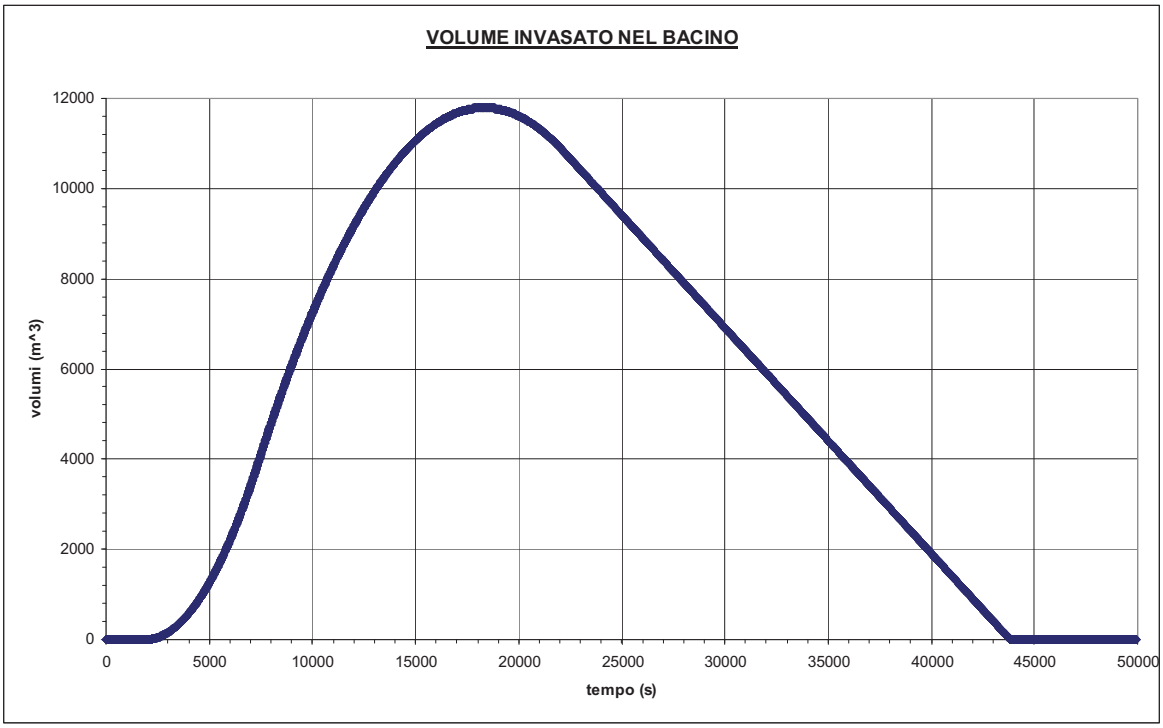



**Figura 20 – andamento temporale del volume invasato per Q scolm = 500 l/s**

Nella seconda ipotesi assunta di poter scaricare nel canale Mellana una portata di 1000 l/s occorrerebbe un volume di laminazione complessivo di circa 5000 m3 ripartito in 3000 m3 per VL2 e 2000 $m^3$ per VL1. Mentre il tirante idrico dalla vasca VL2 si ridurrebbe a circa 1 m.

Anche in questo caso per lo svuotamento completo della vasca occorre prevedere un sistema di sollevamento delle acque invasate.

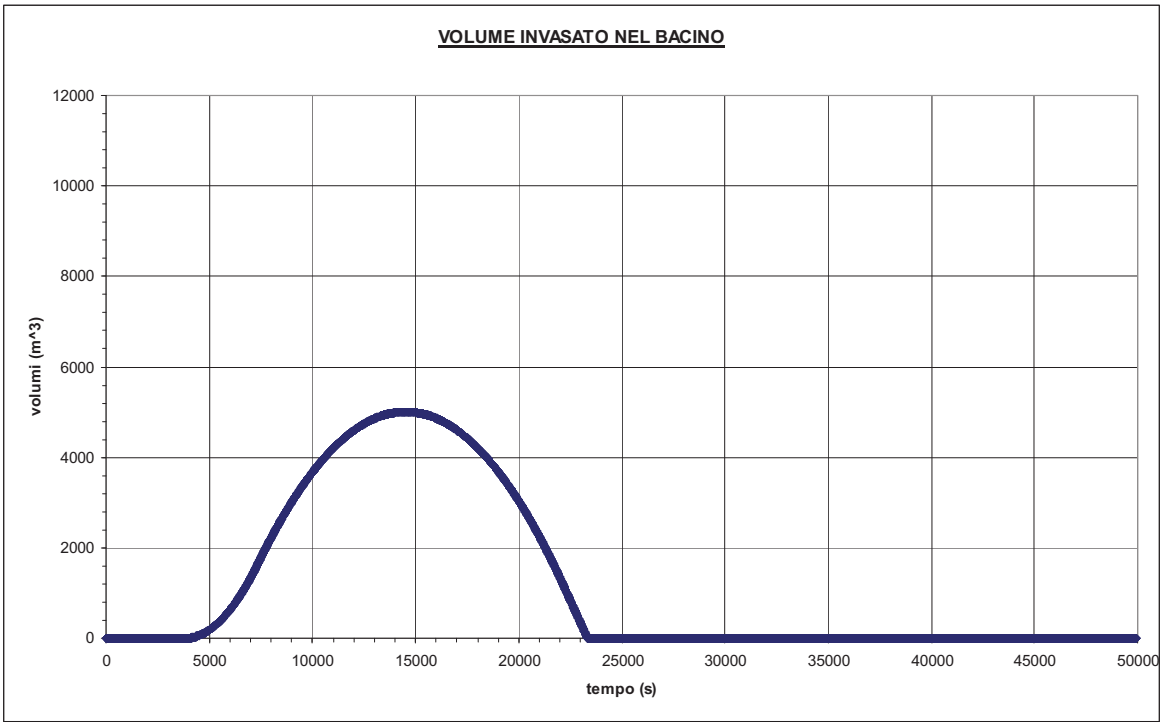



**Figura 21 – andamento temporale del volume invasato per Q scolm = 1000 l/s**

Se si suppone che la vasca sia permeabile al fondo con una superficie disperdente pari al 10% della superficie di base.

Assunta una superficie di base di circa 5000 m2, le caratteristiche della vasca si modificano come riportato nella seguente tabella riassuntiva:

**Tabella 13 – Grandezze caratteristiche dei casi analizzati**

| CASO | | Q max scaricata Canale Mellana | Q infiltrazione | Volume laminazione | | | Tirante idrico VL2 | Stima del Tempo svuotamento VL1 + VL2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | (10 % Sup 5000 m2) | TOTALE | VL1 | VL2 | (Sup 5000 m2) | | |
| | | [l/s] | [l/s] | [m3] | | | [m] | [sec] | [ore] |
| Hp 1) | a | 500 | 0 | 11 791 | 2 000 | 9 791 | 1.96 | 43 820 | 12.2 |
| | b | | 43.1 | 11 090 | 2 000 | 9 090 | 1.82 | 40 485 | 11.2 |
| | c | | 43.1 | 11 090 | 2 000 | 9 090 | 1.82 | 257 309 | 71.5 |
| Hp 2) | a | 1000 | 0 | 5 009 | 2 000 | 3 009 | 0.60 | 23 340 | 6.5 |
| | b | | 43.1 | 4 550 | 2 000 | 2 550 | 0.51 | 22 530 | 6.3 |
| | c | | 43.1 | 4 550 | | | 0.51 | 105 568 | 29.3 |

Il caso Hp2 (c) riporta i tempi di svitamento calcolati per sola infiltrazione senza sollevamento delle acque invasate verso il canale Mellana.

# 7 LA GESTONE DELLE ACQUE DI PIOGGIA

Lo scarico delle portate duranti gli eventi normali sarà effettuato utilizzando la rete idrografica esistente e l'erigendo scarico nel Canale Mellana.

Lo scarico delle portate eccedenti duranti gli eventi eccezionali sarà effettuato utilizzando in parte la rete idrografica esistente e l'erigendo scarico nel Canale Mellana ed in parte le vasche di laminazione.

Dovrà essere prevista la separazione tra acque di I° e I I° pioggia secondo la normativa di settore. Le superfici che determinano volume di prima pioggia sono tutte le superfici impermeabili adibite a parcheggio e viabilità

La soluzione progettuale adottata prevede l'invio di questi quantitativi d'acqua alla fognatura nera previa raccolta dei medesimi in apposita vasca di prima pioggia, mentre l'acqua di II° pioggia sarà accumulata nella vasca di la minazione in progetto per poi essere scaricata nel recettore finale.

Lo scolmatore presente nella vasca consente di separare l'acqua di prima pioggia come sopra calcolata dalle precipitazioni di durata superiore ai 15 minuti.

# 8 LA ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Il calcolo dei volumi di prima pioggia da accumulare nelle apposite vasche è stato eseguito secondo quanto indicato dalla normativa vigente: D.lgs n. 152/2006 e D.P.G.R. n. 1/R del 20 febbraio 2006.

Secondo il D.P.G.R. n. 1/R del 20 febbraio 2006, il volume di prima pioggia da accumulare è pari a 50 mc per ettaro di superficie scolante.

## 8.1 I VOLUMI GENERATI

Le superfici che generano volume di prima pioggia sono tutte le superfici impermeabili adibite a parcheggio e i tratti di viabilità di collegamento fra i lotti; sono escluse da tale conteggio le superfici delle coperture non carrabili che recapitano direttamente nei bacini di accumulo e infiltrazione.

Di seguito si riporta il calcolo dei volumi di prima pioggia stoccati nelle vasche in progetto.

Le acque di prima pioggia accumulate nelle vasche, sono inviate alla fognatura nera in accordo con la normativa vigente.

**Tabella 14 – volumi di prima pioggia accumulati nelle vasche**

| *Suddivisione lotti di intervento e volumi di prima pioggia generate* | | | |
|---|---|---|---|
| ***lotto intervento*** | ***nome superficie*** | ***superficie [m2]*** | ***volume prima pioggia generata [m3]*** |
| **1° lotto** | 1A | 24 594 | 70.25 |
| | 1B | 34 497 | 98.53 |
| | 1C | 25 510 | 72.86 |
| | 1D | 15 188 | 43.38 |
| | 1E | 31 801 | 90.83 |
| | 1F | 30 708 | 87.71 |
| | area residuali a verde | 3 994 | - |
| Totale | | **166 292** | **463.56** |
| **2° lotto** | 2A | 23 000 | 65.69 |
| | 2B | 20 000 | 57.12 |
| | 2C | 11 000 | 31.42 |
| | 2D | 18 000 | 51.41 |
| | 2E | 12 500 | 35.70 |
| | 2F | 12 500 | 35.70 |
| | 2G | 17 250 | 49.27 |
| | 2H | 17 250 | 49.27 |
| | 2I | 10 250 | 29.28 |
| | 2L | 10 250 | 29.28 |
| | area residuali a verde | 490 | - |
| Totale | | **152 490** | **434.15** |
| **TOTALE** | | **318 782** | **897.71** |

I volumi di prima pioggia da stoccare durante i primi istanti dell'evento dovranno essere inviati ad un impianto di trattamento.

Di seguito è fornito uno schema tipologico delle vasche di accumulo per prima pioggia, il presente schema dovrà essere rivisto e adeguato alle effettive esigenze che caratterizzeranno l'area di intervento e la tipologia insediativa prevista.

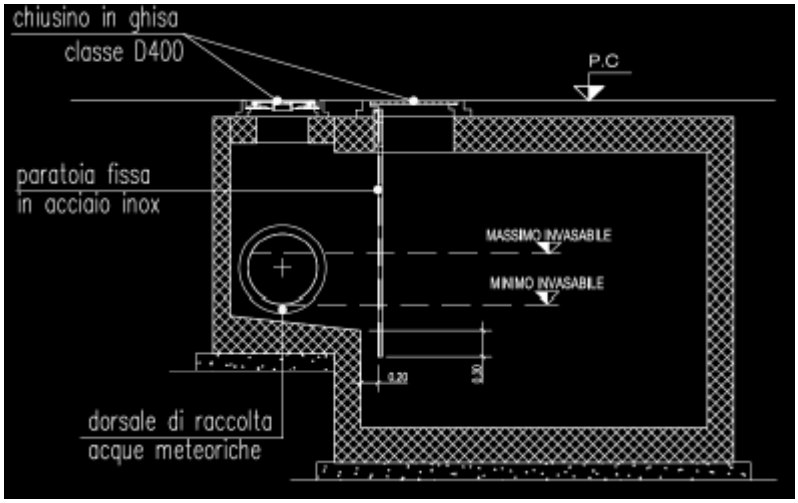



**Figura 22 – sezione trasversale tipo vasche di prima pioggia**

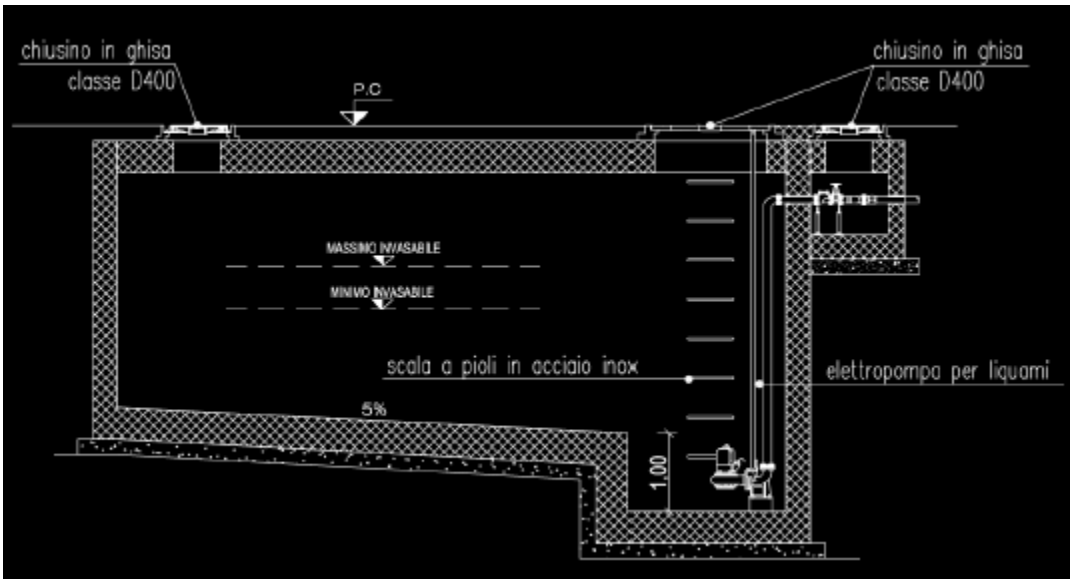



**Figura 23 – sezione longitudinale tipo vasche di prima pioggia**

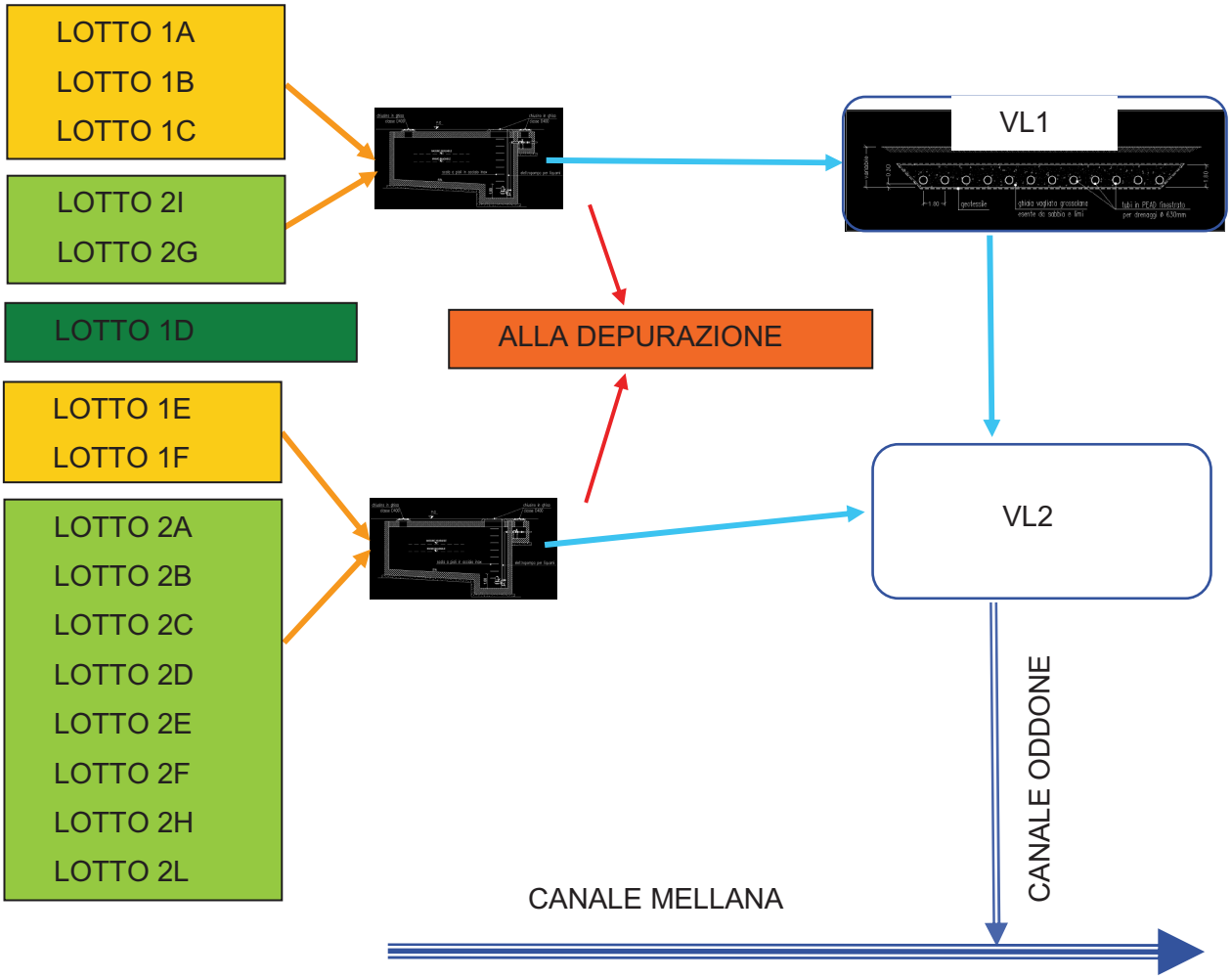



**Figura 24 – Schema funzionale delle fognature bianche PIP5.**

# 9 ANALISI CONCLUSIVA

Stante la situazione attuale per poter attivare il primo lotto edificatorio si richiede la realizzazione di una rete di raccolta delle acque bianche da posizionarsi sotto le strade in progetto.

La rete idrica di raccolta sarà preferibilmente realizzata con collettori di grandi dimensioni posizionato al di sotto della carreggiata al quale i due laterali si allacciano ogni 100 m circa.

Le acque raccolte dal solo primo lotto potranno poi essere temporaneamente scaricate in una vasca di laminazione temporanea per poi successivamente essere trasferite verso la cassa di laminazione a servizio dell'intero PIP5 in progetto o in alternativa lasciate defluire per infiltrazione nel sottosuolo.

In alternativa alla soluzione prospettata si potrà individuare un area dove realizzare una vasca di laminazione definitiva per il I° e II° I otto.

Le acque di prima pioggia provenienti dai parcheggi e dalla viabilità, in accordo con la normativa, dovranno essere raccolte in apposita vasca e inviate alla depurazione.

## BIBLIOGRAFIA

[1] A. Ghetti. *"Idraulica".* Ed. Libreria Cortina, Padova 2000.

[2] F. Rossi, F. Salvi. *"Manuale di Ibgegneria Civile".* Volume primo. Ed. Zanichelli / Esac.

[3] U.S. Army Corps of Engineers. "HEC-RAS Hydraulic Reference Manual". Institute For Water Resources, Hydrologic Engineering Center. Novembre 2002.

[4] Centro Studi Deflussi Urbani *"Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione"*, Ed. Hoepli, 2001.

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- RD 27 luglio 1934 n. 1265, *Testo unico delle leggi sanitarie*;
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 7 gennaio 1974 n. 11633, *Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto*;
- Delibera del Comitato Interministeriale 4 febbraio 1977, Allegato 4, *Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione*;
- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 12 dicembre 1985, *Norme tecniche relative alle tubazioni*;
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 20 marzo 1986 n. 27291, *Istruzioni relative alla normativa per le tubazioni DM 12/12/85.*
- D.L. n. 152/99 (modificato e integrato dal D.L. n.258/2000) concernente il trattamento delle acque reflue urbane.

# RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE

## INDICE

**1. PREMESSA ..... 2**

**1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO GENERALE ..... 3**

1.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ..... 4

1.2. IDROGEOLOGIA ..... 5

1.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-TECNICO E NORMATIVO ..... 7

**2. ESECUZIONE DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI ED INSTALLAZIONE DEI PIEZOMETRI ..... 8**

2.1. PROVE DI PERMEABILITÀ ..... 10

*2.1.1. Esecuzione delle prove ..... 11*

*2.1.2. Risultati ..... 12*

**3. MONITORAGGIO DELLA FALDA ..... 13**

**4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ..... 15**

**5. INDICAZIONI DI CARATTERE TECNICO-ESECUTIVO ..... 17**

**6. CONCLUSIONI ..... 18**

# RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

## INDICE


**1 PREMESSA ..... 1**

**2 ANALISI IDROLOGICA ..... 2**

2.1 ANALISI PLUVIOMETRICA ATTRAVERSO IL METODO DELLA REGIONALIZZAZIONE ..... 2

*Il Metodo Razionale ..... 5*

**3 FOGNATURA BIANCA ..... 13**

3.1 VALUTAZIONE DELLE PORTATE PLUVIALI ..... 13

3.2 CALCOLO DELLA PORTATA SCARICATA PER SINGOLO INSEDIAMENTO ..... 14

**4 RISULTATI EVIDENZIATI DAI SONDAGGI E DAI RILIEVI PIEZOMETRICI ..... 15**

4.1 STRATIGRAFIA ..... 15

4.2 RILIEVI PIEZOMETRICI ..... 16

4.3 SLUMP TEST E PERMEABILITÀ DEL TERRENO ..... 18

**5 I RICETTORI FINALI ..... 20**

5.1 SITUAZIONE ATTUALE RICETTORI SUPERFICIALI ..... 20

5.2 LA GESTIONE DELLE ACQUE DI PIOGGIA. ..... 21

5.3 DISPERSIONE NEL SOTTOSUOLO (VASCHE DI INFILTRAZIONE) ..... 22

5.4 UNICO RICETTORE UTILIZZABILE ..... 26

**6 VASCHE DI LAMINAZIONE ..... 26**

6.1 TIPOLOGIA DELLE VASCHE ..... 27

6.2 VASCA VL1 ..... 28

6.3 VASCA VL2 ..... 35

**7 LA GESTONE DELLE ACQUE DI PIOGGIA ..... 39**

**8 LA ACQUE DI PRIMA PIOGGIA ..... 39**

8.1 I VOLUMI GENERATI ..... 39

**9 ANALISI CONCLUSIVA ..... 42**

CITTÀ DI
CASALE MONFERRATO

**SETTORE GESTIONE URBANA E TERRITORIALE**
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

# 02B. AGGIORNAMENTO DELLA RELAZIONE GEOLOGICA PER LA PARTE RELATIVA ALLA CARATTERIZZAZIONE SISMICA ED ALLA CARATTERIZZAZIONE DELLE TERRE DA SCAVO

**OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5**
**-LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -**
**"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"**
**opere complementari**

## PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Casale Monferrato lì

Il Progettista:
Ing. Alessandro Ravazzotto

Visto il R.U.P.:
Geom. Mario Tabucchi

**STUDIO TECNICO di GEOLOGIA** **Via Garibaldi, 7 - 15033 CASALE MONF.** **TEL./FAX. 0142/590042**
Dott. Davide Cornaglia *n. 637 Ordine dei Geologi del Piemonte*
Dott. Francesco Zorzoli *n. 695 Ordine dei Geologi del Piemonte*
P.IVA 02151010069 C.F. ZRZFNC77B21B885B Cell. 338/8563594 e-mail: francesczorzoli@yahoo.it

PROVINCIA DI ALESSANDRIA

COMUNE DI CASALE MONFERRATO

OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5
-LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -
"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"

# AGGIORNAMENTO DELLA RELAZIONE GEOLOGICA PER LA PARTE RELATIVA ALLA CARATTERIZZAZIONE SISMICA ED ALLA CARATTERIZZAZIONE DELLE TERRE DA SCAVO

Committente:
Spett. Comune di CASALE M.TO
via Mameli, 10 - 15033 Casale Monferrato
P.IVA e C.F. 00172340069

Professionista incaricato:
Dott. Geol. Francesco Zorzoli

ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE
FRANCESCO ZORZOLI
GEOLOGO
A.P. SEZ. A
N. 695
TIMBRO PROFESSIONALE

**NOVEMBRE 2015**

INDICE:

1 PREMESSA ..... 3

2 METODOLOGIA CARATTERIZZAZIONE SISMICA ..... 4

3 INDAGINI SISMICHE MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES) E REMI (REFRACTION MICROTREMOR) ..... 4

4 ANALISI SISMICA INTERPRETATIVA ..... 5

5 DETERMINAZIONE DELLE Vs30 ..... 6

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO ..... 7

ALLEGATO 1: INDAGINE MASW e REMI

7 PREMESSA ..... 19

8 NORMATIVA DI RIFERIMENTO ..... 19

9 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL SITO ..... 20

10 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO ..... 21

11 ASSETTO LITOLOGICO ..... 23

12 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE ..... 23

13 ATTIVITÀ SVOLTE SUL SITO ..... 24

14 CAMPIONAMENTO DI TERRENI ..... 24

15 ANALISI CHIMICHE DI LABORATORIO E RISULTATI ..... 26

16 UTILIZZO DELLE TERRE DA SCAVO ..... 28

ALLEGATO 2: REPORT RISULTATI ANALISI DI LABORATORIO

# 1 PREMESSA

Su incarico della committenza, in ottemperanza al D.M. 14/01/08, viene redatta una integrazione, riguardante la caratterizzazione sismica del sito, alla relazione geologica allegata alla progettazione delle opere di urbanizzazione a servizio dell'area industriale denominata *PIP 5;* tale area è ubicata a Sud della SS 457, tra Via Visconti e Via C. Ceronetti nel Comune di Casale Monferrato (Al).

