

**LA CEMENTIFERA srl**  
**Via Stoppani 25**  
**PONTE GIURINO - BERBENNO (BG)**

**PIANO DI RECUPERO "LA CEMENTIFERA"  
ROBBIATE (LC)**

**STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROGEOLOGICA E  
PROGETTO DI RECUPERO DELLE AREE DI EX CAVA**

**RELAZIONE**

**SOMMARIO:**

<b>0. FINALITA' DELLO STUDIO .....</b>	<b>3</b>
<b>1. CARATTERISTICHE DEL PIANO DI RECUPERO .....</b>	<b>4</b>
1.1 NORMATIVA GEOLOGICA DI RIFERIMENTO.....	5
<b>2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO .....</b>	<b>7</b>
2.1. INDAGINI IN SITO .....	7
2.1.1. Rilievo geologico .....	7
2.1.2. Pozzetti esplorativi.....	8
2.1.3. Rilievi geomeccanici.....	9
2.2. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL' AMMASSO ROCCIOSO .....	12
2.2.1. Metodologia adottata .....	12
2.2.2. Sintesi dei risultati .....	16
2.3 DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DELL' AMMASSO ROCCIOSO DI FONDAZIONE....	18
2.4. VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ DELLE PARETI DELLA CAVA.....	19
2.5 ANALISI NUMERICHE DI SCENDIMENTO MASSI .....	21
2.5.1 Impostazione metodologica .....	21
2.4.2. Simulazione numerica di scendimento massi.....	24
<b>3. STUDIO IDRAULICO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI.....</b>	<b>26</b>
3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI .....	27

---

3.2 DESCRIZIONE DELLA SITUAZIONE ATTUALE E DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI.....	31
3.2.1 <i>Descrizione dell'area in esame</i> .....	31
3.2.2 <i>Descrizione delle soluzioni progettuali</i> .....	31
3.2.3 <i>Aspetti urbanistici</i> .....	33
3.3 ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI PLUVIOMETRICI .....	33
3.4 CALCOLO DELLE PORTATE DA GESTIRE IN SEGUITO ALLA REALIZZAZIONE DEL PROGETTO .....	36
3.4.1 <i>Scelte generali di gestione dei flussi</i> .....	36
3.4.2 <i>Acque meteoriche</i> .....	37
3.4.3 <i>Qualità delle acque meteoriche</i> .....	42
3.4.4 <i>Acque nere di scarico</i> .....	43
3.4.5 <i>Verifica delle tubazioni</i> .....	44
<b>4. INTERVENTI DI RECUPERO MORFOLOGICO E MESSA IN SICUREZZA DELLE PARETI DI CAVA.....</b>	<b>47</b>
4.1. SISTEMAZIONE MORFOLOGICA DELLE AREE DI CAVA.....	47
4.2. INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEI FRONTI DI CAVA .....	48
4.3 REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE ACQUE.....	49
4.4 SISTEMAZIONE A VERDE .....	49
4.5 CRONOPROGRAMMA DELLE ATTIVITA' DI CANTIERE.....	51

## **TAVOLE**

Tav. 1 - Inquadramento territoriale - scala 1:10.000
Tav. 2 - Planimetria generale di progetto - scala 1:500
Tav. 3 - Caratteri geologici ed ubicazione delle indagini - scala 1:500
Tav. 4 - Sezioni geologico tecniche - scala 1:500
Tav. 5 - Stato di fatto - scala 1:500
Tav. 6 - Morfologia al termine delle fasi di scavo - scala 1:500
Tav. 6.1 - Morfologia al termine delle fasi di scavo - Sezioni - scala 1:500
Tav. 7 - Morfologia al termine delle fasi di riempimento - scala 1:500
Tav. 7.1 - Morfologia al termine delle fasi di riempimento - Sezioni - scala 1:500
Tav. 8 - Interventi per la messa in sicurezza dei fronti di cava - scala 1:500
Tav. 9 - Gestione delle acque- scala 1:500
Tav. 10 - Gestione delle acque - Sezione - scala 1:250

## **ALLEGATI**

Allegato 1: Stralcio della Carta della Fattibilità Geologica
Allegato 2: Rilievi geomeccanici – Schede di rilievo
Allegato 3: Rilievi geomeccanici – Proiezioni ciclografiche e polari
Allegato 4: Classificazione e parametrizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi
Allegato 5: Analisi delle possibilità cinematiche – Parete Nord Est
Allegato 6: Analisi delle possibilità cinematiche – Parete Est
Allegato 7: Analisi delle possibilità cinematiche – Parete Sud
Allegato 8: Analisi numeriche di scendimento massi – Risultati
Allegato 9: Documentazione fotografica
Allegato 10: Cronoprogramma del cantiere

## **0. FINALITA' DELLO STUDIO**

Lo Studio Idrogeotecnico Applicato sas di Ghezzi Efrem & C. è stato incaricato dalla "Cementifera s.r.l." di Ponte Giurino (BG), di effettuare uno studio di compatibilità idrogeologica del Piano di recupero dell'area della Ex Cementifera di Robbiate ai sensi della normativa geologica associata al PRG comunale (L.R. 41/97) dell'agosto 2002. In particolare l'area ricade nelle classi di fattibilità geologica 3a' e 3a" dello studio geologico a supporto del PRG, caratterizzate da "consistenti limitazioni" alla trasformazione d'uso dei suoli.