Su tale area la realizzazione di un'indagine di tipo MASW ha consentito di caratterizzare i terreni dal punto di vista sismico (Figura 1).

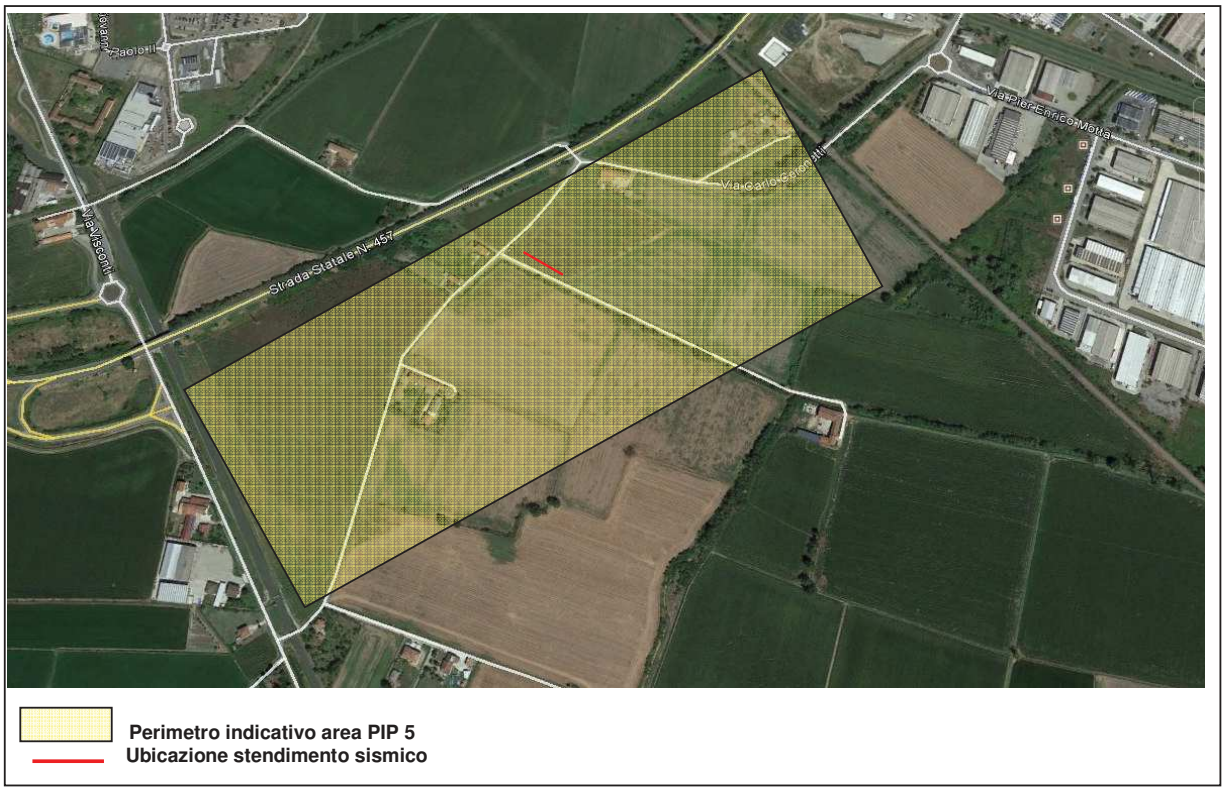



**Figura 1: Stralcio fotogrammetrico dell'area oggetto di intervento**

# 2 METODOLOGIA CARATTERIZZAZIONE SISMICA

In considerazione della omogeneità geologica e geomorfologica caratteristica dell'area e dell'assetto lito-stratigrafico rilevato mediante indagini geognostiche (Vedi Relazione Geologica), è stata condotta un'indagine sismica locale rappresentativa dell'intero lotto, con metodologie MASW e ReMi per la determinazione della velocità Vs30 ( *Velocità media di propagazione entro* 30 *m di profondità delle onde di taglio*) necessaria alla classificazione sismica del sito.

Tale indagine ha lo scopo di caratterizzare con metodo dinamico i litotipi presenti nell'area d'interesse, tramite la misura delle onde di compressione (Vp) e di taglio (Vs).

L'indagine consiste nel generare onde sismiche artificiali con epicentri sulla superficie del terreno e nel registrarne gli arrivi a distanze prestabilite mediante geofoni in grado di discriminare le componenti verticale ed orizzontale delle vibrazioni captate.

Nel sito in oggetto è stata utilizzata una linea risultante di acquisizione a 24 canali con lunghezza pari a 48 metri e distanza intergeofonica di 2,00 metri.

# 3 INDAGINI SISMICHE MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES) E REMI (REFRACTION MICROTREMOR)

L'indagine MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è un indagine diretta attiva che misura la velocità di fase delle onde sismiche di superficie.

L'interpretazione delle misure effettuate avviene attraverso appositi programmi di calcolo che ricostruiscono la distribuzione delle velocità delle onde di taglio (Vs) in profondità attraverso l'applicazione di un algoritmo genetico che procede alla ricerca del modello che minimizza l'errore rispetto alle misure effettuate.

I punti di energizzazione, effettuate per mezzo di mazza battente, sono stati localizzati all'estremità della stesa e alle distanze di 4,00 e 6,00 metri dal primo geofono.

Il metodo ReMi (Refraction Microtremor) permette di derivare il profilo medio delle Vs30 usando unicamente il rumore ambientale rilevato da un normale sismografo con geofoni verticali a rifrazione standard.

Le sorgenti sismiche consistono in "rumori ambientali" o microtremori costantemente generati da disturbi naturali o artificiali.

A seconda delle proprietà del materiale costituente il substrato, il metodo può determinare le velocità di onde di taglio fino ad un massimo di 100 metri di profondità; in combinazione con la tecnica MASW, è utilizzata per determinare l'andamento della velocità media delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità.

# 4 ANALISI SISMICA INTERPRETATIVA

L'elaborazione dei dati di terreno (Vedi ALLEGATO 1) hanno permesso di definire il diagramma dell'andamento delle velocità delle onde di taglio verticale con la profondità, di seguito riportato (Figura 2). Dall'analisi del grafico si osserva la presenza di n. 9 definiti orizzonti caratterizzati da velocità generalmente crescente con la profondità.

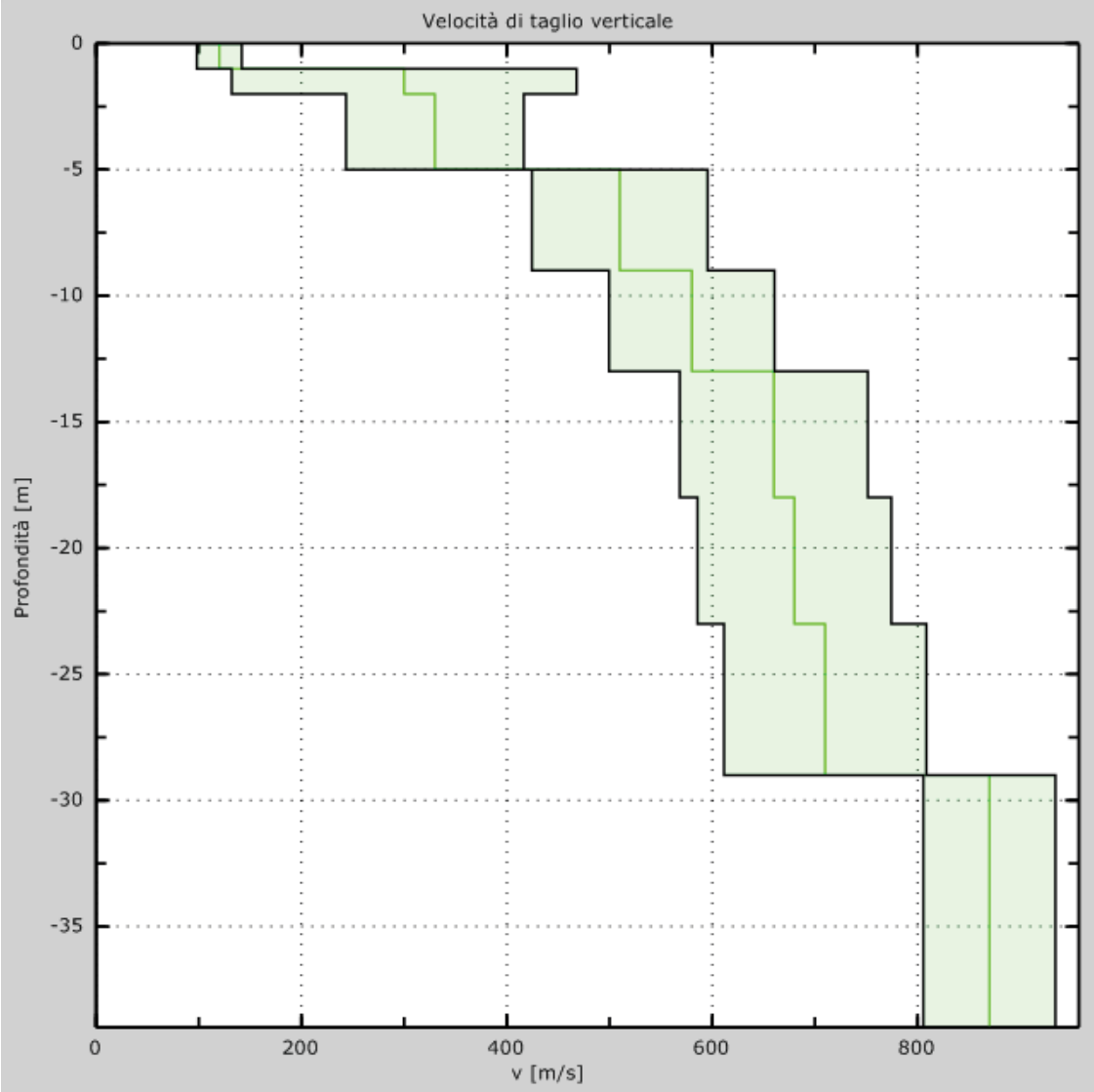



**Figura 2: Profilo Vs numerico**

# 5 DETERMINAZIONE DELLE Vs30

La caratterizzazione fisica e geotecnica è determinata dalla velocità media delle onde di taglio nei primi 30 metri (Vs30) determinata direttamente tramite tecnica MASW come descritto in precedenza.

L'elaborazione ha permesso di ricostruire il modello monodimensionale del terreno nei primi 30 metri di profondità; i risultati ottenuti sono i seguenti:.

Piano di riferimento z=0 [m]..... 0
Vs30 [m/s] ..... 499
La normativa applicata è il DM 14 gennaio 2008.
Il sito non è suscettibile di liquefazione e non è argilla sensitiva.
L'unità geotecnica dello strato rigido non è stata rilevata.

Il piano di riferimento è stato supposto alla profondità di 0,00 metri da piano campagna; il valore delle Vs30 corrispondente a questo modello di substrato è di **499 m/s**.

I terreni caratterizzati dai valori di velocità delle onde sismiche riscontrati sono tutti riconducibili a litologie normalmente consolidate di cui alcune caratterizzate granulometricamente da importante frazione fine.

Non è stata rilevata la presenza di alcun orizzonte profondo riconducibile al substrato roccioso.

# 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Dal punto di vista sismico, in base a quanto indicato dall' "Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia" e ripreso dalla normativa vigente, al settore di pianura indagato viene assegnata una pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, compreso tra 0,025 e 0,050 ag/g.

Tale valore risulta uno dei più bassi presenti sul territorio nazionale per cui, in base alla D.G.R. n.11-13058 del 19/01/10, l'area è classificata dal punto di vista sismico come Zona 4 a sismicità irrilevante.

Al fine di caratterizzare la risposta sismica del sito in esame è stata effettuata un'acquisizione MASW e ReMi i cui risultati sono presentati in ALLEGATO 1 della presente relazione.

Nel loro insieme, le procedure adottate sono state eseguite in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del DM 14 gennaio 2008 (ex DM 14/09/2005).

La classificazione dei terreni è stata finalizzata alla definizione del valore della Vs30 (il valore medio della VS nei primi 30m di profondità) secondo la relazione:

$$Vs30 = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{Vs_i}}$$

In sintesi, in base ai valori di Vs30 ottenuti, è stato classificato un terreno di **TIPO B** corrispondente a "*Rocce tenere e 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 di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina*). (Vedi Allegato 1)

Dal punto di vista topografico Il lotto d'interesse può essere classificato come **categoria topografica T 1**.

ALLEGATO 1
(RISULTATI DELL'INDAGINE MASW e REMI)

## Dati sperimentali

Numero di ricevitori ..... 24
Numero di campioni temporali ..... 2000
Passo temporale di acquisizione .....1ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi ..... 24
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a .....0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a .....1999ms
I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)

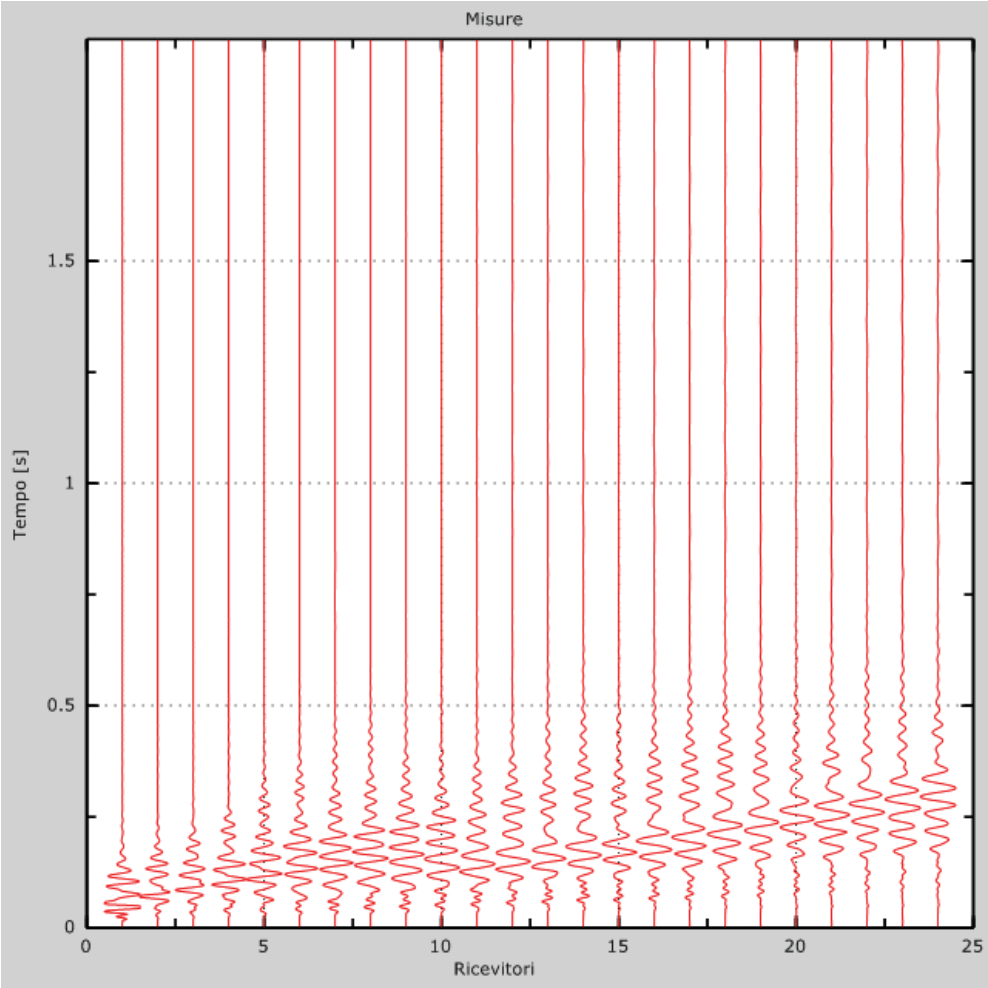



**Figura 3: Tracce sperimentali**

# Risultati delle analisi

Frequenza finale ..... 50Hz
Frequenza iniziale..... 4Hz

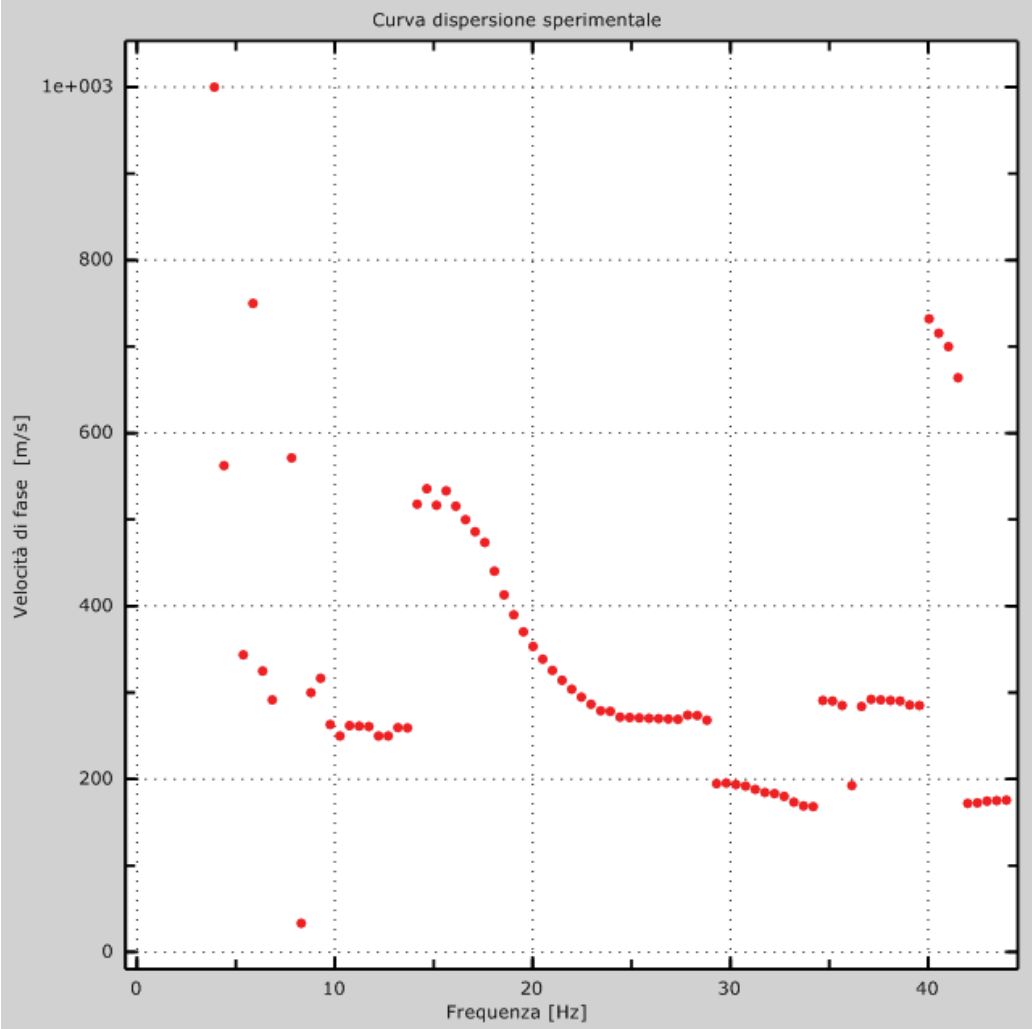



**Figura 4: Curva dispersione sperimentale**

## Risultati delle analisi (tecnica passiva)

Numero di ricevitori ..... 12
Numero di campioni temporali ..... 3.26787e-312
Passo temporale di acquisizione .....2ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi ..... 12
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a .....0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a .....239998ms
I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)