Con specifico riferimento alle prescrizioni contenute nelle norme geologiche di PRG, dettagliatamente descritte nel successivo par. 1.1, l'indagine è stata condotta tenendo conto delle differenti implicazioni di natura idrogeologica del Piano di Recupero. Per l'area, interessata in passato dall'attività estrattiva di marna da cemento, si evidenzia così la necessità di definire:

1. le caratteristiche geotecniche dei terreni nell'area dell'ex cava ed in quella di futura edificazione;
2. la stabilità dei fronti di cava per il dimensionamento delle opere di protezione passiva.
3. i dati e criteri per il corretto dimensionamento idraulico delle opere di regimazione delle acque superficiali e di infiltrazione
4. le linee progettuali per il complessivo recupero morfologico ed ambientale e la successiva fruizione pubblica dell'ex cava.

Lo studio tratta organicamente le problematiche insite nel Piano di Recupero, sia per quanto attiene il recupero edilizio che per il recupero morfologico e paesistico ambientale. Esso costituisce pertanto il recepimento della normativa geologica di riferimento, dimostrando la compatibilità del recupero con la pianificazione comunale e del Piano territoriale di Coordinamento del Parco Adda Nord.

## 1. CARATTERISTICHE DEL PIANO DI RECUPERO

Il Piano di Recupero riguarda l'area della "Cementifera", in comune di Robbiate (LC).

L'area è costituita da due settori:

- l'area di ex cava
- le aree degli impianti produttivi dismessi.

Il Piano di Recupero prevede la demolizione dei vecchi impianti produttivi, la realizzazione di edifici ad uso residenziale ed il rimodellamento morfologico dell'area in cui avveniva l'estrazione della marna da cemento.

L'area di ex cava si presenta attualmente come un catino circolare del diametro di circa 70 m, con pareti alte fino a circa 30 m, aperto sul lato Ovest.

Il progetto prevede la realizzazione di sei corpi di fabbrica ad uso residenziale, disposti secondo due gruppi di edifici allineati, con un'impronta complessiva dei nuovi fabbricati rettangolare con dimensioni pari a circa 80 x 40m, orientati secondo la direzione ONO-ESE, diretta verso l'imbocco della vecchia area di cava.

Gli edifici da realizzare ospiteranno 40 unità immobiliari, destinate ad appartamenti. Gli spazi accessori (box e cantine) sono ricavati nell'interrato e soddisfano per dimensione le quantità previste dalla legge. E' prevista, inoltre, la ristrutturazione dei due edifici esistenti aventi una consistenza volumetrica di 2.605,88 mc..

Volumetricamente l'intervento di nuova costruzione si attesta su una consistenza di 18.708,20 mc. in diminuzione rispetto all'attuale volume dell'ex cementificio di mc.18.831,29 (attualmente esistente dopo i crolli e le demolizioni di diverse strutture avvenute in questi ultimissimi anni). L'altezza massima degli edifici risulta inferiore all'altezza massima dell'edificio preesistente.

Per quanto riguarda le aree adiacenti ai corpi di fabbricato, l'intervento prevede il ripristino dei terrazzamenti naturali originari, mediante la realizzazione di una sequenza scalare degli stessi con l'ulteriore scopo di mitigare l'inserimento degli edifici.

La viabilità interna di progetto ricalca con lieve rettificazione il tracciato esistente, normalizzandone il calibro e completandone il percorso mediante un collegamento con le preesistenti vie di salita verso la sommità del monte.

Per quanto riguarda l'area di cava è prevista una sistemazione morfologica, finalizzata alla messa in sicurezza dei fronti di cava, alla messa in posto degli inerti derivanti dalla demolizione ed al finale ripristino ambientale dell'area mediante piantumazione di essenze autoctone.

Il parziale riempimento della cava consentirà inoltre di minimizzare le problematiche dello smaltimento di inerti da demolizione (traffico, polveri, costi di smaltimento, etc.) che potranno essere proficuamente riutilizzati per le operazioni di ripristino ambientale.

## 1.1 NORMATIVA GEOLOGICA DI RIFERIMENTO

Il Comune di Robbiate è dotato di studio geologico di supporto alla Pianificazione comunale (agosto 2002). Lo studio è stato approvato dalla Regione Lombardia in data 21/12/2002, con salvaguardie e prescrizioni specifiche per le classi di fattibilità 3a' e 3a" relative all'area della Cementifera.