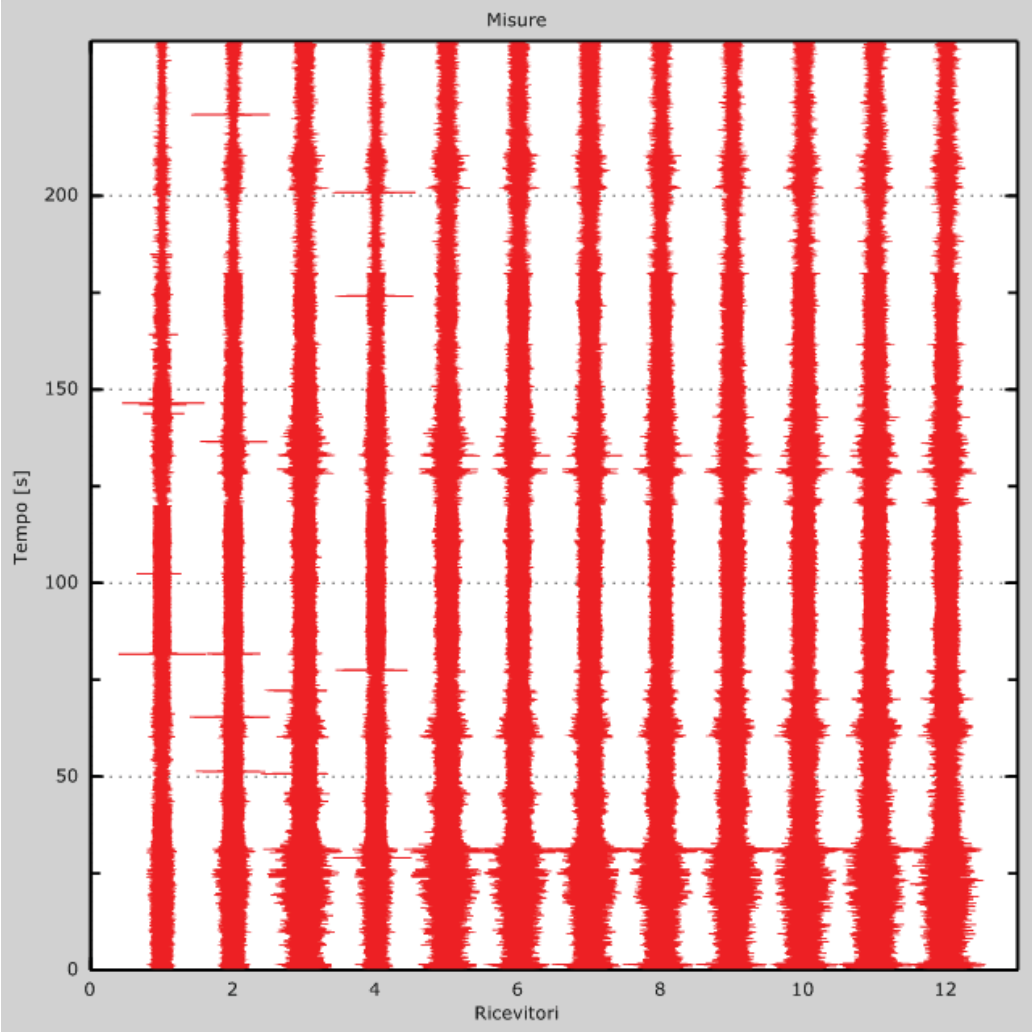



**Figura 5: Tracce sperimentali**

## Curva di dispersione

| Freq. [Hz] | V. fase [m/s] | V. fase min [m/s] | V. fase Max [m/s] |
|---|---|---|---|
| 6.02585 | 769.002 | 745.163 | 792.842 |
| 14.4719 | 554.45 | 520.015 | 588.884 |
| 17.9792 | 443.2 | 411.415 | 474.986 |
| 20.7707 | 345.195 | 302.814 | 387.575 |
| 24.1348 | 281.623 | 260.433 | 302.814 |
| 27.9284 | 284.272 | 260.433 | 308.111 |
| 30.0041 | 196.862 | 180.969 | 212.755 |
| 33.4398 | 180.969 | 159.779 | 202.159 |
| 35.3008 | 297.516 | 257.784 | 337.248 |
| 38.9512 | 289.57 | 265.731 | 313.409 |
| 43.1338 | 175.025 | 160.345 | 189.705 |

**Tabella 1:Curva di dispersione**

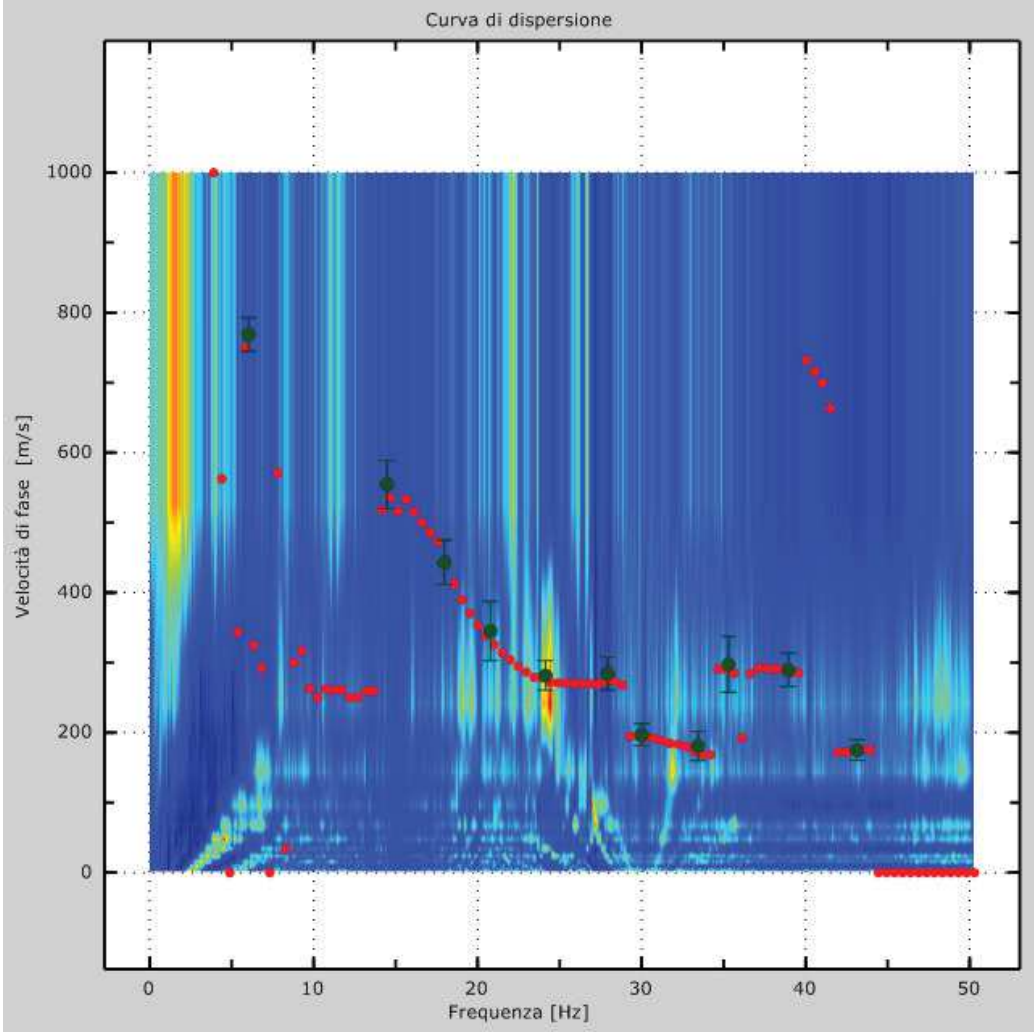



**Figura 6: Curva di dispersione**

## Profilo in sito

Numero di strati (escluso semispazio) ..... 9
Spaziatura ricevitori [m] ..... 2m
Numero ricevitori..... 24
Numero modi ..... 1

**Strato 1**

h [m] ..... 1
z [m] ..... -1
Densità [kg/m^3] ..... 1671
Poisson ..... 0.2
Vs [m/s] ..... 120
Vp [m/s] ..... 195.96
Vs min [m/s] ..... 97.24
Vs max [m/s] ..... 180.000000

**Strato 2**

h [m] ..... 1
z [m] ..... -2
Densità [kg/m^3] ..... 1741
Poisson ..... 0.2
Vs [m/s] ..... 300
Vp [m/s] ..... 489.90
Vs min [m/s] ..... 165.29
Vs max [m/s] ..... 450.000000

**Strato 3**

h [m] ..... 3
z [m] ..... -5
Densità [kg/m^3] ..... 1745
Poisson ..... 0.2
Vs [m/s] ..... 330
Vp [m/s] ..... 538.89
Vs min [m/s] ..... 191.78
Vs max [m/s] ..... 495.000000

**Strato 4**

h [m] ..... 4
z [m] ..... -9
Densità [kg/m^3] ..... 2305
Poisson ..... 0.48
Vs [m/s] ..... 510
Vp [m/s] ..... 2600.50
Vs min [m/s] ..... 246.22
Vs max [m/s] ..... 765.000000
Falda presente nello strato

**Strato 5**

h [m] ..... 4
z [m] ..... -13
Densità [kg/m^3] ..... 2378
Poisson ..... 0.48

Vs [m/s] ..... 580
Vp [m/s] ..... 2957.43
Vs min [m/s] ..... 308.03
Vs max [m/s] ..... 870.000000
Falda presente nello strato

**Strato 6**

h [m] ..... 5
z [m] ..... -18
Densità [kg/m^3] ..... 2451
Poisson ..... 0.48
Vs [m/s] ..... 660
Vp [m/s] ..... 3365.35
Vs min [m/s] ..... 308.03
Vs max [m/s] ..... 990.000000
Falda presente nello strato

**Strato 7**

h [m] ..... 5
z [m] ..... -23
Densità [kg/m^3] ..... 2461
Poisson ..... 0.48
Vs [m/s] ..... 680
Vp [m/s] ..... 3467.33
Vs min [m/s] ..... 308.03
Vs max [m/s] ..... 1020.000000
Falda presente nello strato

**Strato 8**

h [m] ..... 6
z [m] ..... -29
Densità [kg/m^3] ..... 2493
Poisson ..... 0.48
Vs [m/s] ..... 710
Vp [m/s] ..... 3620.30
Vs min [m/s] ..... 308.03
Vs max [m/s] ..... 1065.000000
Falda presente nello strato

**Strato 9**

h [m] ..... 0
z [m] ..... -oo
Densità [kg/m^3] ..... 2649
Poisson ..... 0.48
Vs [m/s] ..... 870
Vp [m/s] ..... 4436.15
Vs min [m/s] ..... 427.22
Vs max [m/s] ..... 1305.000000
Falda presente nello strato

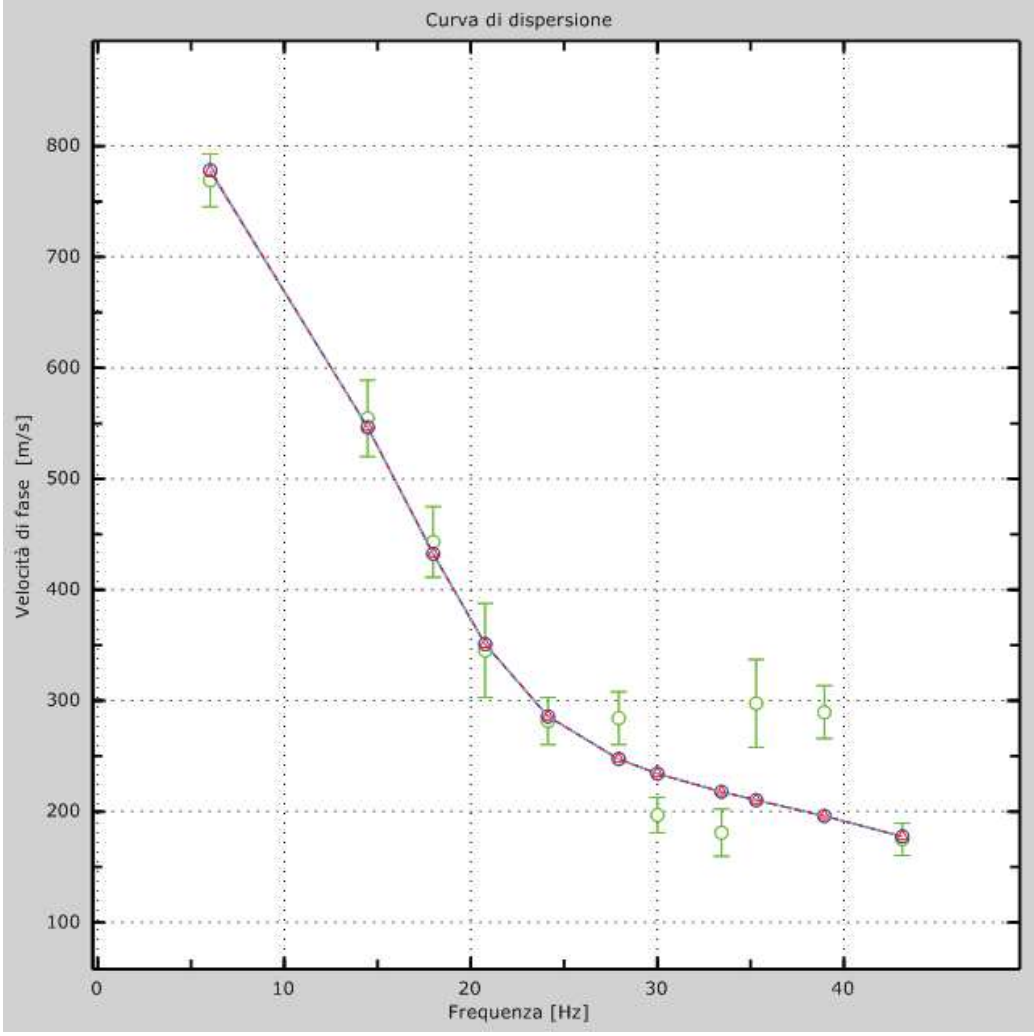



**Figura 7: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigth (ciano), curva apparente(blu), curva numerica (rosso)**

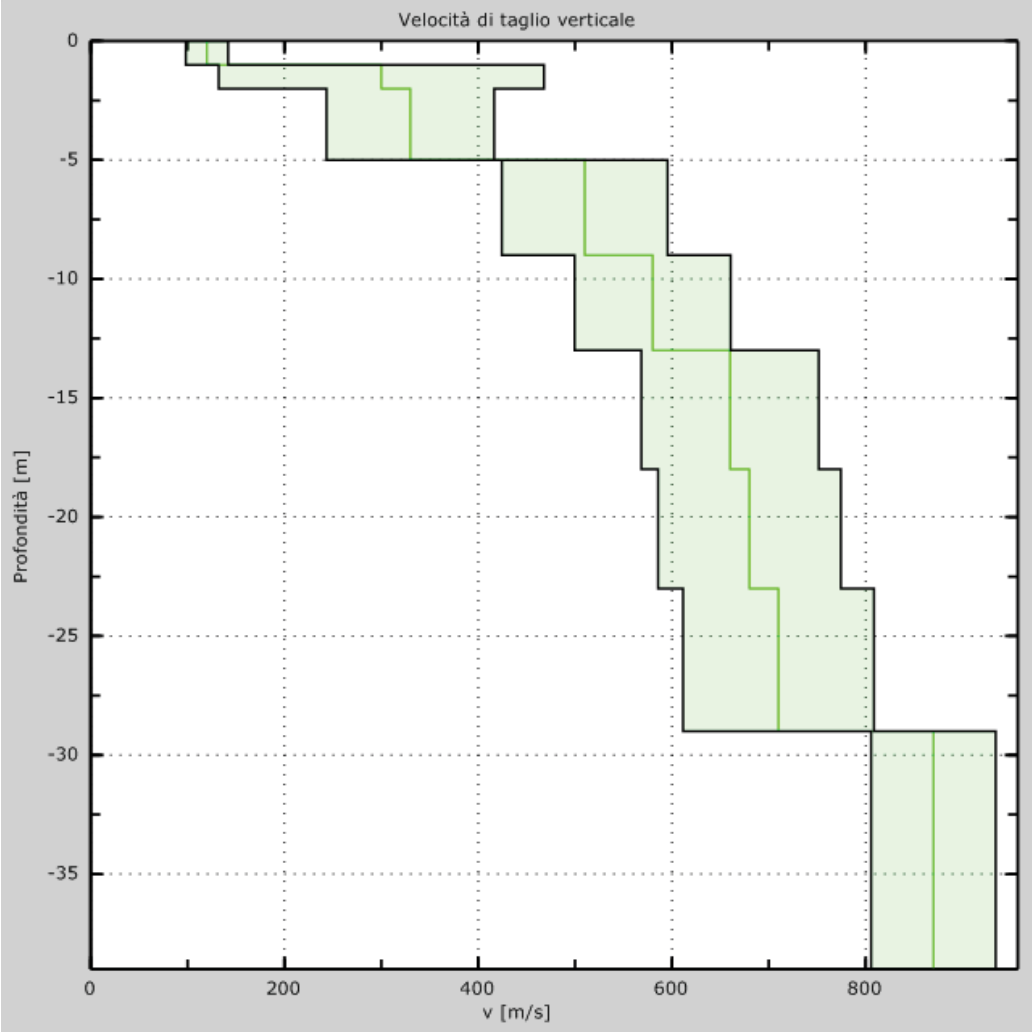



**Figura 8: Profilo Vs numerico**

## Risultati finali

Piano di riferimento z=0 [m] ..... 0
Vs30 [m/s] ..... 499
La normativa applicata è il DM 14 gennaio 2008.
Il sito non è suscettibile di liquefazione e non è argilla sensitiva.
L'unità geotecnica dello strato rigido non è stata rilevata.
**Tipo di suolo ..... B**

Tipo B: Rocce tenere e 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 di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

# 7 PREMESSA

Su incarico della committenza viene redatta una relazione tecnica allegata alla progettazione delle opere di urbanizzazione a servizio della nuova area industriale denominata PIP 5 relativamente al Piano di Utilizzo delle terre da scavo generate dagli sbancamenti necessari per la realizzazione della nuova viabilità; tale area è ubicata a Sud della SS 457, tra Via Visconti e Via P.E. Motta nel Comune di Casale Monferrato (Al). La procedura non è soggetta a V.I.A./A.I.A. in quanto le superfici interessate dall'intervento sono inferiori ai 40ha.

Le indagini hanno permesso di:

- definire l'assetto geomorfologico, geologico e idrologico locale
- definire la stratigrafia dei terreni
- definire le attività pregresse sul sito
- definire il piano di campionamenti ed analisi terreni
- definire le modalità di utilizzo del materiale

# 8 Normativa di riferimento

La presente relazione è redatta nel rispetto delle prescrizioni contenute nella normativa vigente:

**Decreto Legislativo 3 Aprile 2006, n.152-** *Norme in materia ambientale*

**D.M. 10 Agosto 2012, n. 161**-*Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo*

**Decreto Legislativo 9 Agosto 2013, n° 98-** *Disposizioni urgenti per il rilancio dell'economia*

# 9 Inquadramento geografico del sito

Il sito di produzione è situato nel territorio comunale di Casale Monferrato (Al) in corrispondenza della SS 457, tra Via Visconti e Via C. Ceronetti, ad una quota di circa 113 metri s.l.m. (Figura 9 – estratto base C.T.R. Sez. 158060)

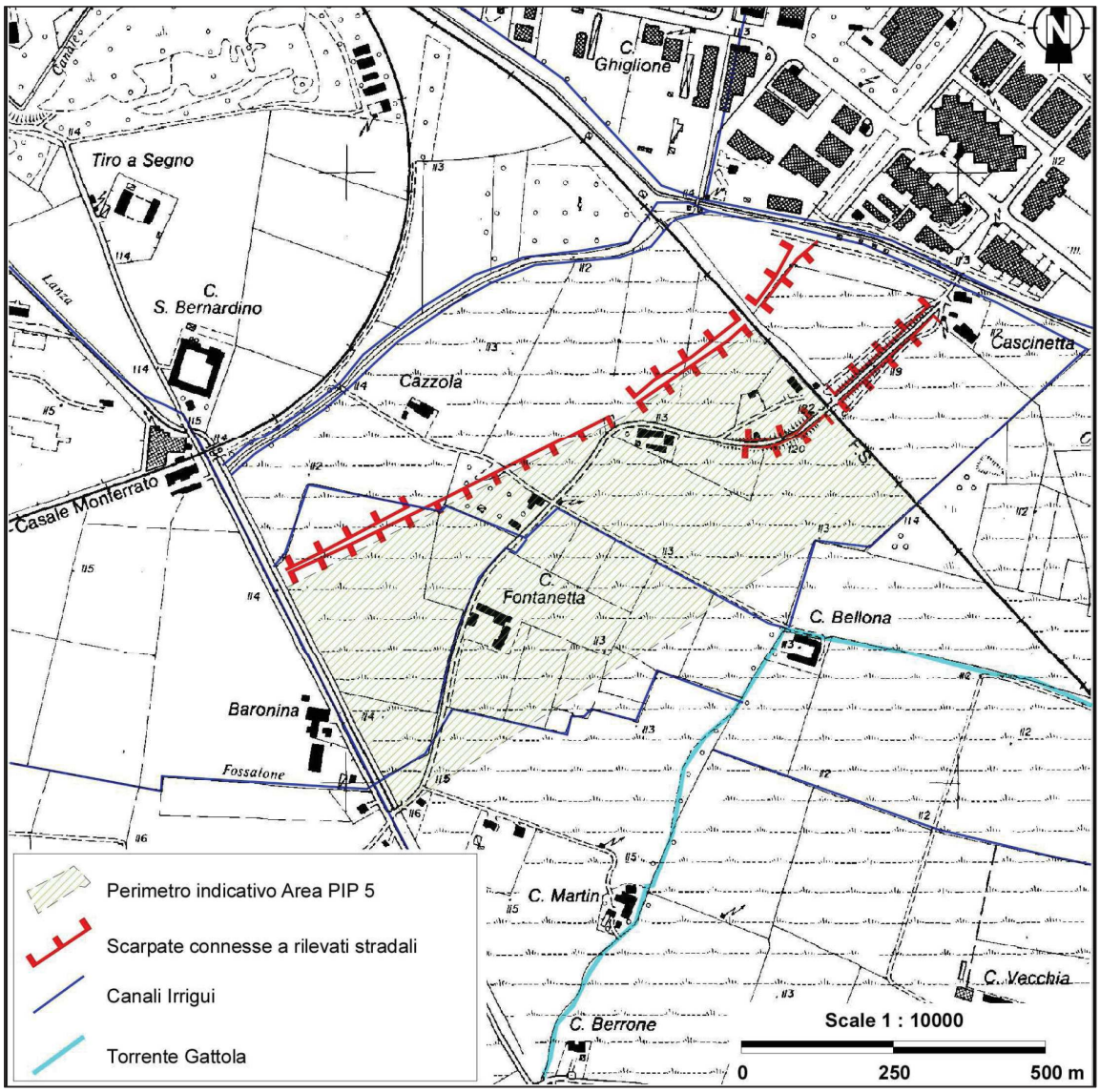



**Figura 9: Stralcio base C.T.R. dell'area oggetto di intervento**

# 10 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area oggetto del presente studio è ubicata nella porzione orientale del territorio comunale di Casale Monferrato, sul lato sud della S.S. 457.

Dal punto di vista geomorfologico, la zona, ubicata a sud del concentrico comunale, presenta un assetto completamente pianeggiante decisamente sospesa sul corso d'acqua principale, il Fiume Po, che scorre da ovest verso est a più di 2 Km di distanza a nord.

L'idrologia di superficie della zona è caratterizzata dalla presenza del T. Gattola e da una fitta rete di canali irrigui tra cui spiccano i canali Lanza e Mellana che delimitano rispettivamente ad ovest ed est il sito indagato, con direzioni nord-ovest sud-est.

L'assetto geologico e geomorfologico dell'area in esame è dovuto a fenomeni che hanno interessato su vasta scala l'intera Pianura Padana, la quale è stata un bacino di subsidenza almeno dal Pliocene inferiore.

Una spessa serie di sedimenti quaternari si è depositata in modo non uniforme su un substrato composto da rocce carbonatiche del Mesozoico-Eocene, ricoperte in parte da depositi dell'Oligocene - Miocene.