L'area oggetto del Piano di Recupero si inserisce, da un punto di vista geologico e paesaggistico, in un contesto particolare nell'ambito del Parco Adda Nord caratterizzato dalla presenza del Monte Robbio, rilievo avente altezza massima di 370 m s.l.m. e dislivelli di circa 100 m rispetto alla piana su cui sorge il centro abitato. L'assetto morfologico locale è dato dalla presenza del substrato roccioso (*Formazione di Piano di Brenno* in facies di scaglia rossa e grigia) a debole profondità, ricoperta da depositi glaciali e fluvio-glaciali di spessore metrico.

Il Monte Robbio da un punto di vista geologico è stato classificato come "area con substrato roccioso affiorante o subaffiorante ed acclività generalmente accentuata" e inserito in *Classe di fattibilità geologica 4* (Aree 4b, non favorevoli a nuove edificazioni per rischio di instabilità dei versanti).

Costituisce eccezione nell'ambito collinare, l'area della Cementifera, in quanto la situazione di degrado derivante dalla precedente attività mineraria, rende necessaria l'effettuazione di interventi di riqualificazione ambientale ed il reinserimento paesaggistico dell'intero ambito estrattivo.

Per rendere possibile l'esecuzione di tali interventi con investimenti privati, è stato previsto, dalla normativa di PRG, il recupero delle volumetrie esistenti e la riconversione delle aree della Cementifera ad uso residenziale.

In quest'ottica l'area della cementifera è stata differenziata in due settori:

area impianti, già sede di edifici produttivi e classificabile come area industriale dismessa, in cui è consentito il recupero delle volumetrie esistenti, ricadente nella classe di fattibilità 3a"

area di cava, dove avveniva l'estrazione della marna da cemento, attualmente caratterizzata da uno scavo a forma di catino a pareti subverticali con dislivelli di oltre 30 m, ricadente in classe di fattibilità 3a'.

Per tali ambiti lo studio geologico prevede una serie di indagini preventive necessarie (indagini geologico tecniche, verifiche di stabilità) ed un progetto di recupero morfologico delle aree di cava finalizzato alla messa in sicurezza dei fronti di scavo ed al reinserimento paesaggistico dell'intero ambito di recupero.

In particolare, le attività richieste per l'attuazione del Piano di Recupero ed il ripristino ambientale sono descritte nella tabella seguente.

Rif. geologiche	Norme per	

classi 3a' e 3a''	
<b>IGT</b>	Indagini geognostiche ai sensi del D.M. 11.3.88, e riguardanti: <i>l'area dell'"ex cementifera"</i> , che dovrà essere caratterizzata in quanto interessata dalle nuove fondazioni e dai movimenti terra per la predisposizione delle balze che ospiteranno gli edifici; <i>l'area di ex cava</i> su cui dovranno essere condotti rilievi geologici e geomeccanici sulle pareti esposte e l'analisi dei materiali incoerenti alla base delle scarpate per la caratterizzazione geotecnica dell'ammasso roccioso alla base delle successive verifiche di stabilità.
<b>SV</b>	Verifiche di stabilità dei versanti nelle area di ex cava mediante analisi del rischio di frana e di rotolamento di blocchi lungo il versante.
<b>SRM</b>	Progetto per il recupero morfologico dell'area della ex cava finalizzato alla messa in sicurezza delle scarpate, alla regimazione delle acque superficiali e sotterranee anche a difesa del sottostante edificato ed alla fruizione paesistica dell'area recuperata.
<b>IRM</b>	Gli interventi di recupero morfologico dovranno essere progettati contestualmente al recupero edilizio, in quanto ad esso strettamente connesso (es. demolizioni e riutilizzo in loco dei materiali idonei), secondo articolazione di un dettagliato cronoprogramma delle fasi realizzative.
<b>RE</b>	La regimazione delle acque superficiali, in coerenza gli obiettivi del recupero morfologico, dimensionata in base ad uno studio idrologico.
<b>CO</b>	Il corretto dimensionamento del sistema di smaltimento delle acque reflue, per tutte le tipologie di scarico (nere in s.s., bianche di prima pioggia, seconda pioggia, tetti e coperture, parcheggi, etc.), sulla base delle capacità delle reti comunali esistenti e del rispetto della normativa vigente.

## 2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica delle aree interessate dal piano di recupero è stata condotta per verificare:

- le caratteristiche geomeccaniche dei terreni o degli ammassi rocciosi di fondazione degli edifici residenziali;
- le caratteristiche geomeccaniche degli ammassi rocciosi delle pareti di cava;
- le condizioni di stabilità delle pareti;
- gli eventuali interventi di messa in sicurezza delle pareti, in funzione della destinazione d'uso dell'area di cava.

### 2.1. INDAGINI IN SITO

Al fine di caratterizzare i terreni e gli ammassi rocciosi coinvolti nella realizzazione del presente progetto sono state eseguite apposite indagini in sito, costituite da un rilievo geologico e alcuni rilievi geomeccanici dell'ex area di cava e da pozzetti esplorativi in corrispondenza dell'impronta dei nuovi fabbricati residenziali.

L'ubicazione dei rilievi geomeccanici e dei pozzetti esplorativi, insieme con i risultati del rilievo geologico, è illustrata in Tav. 3.

#### 2.1.1. RILIEVO GEOLOGICO

Il rilievo geologico dell'ex area di cava ha permesso di riconoscere due distinte unità geologico-tecniche, che fanno capo alla medesima formazione geologica, il Piano di Brenno, di età Cretacico superiore (tardo Campaniano-Maastrichtiano) ma che affiorano rispettivamente in facies di "Scaglia Cinerea" e in facies di "Scaglia Rossa".

La facies di "Scaglia Cinerea" è presente in corrispondenza della parete Nordovest e della porzione inferiore delle pareti Nordest ed Est, ed è costituita da alternanze di *calcari marnosi e marne calcaree di colore grigio*, in strati di spessore variabile tra 2 e 15 cm, con *marne laminate di colore grigio* in livelli di spessore variabile tra 1 e 6 cm. Il rapporto stratimetrico tra i litotipi più competenti (calcari marnosi e marne calcaree) e le marne è risultato variabile tra 2 e 10 circa, con percentuali relative variabili tra 66 e 91% per i primi e tra 9 e 34% per le seconde. L'assetto è perlopiù monoclinale, con immersione a NNE (variabile tra 10 e 30° circa) ed inclinazione di 15-20°, tranne all'imboccatura dell'area di cava, dove è presente una struttura anticlinale, con immersione degli strati sul fianco rovesciato a circa 40° ed inclinazione di 75° (v. **Foto 1**). Tale struttura è probabilmente riconducibile all'anticlinale di Montevecchia, presente 5 km più ad Ovest, dove al nucleo affiorano le arenarie del Flysch di Bergamo.

La facies di “*Scaglia Rossa*” è presente in corrispondenza della parete Sud e della porzione superiore delle pareti Nordest ed Est, ed è costituita da alternanze di *calcari* marnosi e marne calcaree di colore rosso-violaceo, in strati di spessore variabile tra 3 e 10 cm, con marne laminate, sempre *di colore rosso-violaceo*, in livelli di spessore variabile tra 1 e 25 cm. Il rapporto stratimetrico tra i litotipi più competenti (*calcari* marnosi e marne calcaree) e le marne è risultato pari a 1 circa, con percentuali relative paragonabili (50%). La *Scaglia Rossa* affiora con giacitura suborizzontale e leggermente a reggipoggio al di sopra della Scaglia Cinerea nella parte alta delle pareti Nordest ed Est, mentre per la presenza di una faglia con direzione ONO-ESE, probabile evoluzione della anticlinale osservata sull’altro lato della cava, in corrispondenza della parete Sud e dell’attuale fabbricato principale della cava, dove sono stati eseguiti numerosi pozzetti esplorativi, gli strati risultano rovesciati e sempre molto inclinati (75-85°), con una immersione variabile tra 30 e 40° circa (v. **Foto 2**).

### 2.1.2. POZZETTI ESPLORATIVI

Nell’area dove verranno realizzati i nuovi corpi di fabbrica ad uso residenziale, sono stati eseguiti, con l’ausilio di un escavatore cingolato e secondo la disposizione visibile in Tav. 3, n° 8 pozzetti esplorativi, che hanno raggiunto profondità variabili tra circa 1 m e 4.3 m, come visibile dalla tabella allegata, dove è presentata anche una stratigrafia sommaria di ogni singolo pozzetto.

#### Pozzetto esplorativo P1:

(lato di monte) da 0.00 a 1.50-2.00 m: terreni di riporto  
da 1.50-2.00 a 3.00 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia  
Rossa  
(lato di valle) da 0.00 a 3.00 m: terreni di riporto  
a 3.00 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia Rossa

#### Pozzetto esplorativo P2:

da 0.00 a 4.30 m: terreni di riporto  
a 4.30 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia Rossa

#### Pozzetto esplorativo P3:

(lato di monte) da 0.00 a 0.80 m: terreni di riporto  
da 0.80 a 1.00 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia **Rossa**  
(lato di valle) da 0.00 a 0.30 m: terreni di riporto  
da 0.30 a 1.00 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia **Rossa**

#### Pozzetto esplorativo P4:

da 0.00 a 1.00 m: terreni di riporto  
da 1.00 a 2.00 m: limi e sabbie fini limose di colore giallo-rossiccio (depositi loessici), consistente  
da 2.00 a 3.00 m: ghiaie con sabbie limose, con ciottoli e blocchi alterati, di colore bruno (depositi glaciali)

da 3.00 a 3.90 m: calcareniti grigie molto compatte

Pozzetto esplorativo P5:

(lato di monte) da 0.00 a 0.80 m: terreni di riporto  
da 0.80 a 1.50 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia Rossa  
(lato di valle) da 0.00 a 1.50 m: terreni di riporto  
a 1.50 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia Rossa

Pozzetto esplorativo P6:

da 0.00 a 2.50 m: terreni di riporto  
da 2.50 a 3.00 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia Rossa