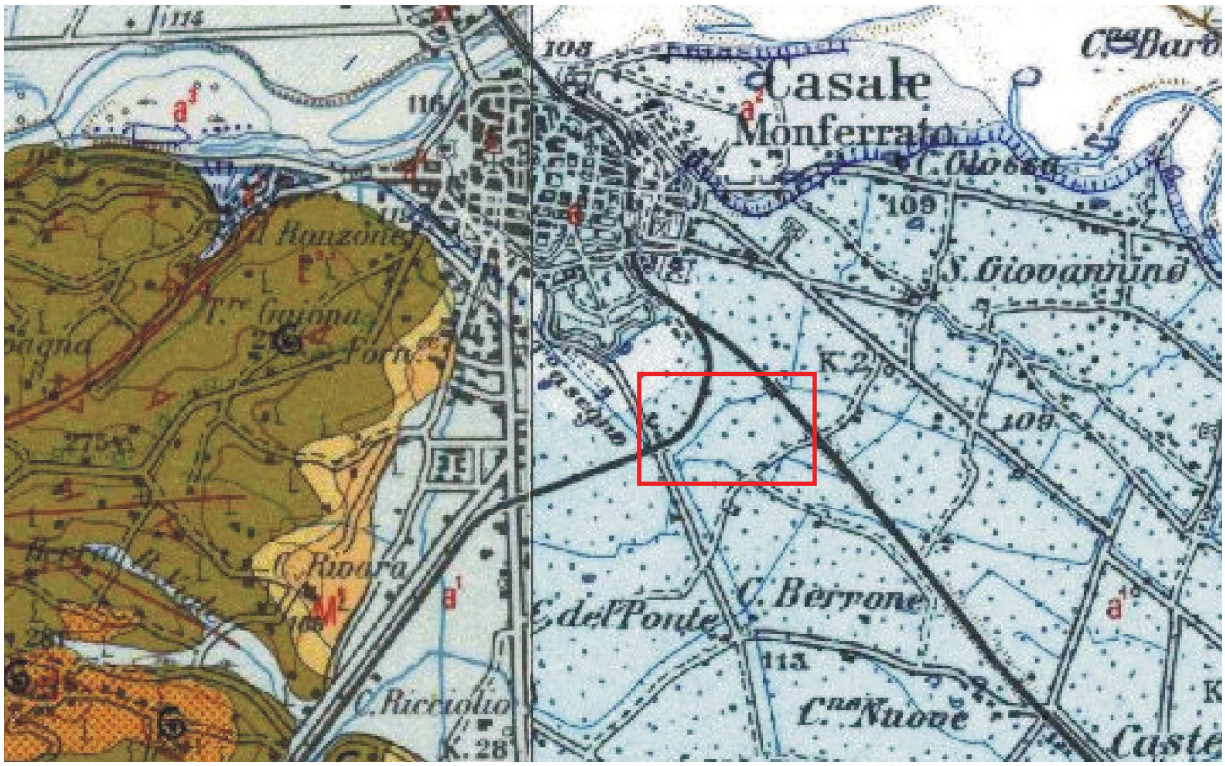
Al di sopra dei sedimenti marini e delle formazioni mioceniche e plioquaternarie è presente un complesso ghiaioso poligenico di origine fluvioglaciale a giacitura suborizzontale.

I terreni superficiali possono perciò essere a grandi linee suddivisi in due distinti complessi: depositi glaciali e fluvioglaciali connessi agli anfiteatri morenici formatisi ai piedi delle Alpi e depositi di natura fluviale-alluvionale.

In base a quanto riportato dai Fogli 57 (Vercelli) e 58 (Mortara) della Carta Geologica d'Italia e relative *Note illustrative* (Figura 10) i terreni su cui è impostata l'area oggetto d'indagine appartengono ai depositi alluvionali terrazzati antichi

(Olocene antico), divisi morfologicamente dalle sottostanti alluvioni recenti (Olocene medio e recente) da un'alta scarpata di terrazzo che segna il confine dell'area golenale del Po.

Si tratta di depositi essenzialmente ghiaioso-sabbiosi, localmente molto grossolani, con un debole strato di alterazione superficiale.



Alluvioni sabbioso-ghiaiose fissate degli alvei abbandonati, debolmente sospese ed eccezionalmente esondabili. (*"Alluvium medio"*). *OLOCENE MEDIO*.

Alluvioni terrazzate sabbioso-ghiaiose sensibilmente sospese sui corsi d'acqua. (*"Alluvium antico" s. l.*). *OLOCENE ANTICO*.

**Figura 10: Stralcio del Foglio 58 "Mortara" e del Foglio 57"Vercelli" della C. Geol. d'Italia scala 1:50.000**

La morfologia locale è condizionata dalla attività agricola con terreni pianeggianti posti a quote altimetriche differenti trattandosi di un territorio principalmente utilizzato a scopi agricoli. La presenza di scarpate è connessa alla presenza dei rilevati stradali ed ai già citati canali.

# 11 Assetto litologico

L'assetto litologico dell'area, desunto da indagini pregresse riportate nella Relazione Geologica esistente, è dunque schematizzabile come caratterizzato da una coltre di depositi alluvionali con spessore plurimetrico con litologia variabile localmente.

La stratigrafia del sondaggio, denominato Pz2 (Allegato alla Relazione Geologica), riporta la presenza di un'orizzonte di copertura di natura limoso-argillosa ricoprente terreni ghiaioso-sabbiosi. Tale passaggio è individuato a circa 3,5 metri dal piano campagna.

# 12 Caratteristiche idrogeologiche

La parte superficiale dei depositi fluviali è caratterizzata da valori di permeabilità da modesti (stimabili in k= 10-5 m/s) a buoni (stimabili in k= 10-4 m/s) in funzione della granulometri, con progressivo aumento della permeabilità con il diminuire della frazione limosa.

I depositi fluviali sono sede della falda libera in diretta connessione coi corsi d'acqua superficiali. L'acquifero è delimitato inferiormente dei livelli marnosi delle formazioni terziarie che possono essere considerati il substrato impermeabile.

In corrispondenza del sito di intervento, il monitoraggio ha permesso di individuare come la minima soggiacenza della falda rispetto al p.c. si riscontri nel periodo che va da Giugno a Settembre e raggiunga i 2,0/3,4 metri di profondità, ovvero un livello piezometrico indicativo compreso tra i 109 e 110 m s.l.m. (Vedi Relazione Geologica).

# 13 Attività svolte sul sito

E' stata eseguita un'indagine storica sull'area, finalizzata a valutare le attività pregresse esercitate sul sito per verificare la presenza di eventuali tipologie che potrebbero comportare rischi di una potenziale contaminazione del suolo.

Il sito corrisponde a terreni in un territorio ad uso agricolo, nei quali non si riscontra la presenza di serbatoi o altre opere interrate né vi è presenza di rifiuti in superficie.

Le informazioni acquisite evidenziano che l'area è stata in passato sempre interessata da attività agricole con assenza di altre attività antropiche.

Le informazioni sul passato uso dell'area indicano dunque che questa non è stata soggetta a lavorazioni o stoccaggio di sostanze potenzialmente inquinanti.

# 14 Campionamento di terreni

Il sito di intervento oggetto di scavo (Viabilità nuova area industriale) presenta una superficie di circa 12.500 m², con profondità di scavo massima di circa 2,00m da p.c..

La campagna di indagine, svoltasi nella giornata del 22 Ottobre 2015, ha comportato il prelievo di n.3 campioni di terreno attraverso un campionatore, montato su un macchinario TECOP.SA TEC 10, a profondità comprese tra i 1,00 ed i 2,00 metri da p.c. in ottemperanza con quanto previsto dal D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. (Figura 11).

**Perimetro indicativo area PIP 5**

**Ubicazione campionamenti di terreno**

**Figura 11: Stralcio fotogrammetrico dell'area oggetto di intervento con ubicazione dei prelievi**

Durante le lavorazioni non sono state riscontrate, dal punto di vista visivo e olfattivo, evidenze di contaminazione.

Ogni campione è stato immediatamente confezionato in barattoli di vetro sigillati con tappo ermetico; su ciascun campione è stata apposta un'etichetta riportante la sigla di identificazione e la data di prelievo.

# 15 Analisi chimiche di laboratorio e risultati

I campioni prelevati durante la campagna di indagine sono stati inviati presso il laboratorio certificato E.L.A. s.r.l di Asti, per le verifiche analitiche necessarie.

Sui campioni sono state eseguite le seguenti determinazioni analitiche in accordo con quanto richiesto dal D.M. 10 Agosto 2012, n161- Allegato 4 :

- **ANTIMONIO**
- **ARSENICO**
- **BERILLIO**
- **CADMIO**
- **COBALTO**
- **CROMO TOTALE**
- **NICHEL**
- **PIOMBO**
- **RAME**
- **SELINIO**
- **STAGNO**
- **TALLIO**
- **VANADIO**
- **ZINCO**
- **C>12**
- **C<12**

Gli scavi non interesseranno la porzione satura di terreno e di conseguenza non è stato previsto il campionamento ed analisi delle acque di falda.

Nella seguente tabella sono riportati i risultati delle analisi chimiche effettuate sui campioni di terreno prelevati nel corso della campagna ambientale. I valori ottenuti sono stati messi a confronto con le Concentrazioni Soglia di Contaminazione (CSC) accettabili nel suolo e nel sottosuolo così come definiti nell'Allegato 5, Tabella 1, Colonna "B" del D.Lgs. 3 aprile 2006 n. 152 (Siti ad uso industriale).

I rapporti di prova emessi dal laboratorio di analisi sono riportati in Allegato 2.

Come è possibile osservare dalla seguente tabella, i valori risultano inferiori ai limiti relativi ai siti ad uso industriale definiti nell'Allegato 5, Tabella 1, Colonna "B" del D.Lgs. 3 aprile 2006 n. 152.

| Nome Campione | Rapporto di prova | U.M. | P1 | P2 | P3 | CSC D.Lgs 152/06 Colonna "B" |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 1500668-001 | 1500668-002 | 1500668-003 | / |
| Antimonio | | mg/kg | 1,7 | 2,83 | 2,21 | mg/kg 30 |
| Arsenico | | | 3,88 | 4,17 | 3,04 | 50 |
| Berillio | | | 1,33 | 0,99 | 1,32 | 10 |
| Cadmio | | | 2,05 | 1,71 | 2,03 | 15 |
| Cobalto | | | 20,56 | 18,18 | 19,2 | 250 |
| Cromo Totale | | | 119,96 | 173,45 | 120,96 | 800 |
| Nichel | | | 100,45 | 145,58 | 102,88 | 500 |
| Piombo | | | 15,68 | 11,83 | 15,9 | 1000 |
| Rame | | | 33,21 | 29,5 | 34,46 | 600 |
| Selenio | | | <0,4 | <0,4 | <0,4 | 15 |
| Stragno | | | 0,92 | 0,95 | 0,93 | 350 |
| Tallio | | | 1,84 | 1,67 | 1,64 | 10 |
| Vanadio | | | 52,24 | 40,36 | 57,14 | 250 |
| Zinco | | | 178,04 | 153,24 | 189,65 | 1500 |
| C≤12 | | | <0,05 | <0,05 | <0,05 | 250 |
| C>12 | | | <0,05 | <0,05 | <0,05 | 750 |

**Tabella 2: Esiti delle analisi di laboratorio**

# 16 Utilizzo delle terre da scavo

In sintesi la gestione delle terre da scavo prodotte dall'inserimento delle opere in progetto comporta la movimentazione dei seguenti volumi di materiali:

- Volume di scavo in banco (da Progetto):
  - Strada: 1440,17 $m^3$
  - Fogne bianche: 1820,26 $m^3$
  - Fogne nere: 919,57 $m^3$
  - Attraversamento tangenziale: 29,50 $m^3$
  - Cavidotti rete telecom: 102,53 $m^3$
  - Cavidotti rete enel: 417,12 $m^3$
  - Acquedotto: 376,37 $m^3$
  - Irrigazione: 573,06 $m^3$
  - **Volume totale di scavo in banco: 5678,58 $m^3$**

La litologia del materiale è costituita prevalentemente da argille limose con sabbie.

I materiali di risulta delle operazioni di scavo verranno gestiti con criteri di elevata sostenibilità ambientale, tenuto conto degli impatti e dei benefici corrispondenti alle diverse soluzioni adottabili.

La soluzione prevista è l'esclusione del regime del rifiuto per i materiali in eccesso che quindi sono sottoposti ai sensi della normativa vigente al regime dei sottoprodotti, con evidente riduzione del consumo di risorse naturali e conseguente vantaggio ambientale globale.

L'opzione di trattare i materiali di scavo come rifiuto con conferimento in discarica comporta infatti maggiori conseguenze negative dal punto di vista degli impatti ed in termini di consumo di risorse non rinnovabili. Nel rispetto delle norme vigenti, i materiali di scavo possono essere trasformati da rifiuti a risorse ed essere riutilizzate come materie prime seconde.

L'utilizzo del materiale di scavo come sottoprodotto è subordinato dalla normativa al rispetto da parte del produttore delle seguenti quattro condizioni:

a) che è certa la destinazione all'utilizzo direttamente presso uno o più siti o cicli produttivi
b) che, in caso di destinazione a recuperi, ripristini, rimodellamenti, riempimenti ambientali o altri utilizzi sul suolo, non sono superati i valori delle concentrazioni soglia di contaminazione di cui alle colonne A e B della tabella 1 dell'allegato 5 alla parte IV del decreto legislativo n. 152 del 2006, con riferimento alle caratteristiche delle matrici ambientali e alla destinazione d'uso urbanistica del sito di destinazione e i materiali non costituiscono fonte di contaminazione diretta o indiretta per le acque sotterranee, fatti salvi i valori di fondo naturale;
c) che, in caso di destinazione ad un successivo ciclo di produzione, l'utilizzo non determina alcun rischio per la salute né variazioni qualitative o quantitative delle emissioni rispetto al normale utilizzo delle materie prime;

d) che ai fini di cui alle lettere b) e c) non è necessario sottoporre i materiali da scavo ad alcun preventivo trattamento, fatte salve le normali pratiche industriali e di cantiere.

I materiali provenienti dagli scavi possono essere utilizzati come sottoprodotti per:

- reinterri, riempimenti, rimodellazioni, rilevati;
- in interventi di miglioramento ambientale di siti anche non degradati.

Materiali provenienti dagli scavi di sbancamento

Avendo le indagini ambientali confermato l'assenza di contaminazione, la gestione delle terre e rocce da scavo prevede che **circa 5.000 m³ di materiale in esubero, provenienti dagli scavi di sbancamento, siano utilizzati come sottoprodotti in qualità di materiali per rimodellamento in siti da ripristinare nel territorio o nell'ambito di processi industriali (inerti assimilabili a materiali di cava)**.

In previsione del suddetto utilizzo le terre prodotte saranno sottoposte a normale pratica industriale finalizzata a migliorare le caratteristiche merceologiche, tecniche e prestazionali dei materiali (vagliatura per la selezione granulometrica del materiale), secondo l'allegato 3 al D.M. n.161 10/08/2012.

Il materiale scavato sarà lasciato in deposito in sito fino (comunque per un tempo di attesa inferiore ad un anno) alla scelta dell'impianto di destinazione.

Destinazione dei materiali

La destinazione dei materiali sarà valutata al fine di adottare la scelta ottimale sotto l'aspetto della minimizzazione dell'impatto sull'ambiente, che è risultata il riutilizzo

come **materiali per rimodellamento in siti da ripristinare nel territorio o inerti assimilabili ai materiali da cava**.

Attualmente è in corso la valutazione del sito più idoneo al conferimento del materiale, scelta che sarà effettuata secondo criteri col fine di minimizzarne gli effetti sull'ambiente (minimizzazione della distanza dal sito di scavo, ecc..).

In caso di non riutilizzo il materiale sarà trattato come rifiuto e trasportato in discarica.

ALLEGATO 2: REPORT RISULTATI ANALISI DI LABORATORIO

E.L.A. S.r.l.
Strada Toasso 4
14100 Asti (AT)
Tel.: +390141411177 Fax: +390141214572
e-mail: laboratorio@elasrl.it
Sede Legale: Piazza San Carlo, 206 10121 Torino
Partita IVA:: 01122770058

LAB N° 1473

Rapporto di prova n°: **1500668-001**

Descrizione: **Vs. campione di terreno denominato P1**
Accettazione: **1500668**
Data Prelievo: **22-ott-15**
Data Arrivo Camp.: **22-ott-15** Data Inizio Prova: **22-ott-15**
Data Rapp. Prova: **03-nov-15** Data Fine Prova: **30-ott-15**

Spettabile:
**SETTORE URBANISTICA - COMUNE DI CASALE MONFERRATO**
VIA GOFFREDO MAMELI, 10
15033 CASALE MONFERRATO (AL)

| Prova | U.M | Metodo | Risultato | Lim.Min. | L.Max. |
|---|---|---|---|---|---|
| Umidità 105 °C | % s.s. | ISO 11465:1993/Cor 1:1994 | **21,59** | (*) | |
| scheletro | % | DM 13/09/1999 SO n°185 GU n°248 del 21/10/1999 met.II.1 | **17,23** | (*) | |
| Antimonio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **1,7** | | 30 |
| Arsenico | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **3,88** | | 50 |
| Berillio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **1,33** | | 10 |
| Cadmio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **2,05** | | 15 |
| Cobalto | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **20,56** | | 250 |
| Cromo | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **119,96** | | 800 |
| Nichel | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **100,45** | | 500 |
| Piombo | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **15,68** | | 1000 |
| Rame | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **33,21** | | 600 |
| Selenio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **< 0,4** | | 15 |
| Stagno | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **0,92** | | 350 |
| Tallio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **1,84** | | 10 |
| Vanadio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **52,24** | | 250 |
| Zinco | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **178,04** | | 1500 |
| Idrocarburi Leggeri (C < 12) | mg/kg s.s. | MI 01 REV.0: 2013 | **< 0,05** | (*) | 250 |
| Idrocarburi Pesanti (C > 12) | mg/kg s.s. | MI 01 REV.0: 2013 | **< 0,05** | (*) | 750 |

**Il Direttore Tecnico**

Dott. Chim. Giampaolo AGNELLA

| Firmatario | Certification Autority | Cod. Fiscale | Stato | Organizzazione | Cod.Ident. | Validità Cert. fino al | Data CRL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AGNELLA GIAMPAOLO | InfoCert Firma Qualificata 2 | GNLGPL61M14L219E | IT | Non Dichiarato | 201571122512 5 | 2018 Mar 10 00:00:00 | 2015 Mar 10 11:07:54 (UTC Time) |

(*) = Le prove così contrassegnate a fianco del risultato, non sono Accreditate da Accredia

I Risultati si riferiscono esclusivamente al Campione analizzato. Il presente Rapporto non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del ns. Laboratorio.

Documento Elettronico con Firma Digitale: RP1500668-001-LAB150-1.PDF.P7M

Pagina 1\1

E.L.A. S.r.l.
Strada Toasso 4
14100 Asti (AT)
Tel.: +390141411177 Fax: +390141214572
e-mail: laboratorio@elasrl.it
Sede Legale: Piazza San Carlo, 206 10121 Torino
Partita IVA:: 01122770058

LAB N° 1473

Rapporto di prova n°: **1500668-002**

Descrizione: **Vs. campione di terreno denominato P2**
Accettazione: **1500668**
Data Prelievo: **22-ott-15**
Data Arrivo Camp.: **22-ott-15** Data Inizio Prova: **22-ott-15**
Data Rapp. Prova: **03-nov-15** Data Fine Prova: **30-ott-15**

Spettabile:
**SETTORE URBANISTICA - COMUNE DI CASALE MONFERRATO**
VIA GOFFREDO MAMELI, 10
15033 CASALE MONFERRATO (AL)

| Prova | U.M | Metodo | Risultato | Lim.Min. | L.Max. |
|---|---|---|---|---|---|
| Umidità 105 °C | % s.s. | ISO 11465:1993/Cor 1:1994 | **26,13** | (*) | |
| scheletro | % | DM 13/09/1999 SO n°185 GU n°248 del 21/10/1999 met.II.1 | **13,77** | (*) | |
| Antimonio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **2,83** | | 30 |
| Arsenico | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **4,17** | | 50 |
| Berillio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **0,99** | | 10 |
| Cadmio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **1,71** | | 15 |
| Cobalto | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **18,18** | | 250 |
| Cromo | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **173,45** | | 800 |
| Nichel | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **145,58** | | 500 |
| Piombo | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **11,83** | | 1000 |
| Rame | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **29,5** | | 600 |
| Selenio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **< 0,4** | | 15 |
| Stagno | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **0,95** | | 350 |
| Tallio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **1,67** | | 10 |
| Vanadio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **40,36** | | 250 |
| Zinco | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **153,24** | | 1500 |
| Idrocarburi Leggeri (C < 12) | mg/kg s.s. | MI 01 REV.0: 2013 | **< 0,05** | (*) | 250 |
| Idrocarburi Pesanti (C > 12) | mg/kg s.s. | MI 01 REV.0: 2013 | **< 0,05** | (*) | 750 |

**Il Direttore Tecnico**

Dott. Chim. Giampaolo AGNELLA

| Firmatario | Certification Autority | Cod. Fiscale | Stato | Organizzazione | Cod.Ident. | Validità Cert. fino al | Data CRL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AGNELLA GIAMPAOLO | InfoCert Firma Qualificata 2 | GNLGPL61M14L219E | IT | Non Dichiarato | 201571122512 5 | 2018 Mar 10 00:00:00 | 2015 Mar 10 11:07:54 (UTC Time) |

(*) = Le prove così contrassegnate a fianco del risultato, non sono Accreditate da Accredia

I Risultati si riferiscono esclusivamente al Campione analizzato. Il presente Rapporto non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del ns. Laboratorio.

Documento Elettronico con Firma Digitale: RP1500668-002-LAB150-2.PDF.P7M

E.L.A. S.r.l.
Strada Toasso 4
14100 Asti (AT)
Tel.: +390141411177 Fax: +390141214572
e-mail: laboratorio@elasrl.it
Sede Legale: Piazza San Carlo, 206 10121 Torino
Partita IVA:: 01122770058

LAB N° 1473

Rapporto di prova n°: **1500668-003**

Descrizione: **Vs. campione di terreno denominato P3**
Accettazione: **1500668**
Data Prelievo: **22-ott-15**
Data Arrivo Camp.: **22-ott-15** Data Inizio Prova: **22-ott-15**
Data Rapp. Prova: **03-nov-15** Data Fine Prova: **30-ott-15**

Spettabile:
**SETTORE URBANISTICA - COMUNE DI CASALE MONFERRATO**
VIA GOFFREDO MAMELI, 10
15033 CASALE MONFERRATO (AL)

| Prova | U.M | Metodo | Risultato | Lim.Min. | L.Max. |
|---|---|---|---|---|---|
| Umidità 105 °C | % s.s. | ISO 11465:1993/Cor 1:1994 | **24,22** | (*) | |
| scheletro | g/kg | DM 13/09/1999 SO n°185 GU n°248 del 21/10/1999 met.II.1 | **11,72** | (*) | |
| Antimonio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **2,21** | | 30 |
| Arsenico | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **3,04** | | 50 |
| Berillio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **1,32** | | 10 |
| Cadmio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **2,03** | | 15 |
| Cobalto | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **19,2** | | 250 |
| Cromo | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **120,96** | | 800 |
| Nichel | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **102,88** | | 500 |
| Piombo | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **15,9** | | 1000 |
| Rame | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **34,46** | | 600 |
| Selenio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **< 0,4** | | 15 |
| Stagno | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **0,93** | | 350 |
| Tallio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **1,64** | | 10 |
| Vanadio | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **57,14** | | 250 |
| Zinco | mg/kg s.s. | EPA 3051A :2007 + EPA 6010 C : 2007 | **189,65** | | 1500 |
| Idrocarburi Leggeri (C < 12) | mg/kg s.s. | MI 01 REV.0: 2013 | **< 0,05** | (*) | 250 |
| Idrocarburi Pesanti (C > 12) | mg/kg s.s. | MI 01 REV.0: 2013 | **< 0,05** | (*) | 750 |

**Il Direttore Tecnico**

Dott. Chim. Giampaolo AGNELLA

| Firmatario | Certification Autority | Cod. Fiscale | Stato | Organizzazione | Cod.Ident. | Validità Cert. fino al | Data CRL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AGNELLA GIAMPAOLO | InfoCert Firma Qualificata 2 | GNLGPL61M14L219E | IT | Non Dichiarato | 2015711225125 | 2018 Mar 10 00:00:00 | 2015 Mar 10 11:07:54 (UTC Time) |

(*) = Le prove così contrassegnate a fianco del risultato, non sono Accreditate da Accredia

I Risultati si riferiscono esclusivamente al Campione analizzato. Il presente Rapporto non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del ns. Laboratorio.

Documento Elettronico con Firma Digitale: RP1500668-003-LAB150-3.PDF.P7M

Pagina 1\1

CITTÀ DI
CASALE MONFERRATO

**SETTORE GESTIONE URBANA E TERRITORIALE**
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

# 02C. RELAZIONE GEOTECNICA

**OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5**
**-LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -**
**"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"**
**opere complementari**

## PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Casale Monferrato lì

Il Progettista:
Ing. Alessandro Ravazzotto

Visto il R.U.P.:
Geom. Mario Tabucchi

**STUDIO TECNICO di GEOLOGIA** **Via Garibaldi, 7 - 15033 CASALE MONF.** **TEL./FAX. 0142/590042**
Dott. Davide Cornaglia *n. 637 Ordine dei Geologi del Piemonte*
Dott. Francesco Zorzoli *n. 695 Ordine dei Geologi del Piemonte*
P.IVA 02151010069 C.F. ZRZFNC77B21B885B Cell. 338/8563594 e-mail: francesczorzoli@yahoo.it

PROVINCIA DI ALESSANDRIA

COMUNE DI CASALE MONFERRATO

OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5
-LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -
"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"

# RELAZIONE GEOTECNICA

Committente:
Spett. Comune di CASALE M.TO
via Mameli, 10 - 15033 Casale Monferrato
P.IVA e C.F. 00172340069

Professionista incaricato:
Dott. Geol. Francesco Zorzoli

**Novembre 2015**

INDICE GENERALE

1 PREMESSA ……3

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO…… 3

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE……4

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO…….. 6

4.1 Caratterizzazione geotecnica. Modello geotecnico…… 6

4.2 Caratterizzazione Sismica…….. 7

5 METODOLOGIA DI VERIFICA…….8

6 VERIFICA SLU e SLE ……10

6.1 Sezione n.1 – Altezza 0,90 m da quota di appoggio……..……..…10

6.2 Sezione n.2 – Altezza 1,70 m da quota di appoggio……14

7 VERIFICA RESISTENZA AL PIEDE DEL RILEVATO……17

7.1 Sezione n.1 – Altezza 0,90 metri……18

7.2 Sezione n.2 – Altezza 1,70 metri……21

# 1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del "volume significativo" di terreno interessato dalla nuova viabilità dell'area destinata a Piano Insediamenti Produttivi PIP 5, il cui corpo stradale sarà realizzato totalmente su rilevato.

Questa relazione è stata redatta dal tecnico sulla base dei dati risultanti da indagini di campagna consistenti in alcune prove penetrometriche dinamiche ed un carotaggio continuo descritti nella Relazione Geologica a supporto del progetto PIP 5 redatta dal Dott. Bredy Andrea .

# 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

''Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

''Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

''Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

**Eurocodice 7** – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

# 3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Come dettagliato nella Relazione Geologica pregressa dell'area di sito, sono stati utilizzati i dati acquisiti della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" delle opere in esame.

All'interno dell'area della prevista realizzazione dell'intervento sono state eseguite diverse penetrometriche dinamiche (*DL30)* ed un carotaggio geognostico la cui ubicazione è riportata sulla planimetria di Figura 1.

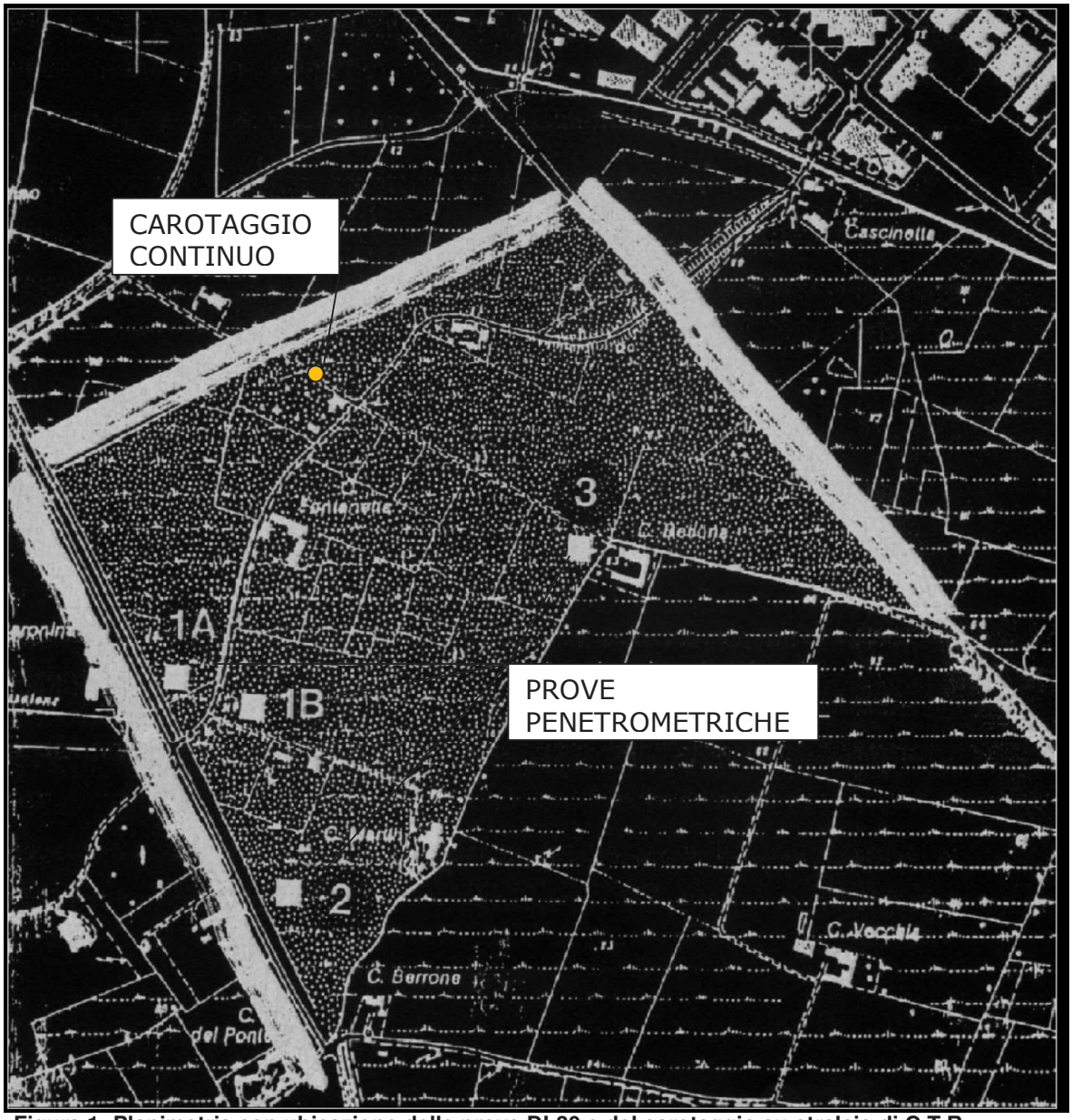



**Figura 1: Planimetria con ubicazione delle prove DL30 e del carotaggio su stralcio di C.T.R.**

# 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

## 4.1 Caratterizzazione geotecnica. Modello geotecnico

Per la ricostruzione del modello geotecnico sul quale eseguire i calcoli di verifica, e quindi la scelta dei valori caratteristici dei parametri dei litotipi rinvenuti dall'indagine, sono stati utilizzati i valori calcolati più bassi, e quindi cautelativi, emersi nelle prove.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni naturali rinvenuti nell'area è riassunta nella Tabella 1:

| | Spessore strati (m) | Angolo d'attrito (°) | Peso unità di volume (t/m³) | Modulo Edometrico Eed (Kg/cm²) | Modulo di Young Ey(Kg/cm²) | Descrizione litologica |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **ORIZZONTE 1** | 1,0 | 21 | 1.7 | 22 | 20 | Limi argillosi |
| **ORIZZONTE 2** | 2,1 | 25 | 1,7 | 89 | 86 | Limi argilloso sabbiosi |
| **ORIZZONTE 3** | 2,0 | 32 | 1,9 | 500 | 493 | Ghiaie debolmente limose |

**Tabella 1: Modello geo-tecnico dei terreni naturali**

Nei calcoli, alla stratigrafia dei terreni naturali presenti in sito esposta in Tabella 1, è stato aggiunto lo strato che costituisce il rilevato previsto dal progetto, a cui sono stati assegnati i parametri presenti in Tabella 2.

| | Spessore strati (m) | Angolo d'attrito (°) | Peso unità di volume (t/m³) | Descrizione litologica |
|---|---|---|---|---|
| **BASE** | 0,10 | 33 | 2,0 | Rilevato Granulare |

**Tabella 2: Parametri geo-tecnici della base del corpo del rilevato previsto da progetto**

## 4.2 Caratterizzazione Sismica

Dal punto di vista sismico, in base a quanto indicato dall' "Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia" e ripreso dalla normativa vigente, al settore di pianura indagato viene assegnata una pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, compreso tra 0,025 e 0,050 ag/g.

Tale valore risulta uno dei più bassi presenti sul territorio nazionale per cui, in base alla D.G.R. n.11-13058 del 19/01/10, l'area è classificata dal punto di vista sismico come Zona 4 a sismicità irrilevante.

Al fine di caratterizzare la risposta sismica del sito in esame è stata effettuata un'acquisizione MASW e ReMi.

Nel loro insieme, le procedure adottate sono state eseguite in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del DM 14 gennaio 2008 (ex DM 14/09/2005).

La classificazione dei terreni è stata finalizzata alla definizione del valore della Vs30 (il valore medio della VS nei primi 30m di profondità) secondo la relazione:

$$Vs30 = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{Vs_i}}$$

In sintesi, in base ai valori di Vs30 ottenuti, è stato classificato un terreno di **TIPO B** corrispondente a "*Rocce tenere e 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 di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina*).

Per quanto riguarda il lotto d'interesse questo può essere classificato all'interno di un sito di categoria topografica **T1.**

Di seguito i parametri sismici utilizzati nelle verifiche eseguite:

**Sito in esame**:

latitudine: 45,1199606952021
longitudine: 8,47251392073623
Classe: 2
Vita nominale: 50 [anni]
Tipo di interpolazione: Media ponderata

**Parametri sismici**

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50 anni
Coefficiente cu: 1

| | Prob.Superamento [%] | Tr [anni] | Ag [g] | Fo [-] | Tc* [s] |
|---|---|---|---|---|---|
| SLO | 81 | 30 | 0,016 | 2,527 | 0,161 |
| SLD | 63 | 50 | 0,020 | 2,511 | 0,180 |
| SLV | 10 | 475 | 0,040 | 2,665 | 0,286 |
| SLC | 5 | 975 | 0,048 | 2,717 | 0,302 |

**Coefficienti Sismici**

| | Ss [-] | Cc [-] | St [-] | Kh [-] | Kv [-] | Amax [m/s²] | Beta [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SLO | 1,200 | 1,580 | 1,000 | 0,004 | 0,002 | 0,185 | 0,200 |
| SLD | 1,200 | 1,550 | 1,000 | 0,005 | 0,002 | 0,231 | 0,200 |
| SLV | 1,200 | 1,410 | 1,000 | 0,010 | 0,005 | 0,475 | 0,200 |
| SLC | 1,200 | 1,400 | 1,000 | 0,012 | 0,006 | 0,571 | 0,200 |

# 5. METODOLOGIA DI VERIFICA

La verifica agli S.L.U. e agli S.L.E. è stata eseguita sui terreni alla base del rilevato per verificarne sia la loro resistenza a rottura che la loro propensione al cedimento.

Per le analisi si è assunta la base del rilevato come una platea rigida di fondazione, di dimensioni 19,3 m x 30,0 m e profondità di appoggio – 0,10 m rispetto alla quota del p.c. naturale.

La struttura in elevazione consiste nel rilevato stesso; sono state assunte due altezze di progetto: la n.1 corrisponde alla altezza di progetto nella sezione più bassa pari a 0,90 metri dalla quota di appoggio mentre la n.2 , corrispondente alla più alta, risulta essere 1,70 metri dalla quota di appoggio.

I carichi di progetto assegnati alla base consistono nel carico esercitato dal rilevato stesso, pari a 1,8 ton/m$^2$ nella Sezione n. 1 e 3,4 ton/m$^2$ nella Sezione n.2, sommati ai carichi distribuiti massimi individuati nel progetto, pari a 0,9 ton/m$^2$.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all' **Approccio 2**

(Combinazione **A1+M1+R3**), sulla base delle tipologia di fondazione descritta nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali $\gamma_F$ di cui nella tabella **6.2.I** delle NTC 2008, che vengono di seguito riportati.

**Tabella 6.2.I** – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|---|---|---|---|---|---|
| Permanenti | Favorevole | $\gamma_{G1}$ | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali (1) | Favorevole | $\gamma_{G2}$ | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | $\gamma_{Qi}$ | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il valore di progetto della resistenza $R_d$ è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale $\gamma_M$, specificato nella tabella **6.2.II** delle NTC 2008, e tenendo conto,

ove necessario, dei coefficienti parziali $\gamma_R$ specifici per ciascun tipo di opera. Utilizzando l'approccio 2, i coefficienti parziali $\gamma_M$ per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna (M1) sono tutti unitari.

**Tabella 6.2.II** – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|---|---|---|---|---|
| *Tangente dell'angolo di resistenza al taglio* | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| *Coesione efficace* | $c'_k$ | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| *Resistenza non drenata* | $c_{uk}$ | $\gamma_{cu}$ | 1,0 | 1,4 |
| *Peso dell'unità di volume* | $\gamma$ | $\gamma_\gamma$ | 1,0 | 1,0 |

L'approccio 2 impone di applicare al carico limite calcolato i seguenti coefficienti $\gamma_R$ al fine dell'individuazione della resistenza di progetto Rd in funzione della tipologia di verifica svolta. (tabella **6.4.I** NTC 2008)

**Tabella 6.4.I** - *Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|---|---|---|---|
| Capacità portante | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,8$ | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,1$ | $\gamma_R = 1,1$ |

# 6. VERIFICA SLU e SLE

## 6.1 Sezione n.1 – Altezza rilevato 0,90 m da quota di appoggio

**DATI GENERALI**
==========
Azione sismica NTC 2008
Larghezza fondazione 19,3 m
Lunghezza fondazione 30,0 m
Profondità piano di posa 0,1 m
Altezza di incastro 0,1 m
==========

**SISMA**
==========
Accelerazione massima (ag/g) 0,048
Effetto sismico secondo NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q] 3
Periodo fondamentale vibrazione [T] 0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk] 0,0095
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] 0,07
==========

**Coefficienti sismici [N.T.C.]**
==========
**Dati generali**
Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe II
Vita nominale: 50,0 [anni]
Vita di riferimento: 50,0 [anni]

**Parametri sismici su sito di riferimento**
Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1

| S.L.<br>Stato limite | TR<br>Tempo ritorno[anni] | ag<br>[m/s²] | F0<br>[-] | TC*<br>[sec] |
|---|---|---|---|---|
| S.L.O. | 30,0 | 0,16 | 2,53 | 0,16 |
| S.L.D. | 50,0 | 0,2 | 2,51 | 0,18 |
| S.L.V. | 475,0 | 0,39 | 2,67 | 0,29 |
| S.L.C. | 975,0 | 0,47 | 2,72 | 0,3 |

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

| S.L.<br>Stato limite | amax<br>[m/s²] | beta<br>[-] | kh<br>[-] | kv<br>[sec] |
|---|---|---|---|---|
| S.L.O. | 0,192 | 0,2 | 0,0039 | 0,002 |
| S.L.D. | 0,24 | 0,2 | 0,0049 | 0,0024 |
| S.L.V. | 0,468 | 0,2 | 0,0095 | 0,0048 |
| S.L.C. | 0,564 | 0,2 | 0,0115 | 0,0058 |

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore strato; Gam: Peso unità di volume; Gams:Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

| DH [m] | Gam [Kg/m³] | Gams [Kg/m³] | Fi [°] | Fi Corr. [°] | c [Kg/cm²] | c Corr. [Kg/cm²] | cu [Kg/cm²] | Ey [Kg/cm²] | Ed [Kg/cm²] | Ni | Cv [cmq/s] | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,0 | 2100,0 | 2100,0 | 21,0 | 21 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 20,0 | 22,0 | 0,35 | 0,0 | 0,0 |
| 2,1 | 2100,0 | 2100,0 | 25,0 | 25 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 86,0 | 89,0 | 0,35 | 0,0 | 0,0 |
| 2,0 | 1950,0 | 2100,0 | 32,0 | 32 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 493,0 | 500,0 | 0,34 | 0,0 | 0,0 |

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

| Nr. | Nome combinazione | Pressione normale di progetto [Kg/cm²] | N [Kg] | Mx [Kg·m] | My [Kg·m] | Hx [Kg] | Hy [Kg] | Tipo |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | A1+M1+R3 | 0,37 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | Progetto |
| 2 | S.L.E. | 0,27 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | Servizio |

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

| Nr | Correzione Sismica | Tangente angolo di resistenza al taglio | Coesione efficace | Coesione non drenata | Peso Unità volume in fondazione | Peso unità volume copertura | Coef. Rid. Capacità portante verticale | Coef.Rid.Capacità portante orizzontale |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | SI | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2,3 | 1,1 |
| 2 | SI | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 11 |

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3
Autore: Brinch - Hansen 1970

| | |
|---|---|
| Carico limite [Qult] | 33,19 Kg/cm² |
| Resistenza di progetto[Rd] | 14,43 Kg/cm² |
| Tensione [Ed] | 0,37 Kg/cm² |
| Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] | 89,96 |
| Condizione di verifica [Ed<=Rd] | Verificata |

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 13,28 Kg/cm³

**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)
==========

| | |
|---|---|
| Fattore [Nq] | 19,1 |
| Fattore [Nc] | 30,94 |
| Fattore [Ng] | 21,17 |
| Fattore forma [Sc] | 1,34 |
| Fattore profondità [Dc] | 1,0 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1,0 |
| Fattore forma [Sq] | 1,32 |
| Fattore profondità [Dq] | 1,0 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1,0 |

| | |
|---|---|
| Fattore forma [Sg] | 0,81 |
| Fattore profondità [Dg] | 1,0 |
| Fattore inclinazione carichi [Ig] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gg] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bg] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1,0 |
| Carico limite | 25,7 Kg/cm² |
| Resistenza di progetto | 11,18 Kg/cm² |
| Condizione di verifica [Ed<=Rd] | Verificata |

La resistenza di progetto **Rd** calcolata risulta pari a **11,18 Kg/cm².**

La tensione **Ed** risulta pari a **0,37 Kg/cm²** per cui in base alla condizione di verifica agli SLU:

***CONDIZIONI DI VERIFICA: Rd>Ed (VERIFICATO)***

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

I terreni coesivi come quelli del sito indagato subiscono un cedimento di tipo edometrico che si manifesta e si esaurisce in tempi lunghi.

I cedimenti massimi attesi sotto alla base di appoggio della platea sono stati calcolati con il "**Metodo logaritmico di Terzaghi**", ipotizzando una pressione normale prevista dal progetto pari a **0,27 Kg/cm²**.

**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

Pressione normale di progetto 0,27 Kg/cm²

Cedimento dopo T anni 4,0

**Cedimento totale 2,55 cm**

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

| Strato | Z (m) | Tensione (Kg/cm²) | Dp (Kg/cm²) | Metodo | Wc (cm) | Ws (cm) | Wt (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,55 | 0,116 | 0,249 | Edometrico | 1,71 | -- | 1,71 |
| 2 | 2,05 | 0,431 | 0,248 | Edometrico | 0,73 | -- | 0,73 |
| 3 | 4,1 | 0,846 | 0,242 | Edometrico | 0,11 | -- | 0,11 |

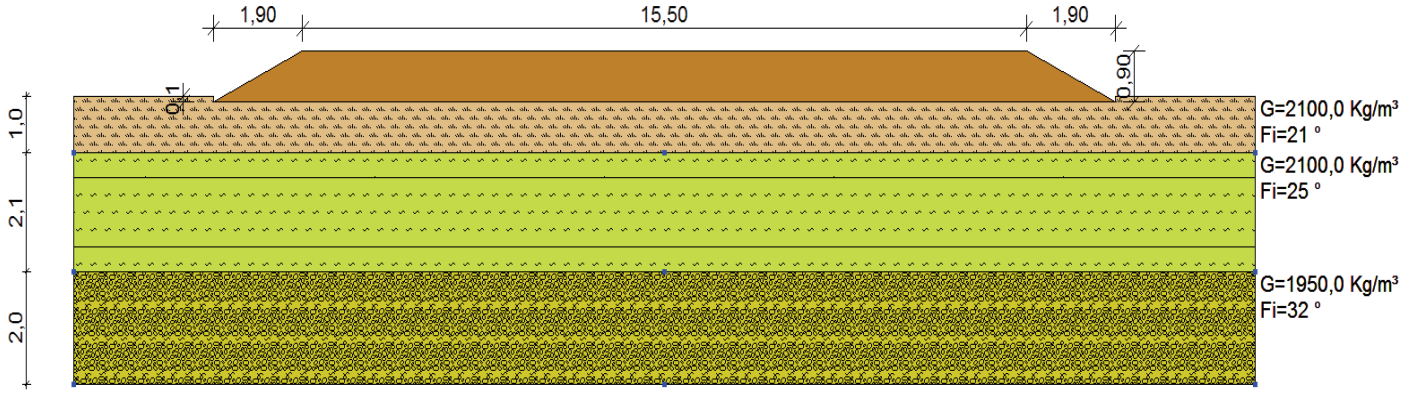



**Figura 2 : Modello geo-tecnico bidimensionale di analisi 1 – Sezione rilevato con altezza pari a 0,90 metri**

## 6.2 Sezione n.2 – Altezza 1,70 m da quota di appoggio

**DATI GENERALI**

| | |
|---|---|
| Azione sismica | NTC 2008 |
| Larghezza fondazione | 19,3 m |
| Lunghezza fondazione | 30,0 m |
| Profondità piano di posa | 0,1 m |
| Altezza di incastro | 0,1 m |

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore strato; Gam: Peso unità di volume; Gams:Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

| DH [m] | Gam [Kg/m³] | Gams [Kg/m³] | Fi [°] | Fi Corr. [°] | c [Kg/cm²] | c Corr. [Kg/cm²] | cu [Kg/cm²] | Ey [Kg/cm²] | Ed [Kg/cm²] | Ni | Cv [cmq/s] | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,0 | 2100,0 | 2100,0 | 21,0 | 21 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 20,0 | 22,0 | 0,35 | 0,0 | 0,0 |
| 2,1 | 2100,0 | 2100,0 | 25,0 | 25 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 86,0 | 89,0 | 0,35 | 0,0 | 0,0 |
| 2,0 | 1950,0 | 2100,0 | 32,0 | 32 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 493,0 | 500,0 | 0,34 | 0,0 | 0,0 |

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

| Nr. | Nome combinazione | Pressione normale di progetto [Kg/cm²] | N [Kg] | Mx [Kg·m] | My [Kg·m] | Hx [Kg] | Hy [Kg] | Tipo |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | A1+M1+R3 | 0,58 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | Progetto |
| 2 | S.L.E. | 0,43 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | Servizio |

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

| Nr | Correzione Sismica | Tangente angolo di resistenza al taglio | Coesione efficace | Coesione non drenata | Peso Unità volume in fondazione | Peso unità volume copertura | Coef. Rid. Capacità portante verticale | Coef.Rid.Capacità portante orizzontale |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Si | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2,3 | 1,1 |
| 2 | Si | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3
Autore: Brinch - Hansen 1970

| | |
|---|---|
| Carico limite [Qult] | 33,19 Kg/cm² |
| Resistenza di progetto[Rd] | 14,43 Kg/cm² |
| Tensione [Ed] | 0,58 Kg/cm² |
| Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] | 57,53 |
| Condizione di verifica [Ed<=Rd] | Verificata |

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 13,28 Kg/cm³

**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)
==========

| | |
|---|---|
| Fattore [Nq] | 19,1 |
| Fattore [Nc] | 30,94 |
| Fattore [Ng] | 21,17 |
| Fattore forma [Sc] | 1,34 |
| Fattore profondità [Dc] | 1,0 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1,0 |
| Fattore forma [Sq] | 1,32 |
| Fattore profondità [Dq] | 1,0 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1,0 |

| | |
|---|---|
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1,0 |
| Fattore forma [Sg] | 0,81 |
| Fattore profondità [Dg] | 1,0 |
| Fattore inclinazione carichi [Ig] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gg] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bg] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1,0 |

==========

| | |
|---|---|
| Carico limite | 33,19 Kg/cm² |
| Resistenza di progetto | 14,43 Kg/cm² |
| Condizione di verifica [Ed<=Rd] | Verificata |

==========

La resistenza di progetto **Rd** calcolata risulta pari a **14,43 Kg/cm².**

La tensione **Ed** risulta pari a **0,58 Kg/cm²** per cui in base alla condizione di verifica agli SLU:

***CONDIZIONI DI VERIFICA: Rd>Ed (VERIFICATO)***

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

I terreni coesivi come quelli del sito indagato subiscono un cedimento di tipo edometrico che si manifesta e si esaurisce in tempi lunghi.