Pozzetto esplorativo P7:

da 0.00 a 0.80 m: ciottoli e blocchi, con frammenti di laterizi, in matrice sabbiosa (terreni di riporto)  
da 0.80 a 1.70 m: limi e sabbie fini limose di colore giallo-rossiccio (depositi loessici), consistente  
da 1.70 a 2.90 m: ghiaie con sabbie limose, con ciottoli e blocchi alterati, di colore bruno (depositi glaciali)  
da 2.90 a 3.10 m: calcareniti alterate giallastre

Pozzetto esplorativo P8:

(lato di monte) da 0.00 a 0.50 m: terreni di riporto  
da 0.50 a 2.50 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia Rossa  
(lato di valle) da 0.00 a 0.50 m: terreni di riporto  
da 0.50 a 1.50 m: depositi loessici  
da 1.50 a 2.50 m: depositi glaciali  
a 2.50 m: marne e calcari marnosi in facies di Scaglia Rossa

In tutti i pozzetti eseguiti è stata quindi rinvenuto roccia a debole profondità, compresa tra un minimo di 0.5 m ed un massimo di circa 4 m.

Solo in corrispondenza del pozzetto P8 è stata rinvenuta la presenza di acqua a fondo scavo.

2.1.3. RILIEVI GEOMECCANICI

Al fine di desumere i parametri necessari per la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi sono stati eseguiti n. 5 rilievi geomeccanici (RG1, RG2, RG3, RG4 e RG5) in corrispondenza delle pareti dell'area di cava (cfr. ubicazione nella **Tav. 3**).

Nel corso dei rilievi geomeccanici, condotti in accordo alle raccomandazioni ISRM ("Quantitative description of discontinuities in rock masses", 1978), dopo una descrizione generale dell'ammasso roccioso affiorante in corrispondenza del fronte di misura, per ogni famiglia di discontinuità riconosciuta sono stati rilevati i seguenti parametri:

- giacitura (immersione/inclinazione)
- persistenza lineare
- apertura
- rugosità a grande scala (ondulazione) espressa attraverso una valutazione qualitativa dell'andamento delle discontinuità per confronto con le tabelle di riferimento dell'ISRM
- rugosità a piccola scala, espressa sia qualitativamente sia quantitativamente attraverso il parametro JRC valutato a mezzo profilografo
- alterazione delle superfici delle discontinuità
- presenza, tipo e spessore del riempimento

Nelle schede di rilievo, mostrate nell'**Allegato 2**, sono state riportate, per ogni singolo rilievo, la descrizione geolitologica dell'ammasso roccioso, le caratteristiche geomeccaniche generali dell'ammasso e le caratteristiche giaciture e geomeccaniche per ogni famiglia riconosciuta. Tutti i dati giaciture misurati nel corso del rilievo geomeccanico infatti sono stati analizzati statisticamente e raggruppati in famiglie mediante l'utilizzo della tecnica delle proiezioni polari attraverso apposito programma di calcolo automatico (DIPS 4.0 - Rock Engineering Group, Univ. of Toronto, 1989-96 - M.S. Diederichs e E. Hoek). La rappresentazione grafica della distribuzione spaziale dei poli rilevati e delle giaciture medie dei set di discontinuità riconosciuti è stata riportata nell'**Allegato 3**.

Gli ammassi rocciosi esaminati sono raggruppabili in sintesi in quattro distinte zone geomeccaniche omogenee, nel seguito descritte:

1. *calcari marnosi e marne in facies di Scaglia Cinerea con giacitura subverticale (rilievo RG1), affioranti in corrispondenza della parete Nordovest*; sono caratterizzati da un grado di fratturazione molto elevato, con valore di  $J_v$  (numero di discontinuità per metro cubo d'ammasso), pari a 30; oltre ai giunti di strato (immersione a NE con inclinazione di  $75^\circ$ ) sono state individuate altre 2 famiglie di discontinuità; i giunti di strato (set 1S), hanno elevata persistenza lineare (100%), una spaziatura media di 8 cm, si presentano generalmente planari e lisci, con valori di JRC mediamente pari a 6; sono debolmente alterati, con un valore di resistenza a compressione monoassiale delle pareti dei giunti di strato, misurato con sclerometro da roccia tipo L, mediamente pari a 54 MPa; l'apertura media è di 20 mm con riempimento marnoso; i set 2 e 3 presentano persistenza lineare sempre elevata (100%), spaziatura media di 11-12 cm, sono caratterizzati anch'essi da giunti planari e lisci, con valore medio di JRC compreso tra 4 e 6; sono debolmente alterati, con un valore di resistenza delle pareti dei giunti di 33 MPa per il set 2 e di 47 MPa per il set 3; i giunti sono chiusi o poco aperti (1 mm), senza riempimento; il materiale roccioso integro è caratterizzato da un valore di resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{ci}$ , valutata in sito con sclerometro da roccia tipo L, pari a 75 MPa per le litologie calcareo-marnose e a 27 MPa per le marne;
2. *calcari marnosi e marne in facies di Scaglia Cinerea con giacitura suborizzontale (rilievi RG2, RG3 e RG4), affioranti nella parete Nordovest e*