I cedimenti massimi attesi sotto alla base di appoggio della platea sono stati calcolati con il "**Metodo logaritmico di Terzaghi**", ipotizzando una pressione normale prevista dal progetto pari a **0,43 Kg/cm²**.

## CEDIMENTI PER OGNI STRATO

Pressione normale di progetto 0,43 Kg/cm²

Cedimento dopo T anni 4,0

**Cedimento totale 4,74 cm**

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

| Strato | Z (m) | Tensione (Kg/cm²) | Dp (Kg/cm²) | Metodo | Wc (cm) | Ws (cm) | Wt (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,55 | 0,116 | 0,409 | Edometrico | 3,24 | -- | 3,24 |
| 2 | 2,05 | 0,431 | 0,407 | Edometrico | 1,31 | -- | 1,31 |
| 3 | 4,1 | 0,846 | 0,397 | Edometrico | 0,19 | -- | 0,19 |

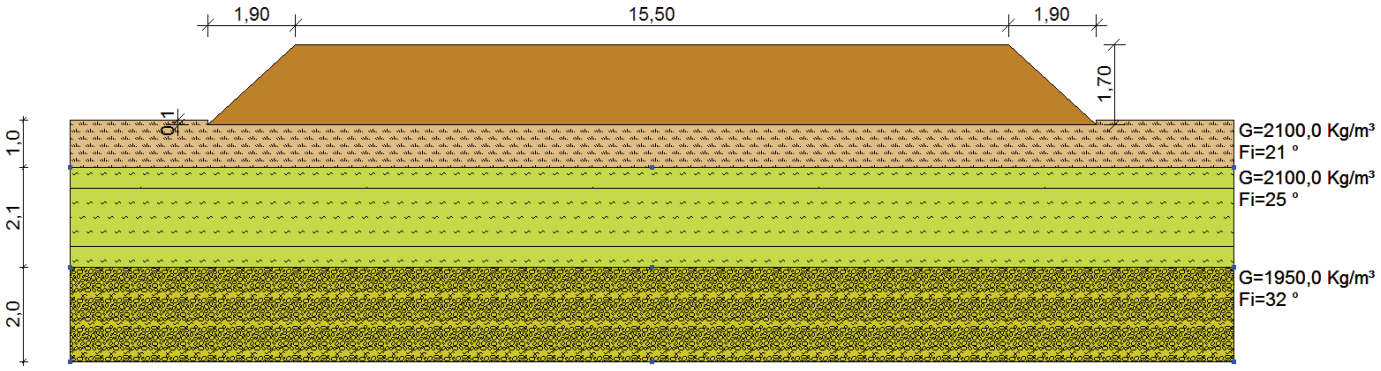



**Figura 3 : Modello geo-tecnico bidimensionale di analisi 2 – Sezione rilevato con altezza pari a 1,70 metri**

# 7. VERIFICA RESISTENZA AL PIEDE DEL RILEVATO

Al fine di verificare la resistenza al piede del rilevato lungo ipotetiche superfici di rottura, è stata realizzata una verifica in base alla teoria dei conci, con il metodo di **Janbu** (1967), relativa all'individuazione del fattore di sicurezza *Fs* minimo sulla superficie di scorrimento:

$$F = \frac{\Sigma\left\{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i\right\} \times \dfrac{\sec^2\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan\alpha_i}$$

φ: angolo di resistenza al taglio
c: coesione efficace
u: pressione neutrale (dell'acqua) alla base del singolo concio
W i : peso del concio i-esimo
Δx : ampiezza orizzontale del concio
α: l'angolo tra la tangente al centro della base e l'orizzontale
b: fattore dimensionale del concio

In questo caso, benché la normativa prescriva di adottare l' Approccio 1 – combinazione 2 "**A2 M2 R2**" per la verifica di stabilità di pendii di opere in terra o fronti di scavo, per l'assegnazione dei carichi si è scelto di mantenere i coefficienti dell'approccio 2 "**A1 M1 R1**", già utilizzati per le analisi precedenti e più cautelativi rispetto al primo approccio.

## 7.1 Sezione n.1 – Altezza 0,90 metri

**Analisi di stabilità dei pendii con JANBU**
**==========**
Numero di strati 4,0
Numero dei conci 10,0
Zona Sismica 4
Categoria profilo stratigrafico (S) B
Coef. amplificazione topografica (ST) 1
Coefficiente azione sismica orizzontale Kh 0,01
Coefficiente azione sismica Verticale Kv 0,005

**Superficie di forma circolare**
**==========**

**Maglia dei Centri**
==========
Ascissa vertice sinistro inferiore xi -0,13
Ordinata vertice sinistro inferiore yi 1,03
Ascissa vertice destro superiore xs 4,4
Ordinata vertice destro superiore ys 3,33
Passo di ricerca 10,0
Numero di celle lungo x 10,0
Numero di celle lungo y 10,0
==========

**Vertici profilo**

| N | X | y |
|---|---|---|

| | | |
|---|---|---|
| 1 | -3,0 | 0,0 |
| 2 | 0,0 | 0,0 |
| 3 | 1,57 | 0,0 |
| 4 | 7,0 | 0,0 |

**Vertici strato .....1**

| N | X | y |
|---|---|---|
| 1 | -3,0 | 0,0 |
| 2 | 1,57 | 0,0 |
| 3 | 1,57 | -0,1 |
| 4 | 7,0 | -0,1 |

**Vertici strato .....2**

| N | X | y |
|---|---|---|
| 1 | -3,0 | -1,0 |
| 2 | 7,0 | -1,0 |

**Vertici strato .....3**

| N | X | y |
|---|---|---|
| 1 | -3,0 | -3,1 |
| 2 | 7,0 | -3,1 |

**Stratigrafia**

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

| Strato | c (kg/cm²) | Fi (°) | G (Kg/m³) | Gs (Kg/m³) | K (Kg/cm³) | Litologia | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0 | 33 | 2000 | 2000 | 0,00 | | rilevato |
| 2 | 0 | 20 | 1700 | 1600 | 0,00 | | limi argillosi |
| 3 | 0 | 25 | 1700 | 1700 | 0,00 | | limi argilloso sabbiosi |
| 4 | 0 | 32 | 1900 | 1900 | 0,00 | | ghiaie debolmente limose |

**Carichi distribuiti**

| N° | xi | yi | xf | yf | Carico esterno (kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,6 | -0,1 | 11,6 | -0,1 | 0,37 |

**Risultati analisi pendio**

==========

| | |
|---|---|
| Fs minimo individuato | 1,5 |
| Ascissa centro superficie | 1,23 |
| Ordinata centro superficie | 1,03 |
| Raggio superficie | 1,36 |

==========

==========
=
B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.
==========
=

**=**

| Nr. | B | Alfa (°) | Li | Wi (Kg) | Kh•Wi (Kg) | Kv•Wi (Kg) | c (kg/cm²) | Fi (°) | Ui (Kg) | N'i (Kg) | Ti (Kg) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,18 | -36,2 | 0,22 | 21,5 | 0,22 | 0,11 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 33,9 | 12,3 |
| 2 | 0,18 | -27,3 | 0,2 | 54,89 | 0,55 | 0,27 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 72,8 | 23,9 |
| 3 | 0,18 | -19,1 | 0,19 | 78,07 | 0,78 | 0,39 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 91,9 | 28,4 |
| 4 | 0,18 | -11,3 | 0,18 | 92,78 | 0,93 | 0,46 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 100,5 | 29,9 |
| 5 | 0,18 | -3,8 | 0,18 | 99,94 | 1,0 | 0,5 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 102,1 | 29,9 |
| 6 | 0,18 | 3,8 | 0,18 | 99,94 | 1,0 | 0,5 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 98,3 | 28,7 |
| 7 | 0,18 | 11,3 | 0,18 | 92,78 | 0,93 | 0,46 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 89,4 | 26,6 |
| 8 | 0,18 | 19,1 | 0,19 | 699,85 | 7,0 | 3,5 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 672,7 | 207,8 |
| 9 | 0,18 | 27,3 | 0,2 | 720,6 | 7,21 | 3,6 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 704,9 | 231,5 |
| 10 | 0,18 | 36,2 | 0,22 | 315,65 | 3,16 | 1,58 | 0,0 | 33,0 | 0,0 | 283,2 | 182,7 |

**xc = 1,231 yc = 1,032 Rc = 1,364** **Fs=1,4967**

Nel caso delle verifiche di stabilità delle opere in terra o fronti di scavo, il *Fattore di Sicurezza* ***Fs*** è rappresentato dal parametro **R2,** che da normativa deve risultare maggiore di 1,1 affinchè siano verificate le condizioni di stabilità.

**Tabella 6.8.I** – *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.*

| Coefficiente | **R2** |
|---|---|
| $\gamma_R$ | 1.1 |

Nel caso in esame il fattore di sicurezza minimo individuato risulta pari a 1,5, in base al quale si può affermare che esistano le condizioni di stabilità dell'opera.

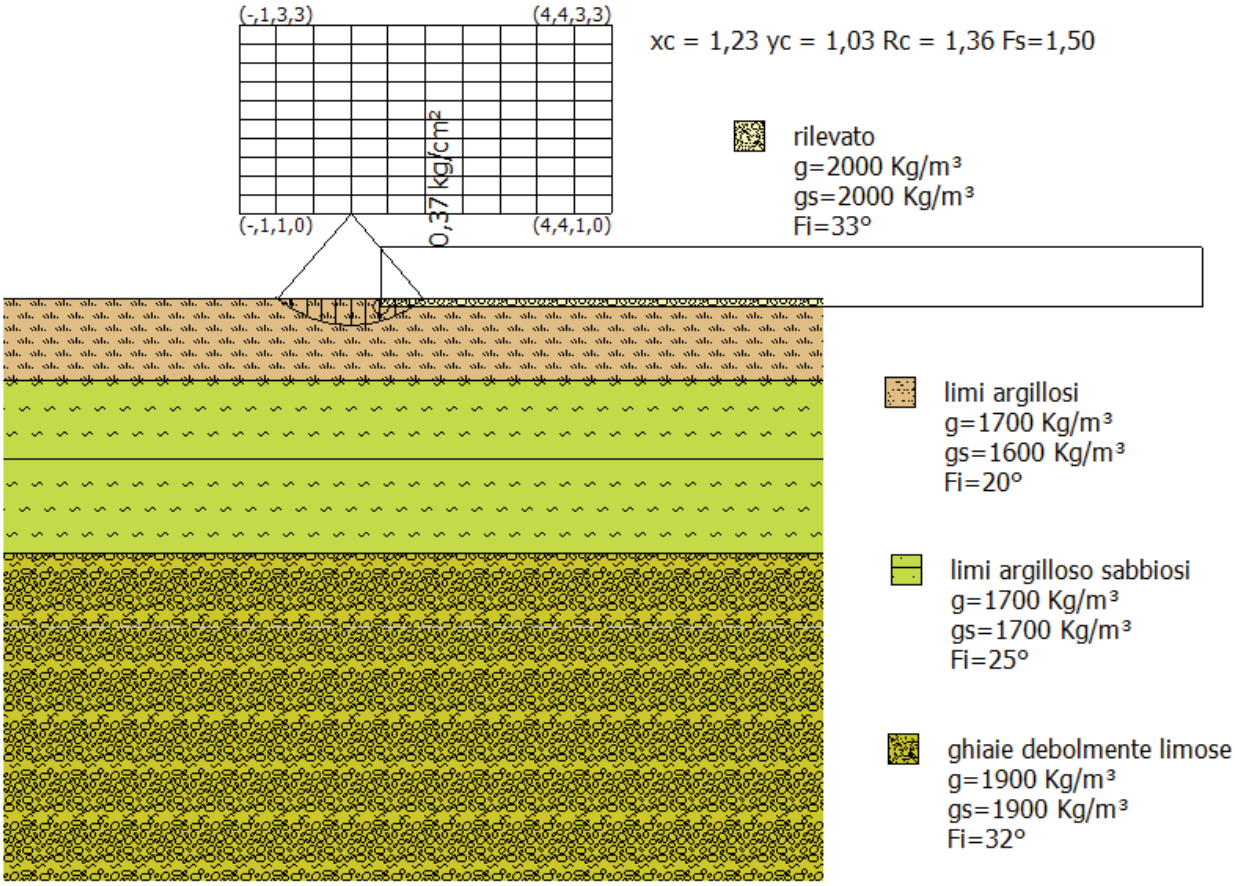



**Figura 4 : Modello geo-tecnico bidimensionale di analisi sezione n.1**

## 7.2 Sezione n.2 – Altezza 1,70 metri

**Analisi di stabilità dei pendii con JANBU**

==========

| | |
|---|---|
| Numero di strati | 4,0 |
| Numero dei conci | 10,0 |
| Zona Sismica | 4 |

Categoria profilo stratigrafico (S) B
Coef. amplificazione topografica (ST) 1
Coefficiente azione sismica orizzontale Kh0,01
Coefficiente azione sismica Verticale Kv 0,005
**Superficie di forma circolare**
==========

**Maglia dei Centri**
==========
Ascissa vertice sinistro inferiore xi -0,13
Ordinata vertice sinistro inferiore yi 1,03
Ascissa vertice destro superiore xs 4,4
Ordinata vertice destro superiore ys 3,33
Passo di ricerca 10,0
Numero di celle lungo x 10,0
Numero di celle lungo y 10,0
==========

**Vertici profilo**

| N | X | y |
|---|---|---|
| 1 | -3,0 | 0,0 |
| 2 | 0,0 | 0,0 |
| 3 | 1,57 | 0,0 |
| 4 | 7,0 | 0,0 |

**Vertici strato .....1**

| N | X | y |
|---|---|---|
| 1 | -3,0 | 0,0 |
| 2 | 1,57 | 0,0 |
| 3 | 1,57 | -0,1 |
| 4 | 7,0 | -0,1 |

**Vertici strato .....2**

| N | X | y |
|---|---|---|
| 1 | -3,0 | -1,0 |
| 2 | 7,0 | -1,0 |

**Vertici strato .....3**

| N | X | y |
|---|---|---|
| 1 | -3,0 | -3,1 |
| 2 | 7,0 | -3,1 |

**Stratigrafia**
c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

| Strato | c (kg/cm²) | Fi (°) | G (Kg/m³) | Gs (Kg/m³) | K (Kg/cm³) | Litologia | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0 | 33 | 2000 | 2000 | 0,00 | | Rilevato |
| 2 | 0 | 20 | 1700 | 1600 | 0,00 | | limi argillosi |
| 3 | 0 | 25 | 1700 | 1700 | 0,00 | | limi argilloso sabbiosi |
| 4 | 0 | 32 | 1900 | 1900 | 0,00 | | ghiaie debolmente limose |

**Carichi distribuiti**

| N° | xi | yi | xf | yf | Carico esterno (kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,6 | -0,1 | 11,6 | -0,1 | 0,58 |

**Risultati analisi pendio**

==========

| | |
|---|---|
| Fs minimo individuato | 1,32 |
| Ascissa centro superficie | 1,23 |
| Ordinata centro superficie | 1,03 |
| Raggio superficie | 1,36 |

==========

==========
=

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

==========

| Nr. | B | Alfa (°) | Li | Wi (Kg) | Kh•Wi (Kg) | Kv•Wi (Kg) | c (kg/cm²) | Fi (°) | Ui (Kg) | N'i (Kg) | Ti (Kg) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,18 | -36,2 | 0,22 | 21,5 | 0,22 | 0,11 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 35,1 | 14,4 |
| 2 | 0,18 | -27,3 | 0,2 | 54,89 | 0,55 | 0,27 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 74,5 | 27,7 |
| 3 | 0,18 | -19,1 | 0,19 | 78,07 | 0,78 | 0,39 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 93,3 | 32,6 |
| 4 | 0,18 | -11,3 | 0,18 | 92,78 | 0,93 | 0,46 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 101,3 | 34,1 |
| 5 | 0,18 | -3,8 | 0,18 | 99,94 | 1,0 | 0,5 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 102,4 | 33,9 |
| 6 | 0,18 | 3,8 | 0,18 | 99,94 | 1,0 | 0,5 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 98,0 | 32,4 |
| 7 | 0,18 | 11,3 | 0,18 | 92,78 | 0,93 | 0,46 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 88,8 | 29,9 |
| 8 | 0,18 | 19,1 | 0,19 | 1049,72 | 10,5 | 5,25 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 997,0 | 348,3 |
| 9 | 0,18 | 27,3 | 0,2 | 1095,39 | 10,95 | 5,48 | 0,0 | 20,0 | 0,0 | 1053,4 | 391,3 |
| 10 | 0,18 | 36,2 | 0,22 | 480,44 | 4,8 | 2,4 | 0,0 | 33,0 | 0,0 | 416,1 | 303,6 |

**xc = 1,231 yc = 1,032 Rc = 1,364** **Fs=1,323**

Nel caso in esame il fattore di sicurezza minimo individuato risulta pari a 1,3, in base al quale si può affermare che esistano le condizioni di stabilità dell'opera.

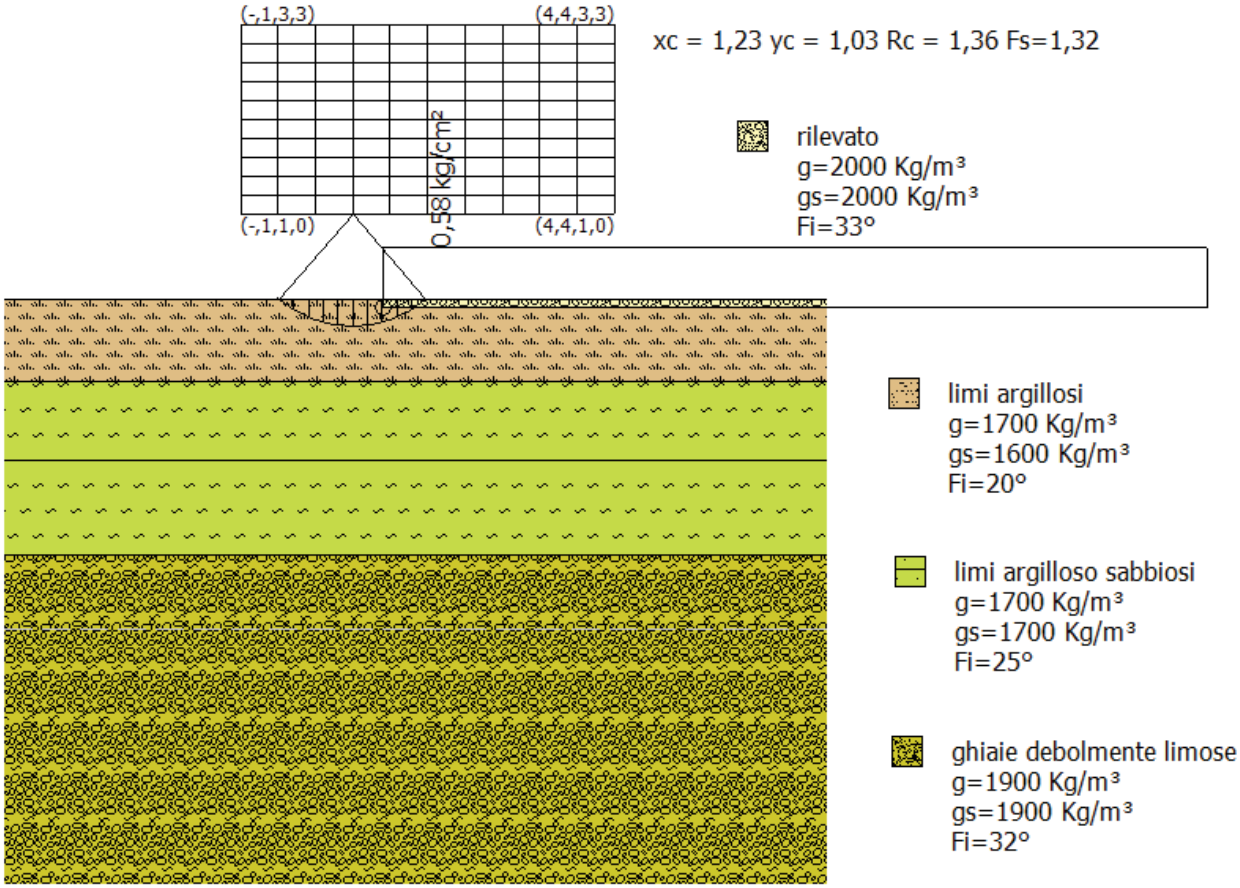



**Figura 5 : Modello geo-tecnico bidimensionale di analisi sezione n.2**

CITTÀ DI
CASALE MONFERRATO

**SETTORE GESTIONE URBANA E TERRITORIALE**
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

# 02D. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE FOGNATURE

**OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5**
**- LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -**
**"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"**
**opere complementari**

## PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Casale Monferrato lì

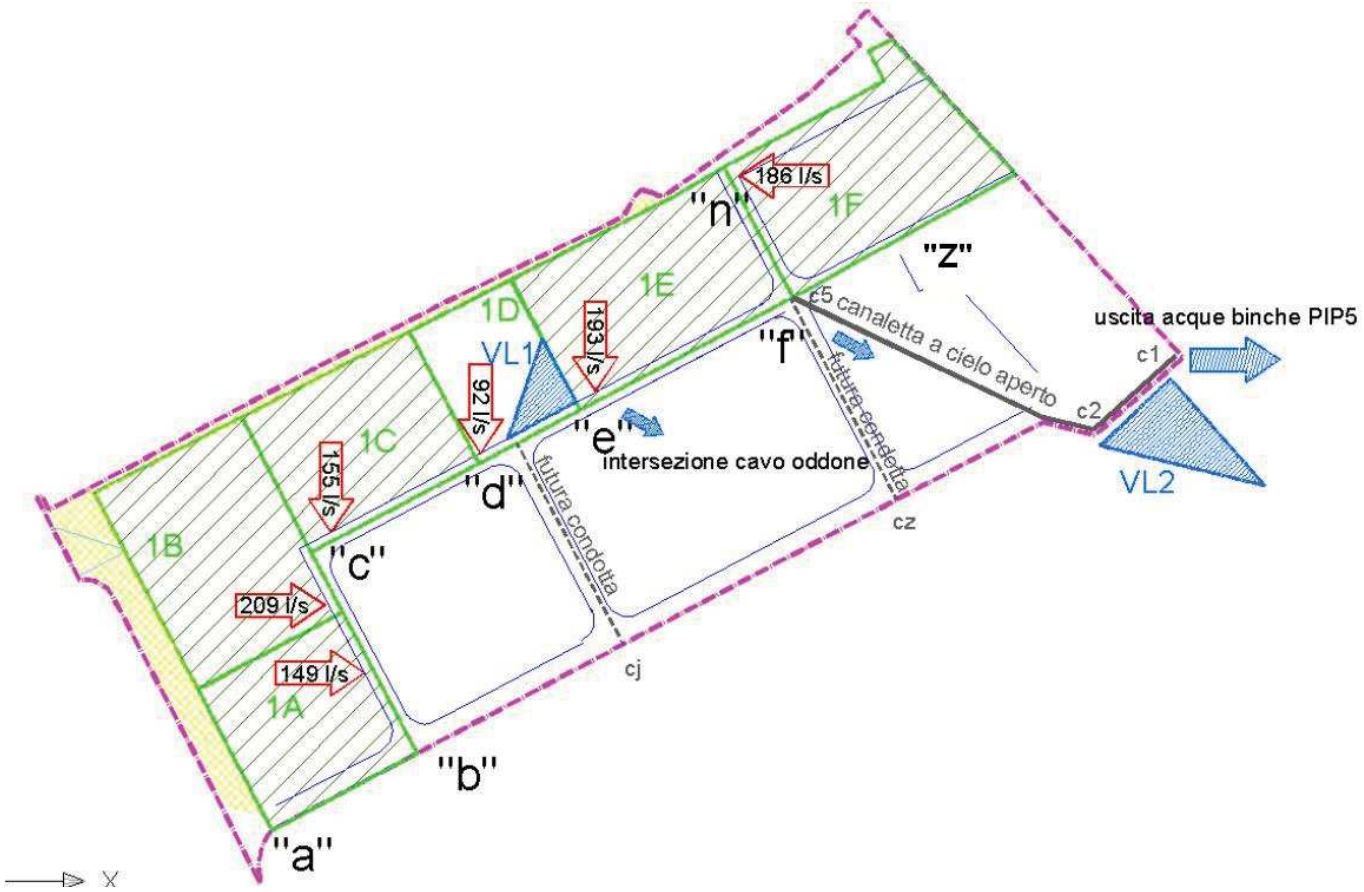
Il Progettista:
Ing. Alessandro Ravazzotto

Visto il R.U.P.:
Geom. Mario Tabucchi

## CONSIDERAZIONI GENERALI

1. Ai sensi di quanto previsto dalla normativa vigente, ed in accordo con quanto stabilito con l'ente gestore del servizio idrico integrato, si è previsto il sistema separato di fognatura per lo smaltimento delle acque meteoriche e per lo smaltimento delle acque reflue nell'area di nuova urbanizzazione.
2. Con riferimento all'immagine seguente, i tratti di rete di smaltimento acque meteoriche previsti dal progetto esecutivo ed eseguiti nell'ambito del primo lotto di intervento sono stati:

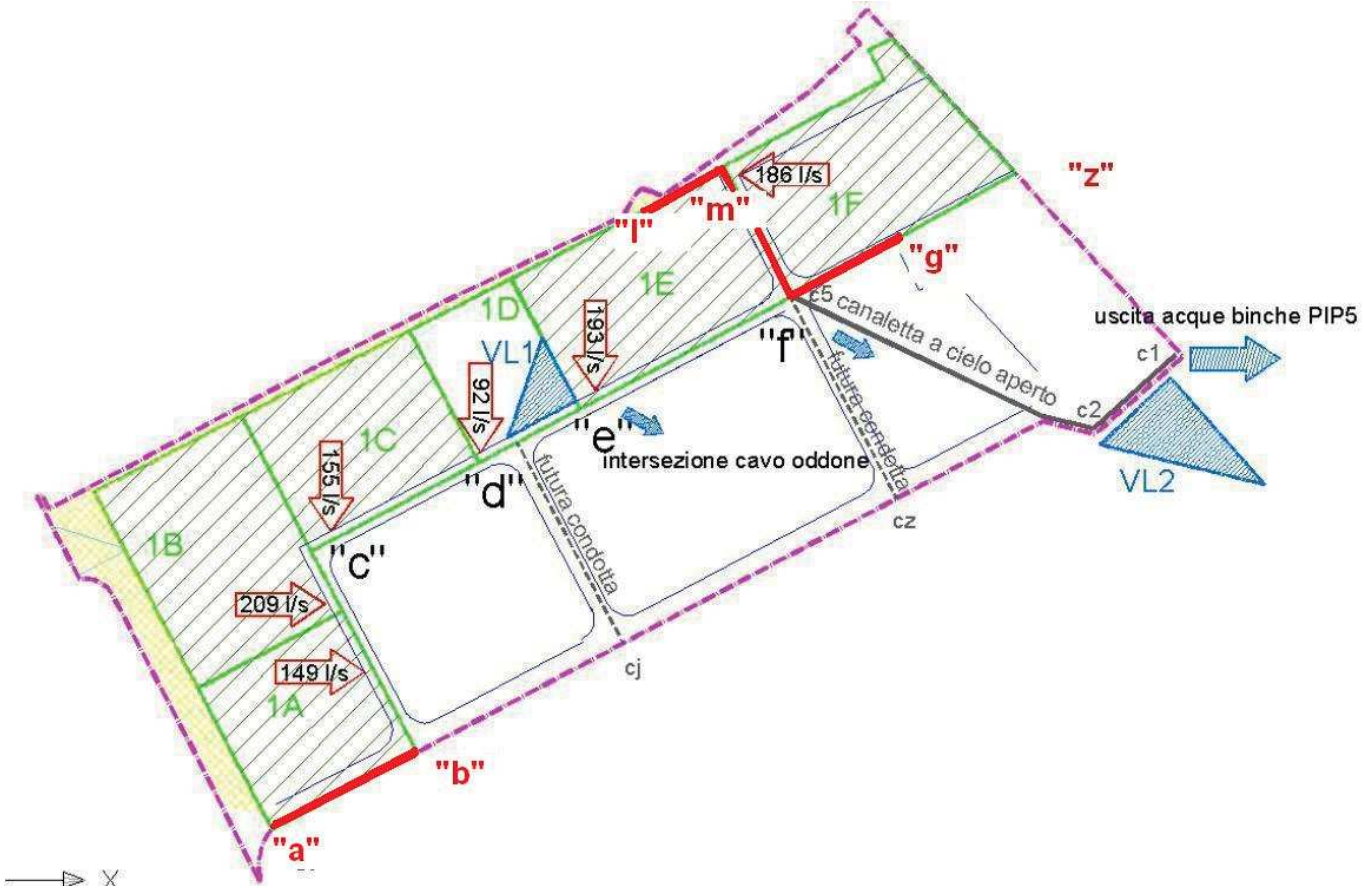
    - il tratto "b" – "c"
    - il tratto "c" – "f"
    - il tratto "c5" – "c2"




3. Il presente progetto di opere complementari prevede l'esecuzione di nuovi tratti fognatura bianca, mentre non prevede nuovi tratti di fognatura nera e acquedotto.
4. Con riferimento allo scarico delle acque meteoriche, nel paragrafo denominato *"VERIFICHE IDRAULICHE - Portate Fognatura Bianca"* si riportano le valutazioni idrauliche già a suo tempo effettuate per l'intero PIP 5.

5. Nel paragrafo denominato *<u>"VERIFICHE IDRAULICHE - Portate Fognatura Bianca nuovi tratti</u>* vengono infine trattate le verifiche idrauliche effettuate con riferimento ai seguenti tratti di rete di smaltimento acque meteoriche:
    - tratto "a" – "b"
    - tratto "m" – "l"
    - tratto "f" – "z"

    rappresentate nell'immagine seguente.




6. Nel paragrafo denominato *<u>"VERIFICHE IDRAULICHE - Dimensionamento condotti fognatura bianca"</u>* vengono dimensionati i diametri delle tubazioni seguenti:
    - tratto "a" – "b"
    - tratto "f" – "m"
    - tratto "m" – "l"
    - tratto "f" – "z"

## VERIFICHE IDRAULICHE

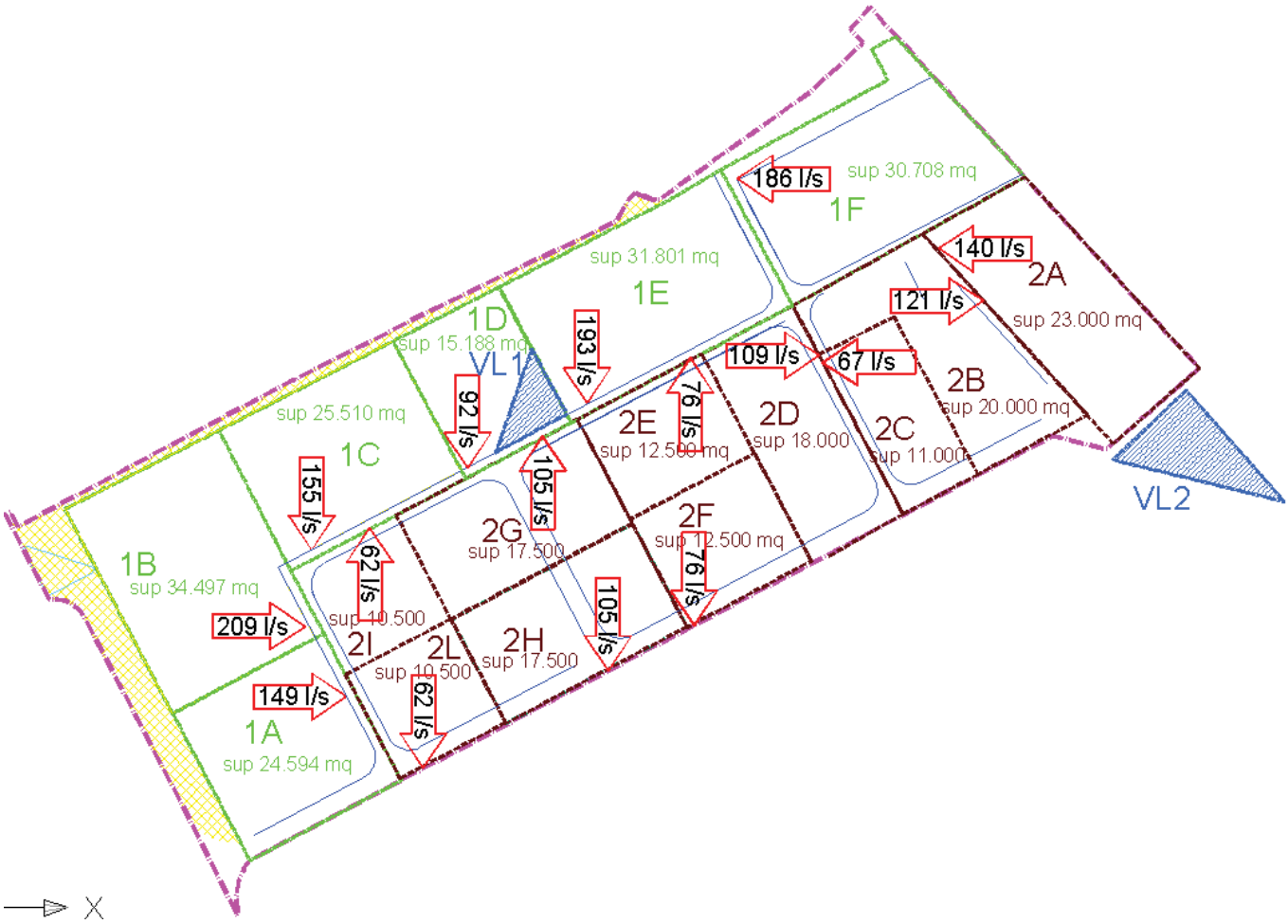
### *Portate Fognatura Bianca*

Per la stima della portata d'acqua raccolta dalla fognatura bianca si è utilizzato il metodo descritto nella RELAZIONE IDROLOGICA – IDRAULICA.

I risultati complessivi, relativi all'intero PIP 5, sono sintetizzati nella tabella e nello schema seguente (la prima parte della tabella tratta del primo lotto di intervento).

| *Suddivisione lotti di intervento e portate generate* | | | |
|---|---|---|---|
| *lotto intervento* | *nome superficie* | *superficie [m²]* | *portata generata Tr=20 anni [m³/s]* |
| **1° lotto** | 1A | 24 594 | 0.149 |
| | 1B | 34 497 | 0.209 |
| | 1C | 25 510 | 0.155 |
| | 1D (area a parcheggio) | 15 188 | 0.092 |
| | 1E | 31 801 | 0.193 |
| | 1F | 30 708 | 0.186 |
| | area residuali a verde | 3 994 | 0.026 |
| | Totale | **166 292** | **1.010** |
| **2° lotto** | 2A | 23 000 | 0.140 |
| | 2B | 20 000 | 0.121 |
| | 2C | 11 000 | 0.067 |
| | 2D | 18 000 | 0.109 |
| | 2E | 12 500 | 0.076 |
| | 2F | 12 500 | 0.076 |
| | 2G | 17 250 | 0.105 |
| | 2H | 17 250 | 0.105 |
| | 2I | 10 250 | 0.062 |
| | 2L | 10 250 | 0.062 |
| | area residuali a verde | 490 | 0.003 |
| | Totale | **152 490** | **0.926** |
| **TOTALE** | | **318 782** | **1.936** |

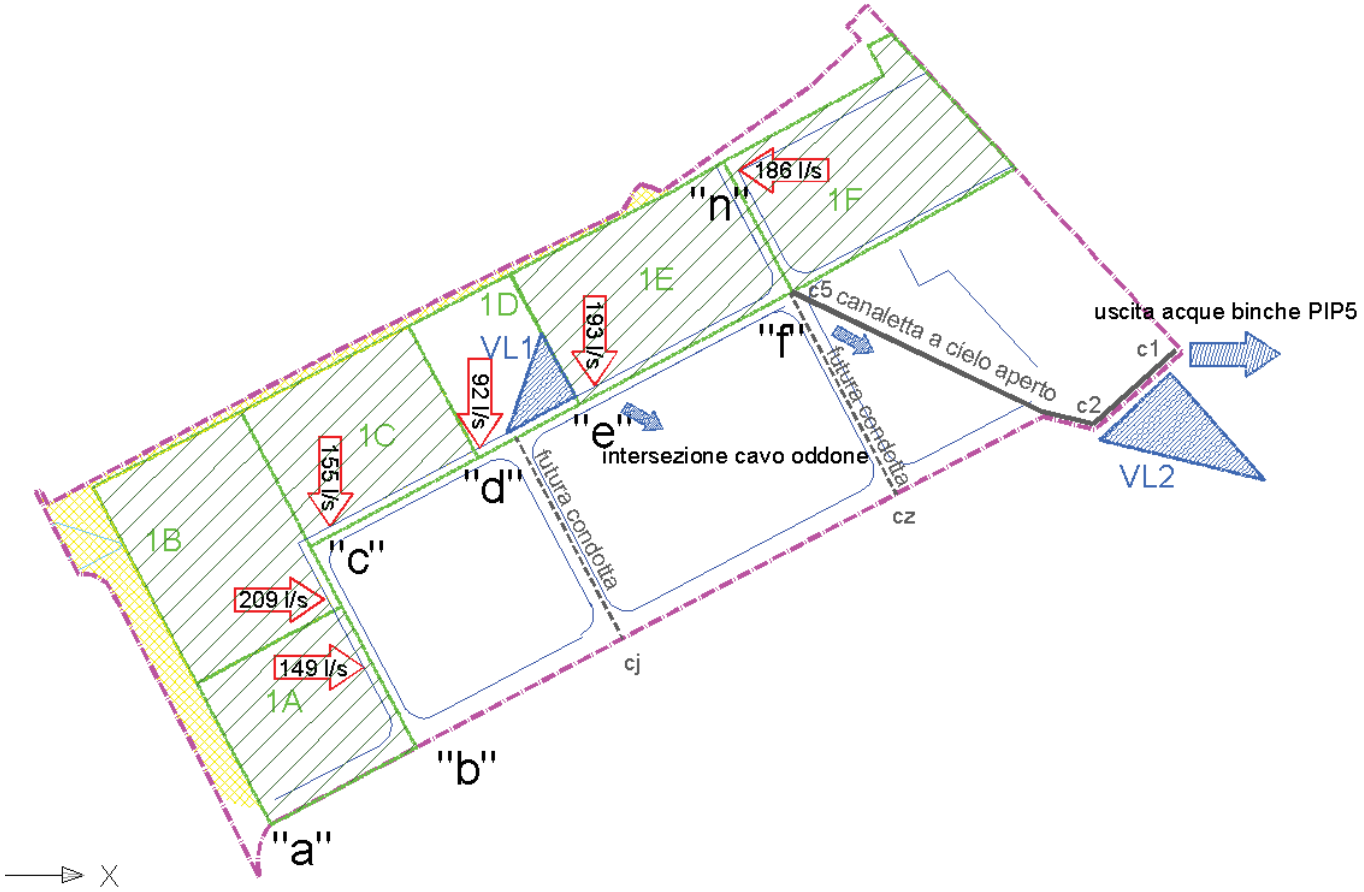
I valori di portata delle acque meteoriche sono rappresentati, oltre che nella tabella di cui sopra, nello schema grafico di dettaglio riportato nella pagina seguente.




Per quanto concerne la scelta delle tubazioni si precisa che la morfologia del terreno e gli elementi geometrici al contorno dell'area oggetto di intervento (si citano in particolare la quota di fondo scorrimento del cavo Oddone in prossimità dell'attraversamento ferroviario e la quota di fondo scorrimento della fognatura nera realizzata da AMC all'esterno del PIP5), hanno dettato la posizione altimetrica dei condotti, il diametro massimo e la pendenza degli stessi.

Allo scopo di garantire un adeguato ricoprimento della tubazione destinata allo scarico delle acque bianche, che necessariamente dovrà trovarsi ad una quota superiore rispetto alla fogna nera, si è individuato il diametro massimo della stessa tubazione che non dovrà superare i 100 cm di diametro esterno (pari ad 80 cm diametro interno).

La pendenza dei collettori fognari è variabile tra un valore minimo pari all' 1,5 per mille ed un valore massimo del 4 per mille (fatta eccezione per il tratto del cavalcaferrovia in cui si prevede una pendenza significativamente maggiore).




La quota di fondo scorrimento della rete fognaria nel punto “a” è maggiore di quella nel punto “b”, che a sua volta è maggiore di quella nel punto “c” e così via. Il punto più basso è quindi quello in uscita dal PIP5, in prossimità della vasca VL2 e della ferrovia, denominato “c1”. Il punto più alto è quello denominato “a”.

***<u>Portate Fognatura Bianca nuovi tratti</u>***

<u>TRATTO “A” – “B”</u>

Il tratto di collettore fognario acque bianche “a” – “b” deve smaltire le sole acque meteoriche derivanti dal dilavamento dello stesso tratto stradale “a” – “b”.

Prendendo a riferimento la tabella riportata nel paragrafo denominato “*<u>Portate Fognatura Bianca</u>*”, è stato utilizzato il seguente metodo:

- acquisito il valore complessivo della portata generata dal primo lotto pari a 1.010 l/s;
- acquisito il valore complessivo della superficie del primo lotto pari a 166.292 $m^2$;

- si è determinato il valore medio di portata pari a 1.010 / 166.292 = 0,007 l/s al $m^2$;

- considerata la larghezza del tratto stradale (pari a 15,5 metri) e la lunghezza dello stesso (pari a 165 metri), si è determinata la superficie impermeabile pari a 2.558 $m^2$;
- si è determinata quindi la portata pari a 0,007 l/s al $m^2$ x 2.558 $m^2$ = 18 l/s.

TRATTO "F" – "M"

Il tratto di collettore fognario acque bianche "f" – "m" deve smaltire le acque meteoriche derivanti dalla Superficie 1F già determinata nel precedente paragrafo denominato "*Portate Fognatura Bianca*" e pari a 186 l/s.

TRATTO "M" – "L"

Il tratto di collettore fognario acque bianche "m" – "l" deve smaltire le sole acque meteoriche derivanti dal dilavamento dello stesso tratto stradale "m" – "l".

Prendendo a riferimento la tabella riportata nel paragrafo denominato "*Portate Fognatura Bianca*", è stato utilizzato il seguente metodo:

- acquisito il valore complessivo della portata generata dal primo lotto pari a 1.010 l/s;
- acquisito il valore complessivo della superficie del primo lotto pari a 166.292 $m^2$;
- si è determinato il valore medio di portata pari a 1.010 / 166.292 = 0,007 l/s al $m^2$;

- considerata la larghezza del tratto stradale (pari a 15,5 metri) e la lunghezza dello stesso (pari a 50 metri), si è determinata la superficie impermeabile pari a 775 $m^2$;
- si è determinata la portata pari a 0,007 l/s al $m^2$ x 775 $m^2$ = 6 l/s.

TRATTO "F" – "Z" - CAVALCAFERROVIA

Per la stima della portata d'acqua raccolta dal cavalcaferrovia, con riferimento alla tabella rappresentata nel paragrafo denominato "*Portate Fognatura Bianca*", è stato utilizzato il seguente metodo:

- acquisito il valore complessivo della portata generata dal primo lotto pari a 1.010 l/s;
- acquisito il valore complessivo della superficie del primo lotto pari a 166.292 $m^2$;
- si è determinato il valore medio di portata pari a 1.010 / 166.292 = 0,007 l/s al $m^2$;

- considerata la larghezza media del tratto di collegamento al cavalcaferrovia (comprensiva delle scarpate e dell'eventuale allargamento del ponte stradale) pari a 27 metri;
- considerata la lunghezza del tratto di collegamento tra il punto "f" e l'asse della ferrovia pari a metri 250;
- si è determinata la superficie dell'area del cavalcaferrovia pari a 27 m x 250 m = 6.750 $m^2$;
- si è determinata la portata pari a 0,007 l/s al $m^2$ x 6.750 $m^2$ = 47 l/s.

***<u>Dimensionamento condotti fognatura bianca</u>***

Oggetto del presente dimensionamento sono i tratti di rete di fognatura acque bianche dettagliati nel seguito:

- tratto "a" – "b"
- tratto "f" – "m"
- tratto "m" – "l"
- tratto "f" – "z"

Le portate da smaltire sono evidenziate nella tabella seguente.

| ***Suddivisione tratti fognari e portate lorde da smaltire*** | | | |
|---|---|---|---|
| | ***tratti fognatura bianca*** | ***superfici di competenza*** | ***portata da smaltire[l/s]*** |
| **1° lotto** | tratto "a"-"b" | sede stradale "a"-"b" | 18 |
| | tratto "f"-"m" | superficie 1F | 186 |
| | tratto "m"-"l" | sede stradale "m"-"l" | 6 |
| | tratto "a"-"b" | cavalcaferrovia | 47 |

La scelta dei diametri è stata eseguita in base alle portate convogliabili nei collettori con riempimento variabile. Il calcolo è stato eseguito adottando la formula di Chèzy con valori del coefficiente di scabrezza pari a 1,75 $m^{1/4}/s$ .