*nella parte inferiore delle pareti Nordest ed Est*; il grado di fratturazione è variabile tra elevato e molto elevato, con un valore di  $J_v$  (numero di discontinuità per metro cubo d'ammasso), variabile tra 27 e 34; oltre ai giunti di strato (immersione a NNE con inclinazione di 15-20°) sono state individuate altre 2 o 3 famiglie di discontinuità; i giunti di strato (set 1S), hanno elevata persistenza lineare (100%), hanno una spaziatura media variabile tra 6 e 12 cm, si presentano generalmente planari, da lisci a debolmente rugosi, con valori di JRC variabile tra 6 e 10; sono debolmente alterati, con un valore di resistenza delle pareti dei giunti variabile tra 17 e 25 MPa; le aperture sono variabili tra 10 e 25 mm, con riempimento marnoso; i set 2 e 3 presentano persistenza lineare sempre elevata (100%), hanno una spaziatura media variabile tra 7 e 15 cm, sono caratterizzati da giunti planari, da lisci a rugosi, debolmente alterati, con valore medio di JRC compreso tra 5 e 11; la resistenza a compressione monoassiale delle pareti dei giunti è risultata variabile tra 24 e 55 MPa; i giunti sono chiusi o poco aperti (1-2 mm), senza riempimento; il set 4, individuato solo nel rilievo RG4, ha elevata persistenza lineare (100%), una spaziatura media di 80 cm, si presenta generalmente planare e liscio, con un valore medio di JRC pari a 3; risulta debolmente alterato, con un valore di resistenza delle pareti dei giunti di 29 MPa; è aperto mediamente di 10 mm, con riempimento calcitico; il materiale roccioso integro è caratterizzato da un valore di resistenza a compressione monoassiale variabile tra 61 e 73 MPa per i calcari marnosi e tra 20 e 24 MPa per le marne;

3. *marne e calcari marnosi in facies di Scaglia Rossa con giacitura subverticale (rilievo RG5), affioranti in corrispondenza della parete Sud*; sono caratterizzate da un grado di fratturazione molto elevato, con valore di  $J_v$  (numero di discontinuità per metro cubo d'ammasso), pari a 60; oltre ai giunti di strato (immersione a NE con inclinazione di 80-85°) sono state individuate altre 2 famiglie di discontinuità; i giunti di strato (set 1S), hanno elevata persistenza lineare (100%), una spaziatura media di 12 cm, si presentano generalmente planari e rugosi, con valori di JRC mediamente pari a 12; sono debolmente alterati, con un valore di resistenza delle pareti dei giunti mediamente pari a 22 MPa; l'apertura media è di 60 mm con riempimento marnoso; il set 2 presenta persistenza lineare elevata (100%), spaziatura media di 2 cm, è caratterizzato da giunti planari e lisci, con valore medio di JRC pari a 6; i giunti sono debolmente alterati, con un valore di resistenza delle pareti dei giunti di 25 MPa; i giunti sono chiusi; il set 3 presenta persistenza lineare elevata (100%), spaziatura media di 70 cm, è caratterizzato da giunti planari e lisciati, con valore medio di JRC pari a 2; i giunti sono debolmente alterati, con un valore di resistenza delle pareti dei giunti di 59 MPa; i giunti sono aperti mediamente di 10 mm, con riempimento calcitico; il materiale roccioso integro è caratterizzato da un valore di resistenza a compressione monoassiale pari a 31 MPa per le litologie calcareo-marnose e a 16 MPa per le marne;
4. *marne e calcari marnosi in facies di Scaglia Rossa con giacitura suborizzontale, affioranti nella parte superiore delle pareti Nordest ed Est*; sebbene non siano stati eseguiti rilievi ad hoc in questa porzione di parete, a causa della sua difficile accessibilità, si possono desumere le sue caratteristiche geomeccaniche incrociando i risultati della zona b), valida per le caratteristiche

giacaturali e geomeccaniche dei giunti con i risultati della zona c), valida per le caratteristiche litologiche e di resistenza del materiale roccioso integro e per la spaziatura dei giunti di strato.

## **2.2. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO**

### 2.2.1. METODOLOGIA ADOTTATA

La caratterizzazione degli ammassi rocciosi oggetto degli scavi è stata eseguita attraverso la classificazione geomeccanica con l'RMR System - Geomechanics Classification di Bieniawski (1973, 1979, 1989) e con il Q-System di Barton (1974, 1993), sulla base dei risultati dei rilievi geomeccanici eseguiti.

Con il primo approccio si perviene alla classificazione dell'ammasso roccioso attraverso un indice RMR (Rock Mass Rating), sommatoria dei pesi attribuiti alla resistenza a compressione monoassiale del materiale roccia, all' RQD (Rock Quality Designation), alla spaziatura delle discontinuità, alle condizioni delle stesse e alle condizioni di umidità.

Nel secondo si determina un indice di qualità Q attraverso la seguente formula

$$Q = RQD/J_n * J_r/J_a * J_w/SRF$$

dove:

RQD : recupero in carotaggio percentuale modificato, calcolato attraverso la formula  $RQD = 114 - 8 * J_v + 0.14 * J_v^2$  (con  $J_v = n^\circ$  di fratture al metro cubo) (Priest e Hudson, 1976); tenuto conto che nel caso di successioni torbiditiche, con spessi interstrati pelitici, la formula sopra riportata conduce ad una sovrastima del valore di RQD, il valore di  $J_v$  utilizzato nel calcolo viene corretto in funzione del rapporto materiale lapideo-pelite dei giunti di stratificazione

$J_n$  : fattore rappresentativo del numero di set di discontinuità presenti

$J_r$  : fattore rappresentativo della rugosità dei giunti

$J_a$  : fattore rappresentativo dell'alterazione dei giunti

$J_w$  : fattore rappresentativo delle condizioni idriche dell'ammasso roccioso

SRF : fattore rappresentativo del campo tensionale agente

Nelle tabelle di sintesi viene riportato il Rock Mass Rating intrinseco (RMR'), ottenuto dalla classificazione di Bieniawski come valore di Rock Mass Rating non corretto per l'orientazione dei giunti e considerando condizioni di ammasso asciutto; analogamente nel Q-System di Barton viene definito un indice di qualità intrinseco (Q') ponendo il fattore di riduzione per gli stress agenti SRF ed il parametro relativo alle condizioni idriche  $J_w$  pari a 1, in modo da ottenere due indici direttamente confrontabili e rappresentativi dei parametri geomeccanici di base degli ammassi rocciosi.

I parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso sono stati determinati sulla base del Geological Strength Index (GSI) (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995, Hoek e Marinos, 2000), introdotto per rappresentare le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso, a prescindere dalle condizioni strettamente legate al contesto di analisi (condizioni di umidità, stato tensionale, orientazione delle discontinuità nei confronti dell'opera); analiticamente esso può essere ricavato secondo diverse equazioni, tra le quali le più note sono:

$$\begin{aligned} \text{GSI} &= \text{RMR}' - 5 \\ \text{GSI} &= 9 \ln Q' + 44 \end{aligned}$$

In particolare, al fine di tener conto della maggior sensibilità del Q system per ammassi rocciosi di qualità scadente, in accordo anche alle indicazioni di Hoek, Kaiser e Bawden (1998), la seconda equazione è stata impiegata per ammassi rocciosi caratterizzati da valori di  $Q' \leq 0.1$  o di  $\text{RMR}' \leq 30$ , mentre per ammassi di qualità migliore ( $Q' > 0.1$  o  $\text{RMR}' > 30$ ) è stata impiegata la prima equazione.

Inoltre gli ammassi rocciosi sono stati classificati secondo lo schema proposto da Hoek e Marinos (Hoek e Marinos, 2000), che per ammassi rocciosi caratterizzati da alternanze tra diversi litotipi individua 6 classi in funzione del rapporto percentuale tra il litotipo più competente e quello meno competente (classi A, B, C, D, E e G) a cui si aggiungono due ulteriori classi (classi F e H) nel caso in cui l'ammasso sia interessato da intensa deformazione tettonica. Per tali tipologie di ammasso roccioso nella definizione del GSI si sono considerate anche le tabelle di valutazione speditiva associate alla classificazione citata.

Per tenere conto del decadimento delle caratteristiche di resistenza e deformabilità al progredire delle deformazioni e al conseguente progressivo allentamento che contraddistingue gli ammassi rocciosi viene introdotto un indice di qualità residuo, GSIREs, per la cui determinazione si è adottata la seguente equazione, ricavata dagli scriventi in base a dati proposti da Hoek & Brown (1997):

$$\text{GSIREs} = 1.0958 \text{GSI} - 0.0055 \text{GSI}^2$$

Partendo dagli indici di qualità degli ammassi rocciosi (GSI e GSIREs) e dai parametri di base del materiale roccia sono poi stati determinati i parametri di resistenza di ammasso, secondo il criterio di rottura di Hoek & Brown generalizzato (Hoek et al., 2002), espresso nel piano  $\sigma_1 / \sigma_3$  dalla relazione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot (m_b \cdot \sigma_3 / \sigma_{ci} + s)^a$$

dove:

$\sigma_1$  : sforzo principale maggiore

$\sigma_3$  : sforzo principale minore

$\sigma_{ci}$  : resistenza a compressione monoassiale del materiale roccia

- $m_b$  : parametro di curvatura dell'inviluppo, dipendente dalla natura litologica e dallo stato di fratturazione dell'ammasso roccioso  
 $s$  : parametro di curvatura dell'inviluppo, dipendente dallo stato di fratturazione dell'ammasso roccioso  
 $a$  : parametro di curvatura dell'inviluppo, dipendente dallo stato di fratturazione dell'ammasso roccioso