La quantità d'acqua trasportata in un condotto nell'unità di tempo, cioè la portata, è determinata dalla nota relazione:

$$Q = A \cdot v$$

dove:

Q = portata [$m^3/s$];

A = sezione idraulica [$m^2$];

v = velocità di scorrimento del fluido [m/s].

La sezione A è data dalla geometria del condotto mentre la velocità può essere determinata con l'aiuto della formula dell'idraulica :

V= coeff. Kutter *$\sqrt{\text{raggio idraulico * pendenza del condotto}}$

In cui il coeff. Kutter = 100*$\sqrt{\text{raggio idraulico}}$ /(indice di scabrezza+$\sqrt{\text{raggio idraulico}}$)

| verifica idraulica dei condotti - fognatura acqua bianca | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| tratto di tubazione | tubo | raggio tubazione [m] | contorno bagnato [m] | area condotto [mq] | raggio idraulico [m] | indice scabrezza | pendenza condotta | coeff. Kutter | V. m./sec | Q. mc./sec. | Q. l./sec. | riemp. 80% |
| a-b | DN400 | 0.2 | 1.256 | 0.1256 | 0.1 | 0.175 | 0.002 | 64.3750 | 0.9104 | 0.1143 | 114 | 91 |
| f-m | DN600 | 0.3 | 1.884 | 0.2826 | 0.15 | 0.175 | 0.002 | 68.8777 | 1.1930 | 0.3371 | 337 | 270 |
| m-l | DN250 pvc | 0.117 | 0.736016 | 0.043130538 | 0.0586 | 0.175 | 0.002 | 58.0411 | 0.6283 | 0.0271 | 27 | 22 |
| f-z | DN250 pvc | 0.117 | 0.736016 | 0.043130538 | 0.0586 | 0.175 | 0.03 | 58.0411 | 2.4336 | 0.1050 | 105 | 84 |

CITTÀ DI
CASALE MONFERRATO

**SETTORE GESTIONE URBANA E TERRITORIALE**
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

# 02E. RELAZIONE DI VERIFICA STATICA DELLE FOGNATURE

**OPERE DI URBANIZZAZIONE PIP 5**
**- LOTTO DI INTERVENTO N. 1 -**
**"Esecuzione viabilità, acquedotto, fognatura acque bianche e nere"**
**opere complementari**

## PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Casale Monferrato lì

Il Progettista:
Ing. Alessandro Ravazzotto

Visto il R.U.P.:
Geom. Mario Tabucchi

## PREMESSA

La presente relazione di calcolo statico verifica le condizioni di stabilità delle condotte in calcestruzzo, utilizzate per lo smaltimento delle acque meteoriche, posate in trincea aperta con pre-scavo con la tecnica tradizionale.

Si precisa che l'esecuzione del primo lotto di intervento oggetto della presente relazione si prevede in 2 fasi successive. La prima fase contempla la posa dei sottoservizi principali (acqua, gas, fognatura, enel) e la realizzazione della massicciata stradale. La seconda fase prevede il completamento della sede stradale (bitumati) e la posa dei rimanenti sottoservizi (caditoie stradali, illuminazione pubblica, fibra ottica, ecc.).

Da quanto sopra emerge che l'altezza del ricoprimento sopra l'estradosso del tubo H assume nel tempo due diversi valori:

- H = 0,75 m a conclusione della prima fase di intervento;
- H = 1,00 m a conclusione completamento del primo lotto.

Anche i carichi gravanti sulla tubazione saranno diversi nelle due situazioni. Conclusa la prima fase di intervento la sede stradale dovrà, infatti, solo garantire il transito dei mezzi operativi necessario per la conclusione dell'intervento.

Si ipotizzano pertanto le seguenti condizioni di posa:

CONDIZIONE 1

- H (altezza del ricoprimento sopra l'estradosso del tubo) = 0,75 m;
- entità dei carichi mobili sulla sede stradale = ponti 2ª categoria

CONDIZIONE 2

- H (altezza del ricoprimento sopra l'estradosso del tubo) = 1,00;
- entità dei carichi mobili sulla sede stradale = ponti 1ª categoria

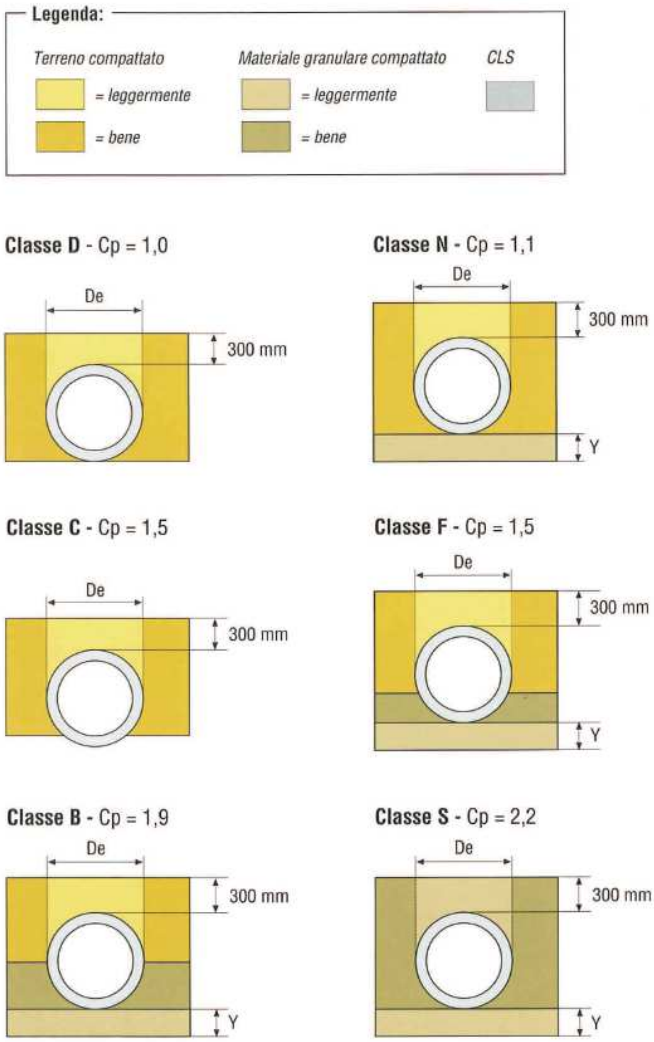
## TUBAZIONI IN CALCESTRUZZO PREVISTE IN PROGETTO

Le tubazioni previste in progetto per lo scarico delle acque bianche sono manufatti in c.a. da utilizzarsi per il convogliamento delle acque meteoriche e/o reflui urbani o industriali aventi le seguenti caratteristiche:

- diametro nominale: 500 mm - 600 mm – 700 mm – 800 mm
- tipo di incastro: a bicchiere completo di anello di tenuta
- classe di resistenza: 130 kN/m$^2$

## CONDIZIONI DI POSA

Per quanto attiene alle condizioni di posa si fa riferimento a quanto riportato nel "Manuale di progettazione ed utilizzo delle tubazioni in calcestruzzo" al paragrafo 3.5.4. *Determinazione e scelta del coefficiente di posa*.



Viene scelta come riferimento la classe di posa S (con coefficiente di posa Cp=2,2) la cui definizione è la seguente:

*Classe S* = *tubi posati su un letto di materiale granulare, rinterro laterale posato a strati e ben compattato sino all'estradosso seguito poi da un ulteriore strato di 300 mm.* *Cp=2,2*

**RISULTATI DELLA VERIFICA PER TUBAZIONE DN 800**

In relazione alle condizioni di posa ipotizzate, viene dapprima esaminata la sezione di maggior diametro (DN 800), scelta tra quelle staticamente più sollecitate dall'insieme dei carichi dovuti ai carichi permanenti ed ai sovraccarichi accidentali.

Le tabelle allegate nel seguito, relative ad una tubazione DN 800 posata in opera secondo quanto previsto dalla Classe S, riportano nell'ultima colonna la classe di resistenza minima richiesta in funzione della profondità di rinterro.

PROFONDITA' RINTERRO 0,75 m

Dalla prima tabella, interpolando, si rileva che una tubazione con DN 800, soggetta ai carichi per ponti stradali di seconda categoria, con profondità di rinterro di 750 mm deve avere una classe di resistenza minima pari a 87,5 kN/m$^2$ , inferiore a quella di progetto di 130 kN/m$^2$ (tasso di lavoro della tubazione pari al 67% di quello ammissibile).

La seconda tabella, interpolando, evidenzia che una tubazione con DN 800, soggetta ai carichi per ponti stradali di prima categoria, con profondità di rinterro di 750 mm deve avere una classe di resistenza minima pari a 119 kN/m$^2$, comunque inferiore a quella di progetto di 130 kN/m$^2$ (tale seconda verifica dimostra che le tubazioni scelte – aventi classe di resistenza di 130 kN/m$^2$ – potrebbero sopportare anche carichi per ponti stradali di prima categoria).

PROFONDITA' RINTERRO 1,0 m

Sempre dalla seconda tabella si rileva che una tubazione con DN 800, soggetta ai carichi per ponti stradali di prima categoria, con profondità di rinterro di 1000 mm deve avere una classe di resistenza minima pari a 99 kN/m$^2$, inferiore a quella di progetto di 130 kN/m$^2$ (tasso di lavoro della tubazione pari al 76% di quello ammissibile).

## CALCOLO CLASSE DI RESITENZA MINIMA SECONDO MANUALE ASSOBETON

| | | |
|---|---|---|
| DN | [mm] | 800 |
| spessore | [mm] | 90 |
| Diametro esterno tubo | [mm] | 980 |
| Angolo d'attrito | [°] | 35 |
| Peso specifico terreno | [kN/m3] | 19,2 |
| Larghezza scavo a livello estradosso | [mm] | 1600 |
| Convoglio a n assi (2 o 3) | | 2 |
| sovraccarico max ruota (NTC) | [kN] | 100 |
| Carico folla | [kN/m2] | 9 |
| lato impronta | [m] | 0,4 |
| interasse tras | [m] | 2 |
| interasse long | [m] | 1,2 |
| PESO convoglio | [kN] | 400 |
| Fattore empirico | | 1,6338 |
| lambda mu' | | 0,192 |
| rsd | | 0,6 |

## CARICHI PER PONTI STRADALI DI SECONDA CATEGORIA

| profondità rinterro [mm] | tipologia posa | L'e [m] | t [m] | coeff din | Q [kN/m] | Qh2o | H/De | Cz | Qz [kN/m] | Qf [kN/m] | H/B | H0 | Ct | Qt [kN/m] | A | B | a/b=1 | Qtot [kN/m] | Cp | carico fessurazione richiesto [kN/m] | classe resistenza minima [kN/m2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 | terrapieno | 3,19 | 0,96 | 1,000 | 128,05 | 3,70 | 0,41 | 0,95 | - | 8,82 | 0,25 | 1550 | 1,08 | 8,15 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 148,72 | 2,2 | 67,6 | 127 |
| 500 | terrapieno | 3,33 | 1,10 | 1,000 | 107,06 | 3,70 | 0,51 | 0,94 | - | 8,82 | 0,31 | 1550 | 1,10 | 10,39 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 129,97 | 2,2 | 59,1 | 111 |
| 600 | terrapieno | 3,47 | 1,24 | 1,000 | 91,14 | 3,70 | 0,61 | 0,93 | - | 8,82 | 0,38 | 1550 | 1,13 | 12,73 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 116,38 | 2,2 | 52,9 | 99 |
| 700 | terrapieno | 3,61 | 1,38 | 1,000 | 78,72 | 3,70 | 0,71 | 0,92 | - | 8,82 | 0,44 | 1550 | 1,15 | 15,15 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 106,39 | 2,2 | 48,4 | 91 |
| 800 | terrapieno | 3,75 | 1,52 | 1,000 | 68,80 | 3,70 | 0,82 | 0,91 | - | 8,82 | 0,50 | 1550 | 1,17 | 17,68 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 99,00 | 2,2 | 45,0 | 84 |
| 900 | terrapieno | 3,89 | 1,66 | 1,000 | 60,73 | 3,70 | 0,92 | 0,90 | - | 8,82 | 0,56 | 1550 | 1,20 | 20,30 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 93,55 | 2,2 | 42,5 | 80 |
| 1000 | terrapieno | 4,03 | 1,80 | 1,000 | 54,06 | 3,70 | 1,02 | 0,89 | - | 8,82 | 0,63 | 1550 | 1,22 | 23,04 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 89,61 | 2,2 | 40,7 | 76 |
| 1500 | terrapieno | 4,73 | 2,50 | 1,000 | 33,16 | 3,70 | 1,53 | 0,84 | - | 8,82 | 0,94 | 1550 | 1,36 | 38,41 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 84,09 | 2,2 | 38,2 | 72 |
| 2000 | terrapieno | 5,43 | 3,20 | 1,000 | 22,57 | 3,70 | 2,04 | 0,79 | - | 8,82 | 1,25 | 1550 | 1,48 | 55,67 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 90,75 | 2,2 | 41,3 | 77 |
| 2500 | trincea stretta | 6,13 | 3,90 | 1,000 | 16,40 | 3,70 | 2,55 | 0,75 | 57,75 | 8,82 | 1,56 | 1550 | 1,55 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 86,67 | 2,2 | 39,4 | 74 |
| 3000 | trincea stretta | 6,83 | 4,60 | 1,000 | 12,48 | 3,70 | 3,06 | 0,71 | 65,70 | 8,82 | 1,88 | 1550 | 1,60 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 90,69 | 2,2 | 41,2 | 77 |
| 3500 | trincea stretta | 7,53 | 5,30 | 1,000 | 9,82 | 3,70 | 3,57 | 0,68 | 72,74 | 8,82 | 2,19 | 1550 | 1,63 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 95,08 | 2,2 | 43,2 | 81 |
| 4000 | trincea stretta | 8,23 | 6,00 | 1,000 | 7,94 | 3,70 | 4,08 | 0,64 | 78,99 | 8,82 | 2,50 | 1550 | 1,66 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 99,45 | 2,2 | 45,2 | 85 |
| 4500 | trincea stretta | 8,93 | 6,70 | 1,000 | 6,55 | 3,70 | 4,59 | 0,61 | 84,53 | 8,82 | 2,81 | 1550 | 1,68 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 103,60 | 2,2 | 47,1 | 88 |
| 5000 | trincea stretta | 9,63 | 7,40 | 1,000 | 5,50 | 3,70 | 5,10 | 0,58 | 89,45 | 8,82 | 3,13 | 1550 | 1,69 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 107,47 | 2,2 | 48,8 | 92 |
| 5500 | trincea stretta | 10,33 | 8,10 | 1,000 | 4,69 | 3,70 | 5,61 | 0,56 | 93,81 | 8,82 | 3,44 | 1550 | 1,71 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 111,01 | 2,2 | 50,5 | 95 |
| 6000 | trincea stretta | 11,03 | 8,80 | 1,000 | 4,04 | 3,70 | 6,12 | 0,53 | 97,67 | 8,82 | 3,75 | 1550 | 1,72 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 114,23 | 2,2 | 51,9 | 97 |

## CALCOLO CLASSE DI RESITENZA MINIMA SECONDO MANUALE ASSOBETON

| | | |
|---|---|---|
| DN | [mm] | 800 |
| spessore | [mm] | 90 |
| Diametro esterno tubo | [mm] | 980 |
| Angolo d'attrito | [°] | 35 |
| Peso specifico terreno | [kN/m3] | 19,2 |
| Larghezza scavo a livello estradosso | [mm] | 1600 |
| Convoglio a n assi (2 o 3) | | 2 |
| sovraccarico max ruota (NTC) | [kN] | 150 |
| Carico folla | [kN/m2] | 9 |
| lato impronta | [m] | 0,4 |
| interasse tras | [m] | 2 |
| interasse long | [m] | 1,2 |
| PESO convoglio | [kN] | 600 |
| Fattore empirico | | 1,6338 |
| lambda mu' | | 0,192 |
| rsd | | 0,6 |

## CARICHI PER PONTI STRADALI DI PRIMA CATEGORIA

| profondità rinterro [mm] | tipologia posa | L'e [m] | t [m] | coeff din | Q [kN/m] | Qh2o | H/De | Cz | Qz [kN/m] | Qf [kN/m] | H/B | H0 | Ct | Qt [kN/m] | A | B | a/b=1 | Qtot [kN/m] | Cp | carico fessurazione richiesto [kN/m] | classe resistenza minima [kN/m2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 | terrapieno | 3,19 | 0,96 | 1,000 | 192,08 | 3,70 | 0,41 | 0,95 | - | 8,82 | 0,25 | 1550 | 1,08 | 8,15 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 212,75 | 2,2 | 96,7 | 181 |
| 500 | terrapieno | 3,33 | 1,10 | 1,000 | 160,58 | 3,70 | 0,51 | 0,94 | - | 8,82 | 0,31 | 1550 | 1,10 | 10,39 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 183,50 | 2,2 | 83,4 | 156 |
| 600 | terrapieno | 3,47 | 1,24 | 1,000 | 136,71 | 3,70 | 0,61 | 0,93 | - | 8,82 | 0,38 | 1550 | 1,13 | 12,73 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 161,95 | 2,2 | 73,6 | 138 |
| 700 | terrapieno | 3,61 | 1,38 | 1,000 | 118,07 | 3,70 | 0,71 | 0,92 | - | 8,82 | 0,44 | 1550 | 1,15 | 15,15 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 145,75 | 2,2 | 66,2 | 124 |
| 800 | terrapieno | 3,75 | 1,52 | 1,000 | 103,20 | 3,70 | 0,82 | 0,91 | - | 8,82 | 0,50 | 1550 | 1,17 | 17,68 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 133,39 | 2,2 | 60,6 | 114 |
| 900 | terrapieno | 3,89 | 1,66 | 1,000 | 91,09 | 3,70 | 0,92 | 0,90 | - | 8,82 | 0,56 | 1550 | 1,20 | 20,30 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 123,91 | 2,2 | 56,3 | 106 |
| 1000 | terrapieno | 4,03 | 1,80 | 1,000 | 81,09 | 3,70 | 1,02 | 0,89 | - | 8,82 | 0,63 | 1550 | 1,22 | 23,04 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 116,64 | 2,2 | 53,0 | 99 |
| 1500 | terrapieno | 4,73 | 2,50 | 1,000 | 49,74 | 3,70 | 1,53 | 0,84 | - | 8,82 | 0,94 | 1550 | 1,36 | 38,41 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 100,67 | 2,2 | 45,8 | 86 |
| 2000 | terrapieno | 5,43 | 3,20 | 1,000 | 33,85 | 3,70 | 2,04 | 0,79 | - | 8,82 | 1,25 | 1550 | 1,48 | 55,67 | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 102,03 | 2,2 | 46,4 | 87 |
| 2500 | trincea stretta | 6,13 | 3,90 | 1,000 | 24,60 | 3,70 | 2,55 | 0,75 | 57,75 | 8,82 | 1,56 | 1550 | 1,55 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 94,87 | 2,2 | 43,1 | 81 |
| 3000 | trincea stretta | 6,83 | 4,60 | 1,000 | 18,72 | 3,70 | 3,06 | 0,71 | 65,70 | 8,82 | 1,88 | 1550 | 1,60 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 96,93 | 2,2 | 44,1 | 83 |
| 3500 | trincea stretta | 7,53 | 5,30 | 1,000 | 14,74 | 3,70 | 3,57 | 0,68 | 72,74 | 8,82 | 2,19 | 1550 | 1,63 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 100,00 | 2,2 | 45,5 | 85 |
| 4000 | trincea stretta | 8,23 | 6,00 | 1,000 | 11,91 | 3,70 | 4,08 | 0,64 | 78,99 | 8,82 | 2,50 | 1550 | 1,66 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 103,42 | 2,2 | 47,0 | 88 |
| 4500 | trincea stretta | 8,93 | 6,70 | 1,000 | 9,83 | 3,70 | 4,59 | 0,61 | 84,53 | 8,82 | 2,81 | 1550 | 1,68 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 106,88 | 2,2 | 48,6 | 91 |
| 5000 | trincea stretta | 9,63 | 7,40 | 1,000 | 8,25 | 3,70 | 5,10 | 0,58 | 89,45 | 8,82 | 3,13 | 1550 | 1,69 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 110,22 | 2,2 | 50,1 | 94 |
| 5500 | trincea stretta | 10,33 | 8,10 | 1,000 | 7,03 | 3,70 | 5,61 | 0,56 | 93,81 | 8,82 | 3,44 | 1550 | 1,71 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 113,35 | 2,2 | 51,5 | 97 |
| 6000 | trincea stretta | 11,03 | 8,80 | 1,000 | 6,06 | 3,70 | 6,12 | 0,53 | 97,67 | 8,82 | 3,75 | 1550 | 1,72 | - | 1,84 | 1,84 | 1,00 | 116,25 | 2,2 | 52,8 | 99 |

## RISULTATI DELLA VERIFICA PER TUBAZIONE DN 700 – DN 600 – DN 500

Visto quanto riportato nel "Manuale di progettazione ed utilizzo delle tubazioni in calcestruzzo" alla Tabella 2 *Carico di progetto sul tubo – strade con carico di prima categoria* e considerato che la classe di resistenza minima è funzione (inversamente proporzionale) al Diametro dei tubi (espresso in metri) si è ritenuto di verificare come varia la classe di resistenza minima al variare del Diametro del tubo.

Verifiche numeriche – effettuate per una profondità di rinterro di metri 0,90 ed 1,00, – hanno dimostrato che al diminuire del Diametro corrisponde un leggero incremento della classe di resistenza minima richiesta.

Nello specifico:

- per il DN 700 è richiesto un incremento pari al 2% della classe di resistenza minima rispetto a quella necessaria per il DN 800;
- per il DN 600 è richiesto un incremento pari al 4% della classe di resistenza minima rispetto a quella necessaria per il DN 800;
- per il DN 500 è richiesto un incremento pari al 8% della classe di resistenza minima rispetto a quella necessaria per il DN 800.

TUBAZIONE DN 700

| **DN** [mm] | **profondità di posa** [m] | **carichi mobili sulla sede stradale** | **classe di resistenza minima DN 800** | **incremento rispetto DN 800** | **classe di resistenza minima DN 700** |
|---|---|---|---|---|---|
| **700** | 0.75 | ponti 2ª categoria | 87.50 | 2% | **89.3** |
| **700** | 0.75 | ponti 1ª categoria | 119.00 | 2% | **121.4** |
| **700** | 1.00 | ponti 1ª categoria | 76.00 | 2% | **77.5** |

La tabella soprastante dimostra che la classe di resistenza minima richiesta è sempre inferiore a quella di progetto pari a 130 kN/m$^2$.

TUBAZIONE DN 600

| DN [mm] | profondità di posa [m] | carichi mobili sulla sede stradale | classe di resistenza minima DN 800 | incremento rispetto DN 800 | classe di resistenza minima DN 700 |
|---|---|---|---|---|---|
| **600** | 0.75 | ponti 2ª categoria | 87.50 | 4% | **91.0** |
| **600** | 0.75 | ponti 1ª categoria | 119.00 | 4% | **123.8** |
| **600** | 1.00 | ponti 1ª categoria | 76.00 | 4% | **79.0** |

La tabella soprastante dimostra che la classe di resistenza minima richiesta è sempre inferiore a quella di progetto pari a 130 kN/m$^2$.

TUBAZIONE DN 500

| DN [mm] | profondità di posa [m] | carichi mobili sulla sede stradale | classe di resistenza minima DN 800 | incremento rispetto DN 800 | classe di resistenza minima DN 700 |
|---|---|---|---|---|---|
| **500** | 0.75 | ponti 2ª categoria | 87.50 | 8% | **94.5** |
| **500** | 0.75 | ponti 1ª categoria | 119.00 | 8% | **128.5** |
| **500** | 1.00 | ponti 1ª categoria | 76.00 | 8% | **82.1** |