I valori degli indici  $m_b$ ,  $s$  e  $a$  relativi agli ammassi rocciosi in condizioni di picco, ed in condizioni post-rottura, sono stati ricavati secondo le espressioni seguenti (Hoek et al., 2002):

condizioni di picco

$$m_b = m_i \exp [(GSI-100)/(28-14D)]$$
$$s = \exp [(GSI-100)/(9-3D)]$$
$$a = 1/2 + 1/6 (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

condizioni post-rottura

$$m_b = m_i \exp [(GSI_{RES}-100)/(28-14D)]$$
$$s = \exp [(GSI_{RES}-100)/(9-3D)]$$
$$a = 1/2 + 1/6 (e^{-GSI_{RES}/15} - e^{-20/3})$$

Nelle precedenti equazioni, oltre al GSI e al  $GSI_{RES}$  precedentemente definiti compaiono anche i termini  $m_i$  (parametro di curvatura dell'inviluppo di rottura triassiale del materiale roccia) e  $D$  (fattore di disturbo legato alle modalità di scavo). Si precisa che in tutti i casi esaminati il parametro  $D$  è sempre stato posto pari a 0 al fine di tenere conto nella definizione dei parametri di resistenza e deformabilità solo dei parametri intrinseci dell'ammasso roccioso, escludendo qualsiasi elemento perturbativo esterno, analogamente a quanto già indicato per le condizioni idriche.

Per quanto riguarda il parametro  $m_i$ , in assenza in questa fase di indagine di prove triassiali, i valori adottati sono stati ricavati in base a dati di letteratura in funzione della composizione litologica.

I valori di resistenza a compressione monoassiale inseriti nella classificazione e caratterizzazione degli ammassi rocciosi sono stati determinati sulla base delle prove condotte in sito con sclerometro da roccia.

Si precisa che nel caso di ammassi rocciosi caratterizzati da alternanze di litotipi più o meno competenti i parametri di resistenza del materiale roccia assunti per la classificazione e la caratterizzazione geomeccanica sono stati determinati eseguendo una media pesata dei parametri di ciascun litotipo in funzione dei relativi rapporti stratimetrici, in accordo ai più recenti orientamenti (Hoek e Marinos 2000, Hoek et al., 2002). Infatti l'utilizzo dei parametri del litotipo più competente determinerebbe una sovrastima dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso a causa della presenza degli interstrati a debole resistenza; d'altro canto l'impiego dei parametri del litotipo debole risulterebbe troppo conservativo, perlomeno fino ad un rapporto stratimetrico

limite oltre il quale l'eventuale presenza di strati competenti risulta ininfluenza, in quanto la presenza degli strati competenti comporta un significativo contributo alla resistenza globale d'ammasso.

Oltre che nel piano  $\sigma_1 / \sigma_3$ , gli involucri di rottura calcolati sono stati rappresentati anche nel piano  $\sigma/\tau$  utilizzando la soluzione originariamente sviluppata da Balmer (1952) e successivamente modificata (Hoek et al., 2002) espressa a mezzo delle seguenti equazioni:

$$\sigma_n = 0.5 (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 (\sigma_1 - \sigma_3) [(\partial\sigma_1/\partial\sigma_3 - 1)/(\partial\sigma_1/\partial\sigma_3 + 1)]$$
$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) * (\partial\sigma_1/\partial\sigma_3)^{0.5} / (\partial\sigma_1/\partial\sigma_3 + 1)$$

con

$$\partial\sigma_1/\partial\sigma_3 = 1 + a m_b (m_b \sigma_3 / \sigma_{ci} + s)^{a-1}$$

Inoltre, considerando la non linearità degli involucri di rottura calcolati, sono stati determinati i valori di angolo di resistenza al taglio e di coesione istantanei, in funzione del livello di sollecitazione agente, attraverso le equazioni:

$$\varphi_i = 90 - \arccos(2 * \tau / (\sigma_1 - \sigma_3))$$

$$c_i = \tau - \sigma_n * \tan\varphi_i$$

Oltre ai parametri dell'involucro di rottura sono state calcolate la resistenza a trazione  $\sigma_t$ , la resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_c$  e la resistenza globale  $\sigma_{cm}$  sulla base delle seguenti equazioni (Hoek et al., 2002), sia in condizioni di picco che di post-rottura:

$$\sigma_t = -s \sigma_{ci} / m_b$$

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} ((m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}) / 2(1+a)(2+a)$$

Per quanto riguarda i due valori di resistenza a compressione sopra indicati si precisa che mentre la resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_c$  rappresenta il valore di sforzo per il quale ha inizio il processo di propagazione delle fratture nell'ammasso roccioso, la resistenza globale  $\sigma_{cm}$  rappresenta la resistenza ultima il cui superamento comporta il collasso dell'ammasso roccioso (Hoek et al., 2002).

Da ultimo è stato determinato il valore del modulo di deformabilità degli ammassi rocciosi secondo la relazione proposta da Serafim e Pereira (1983) e successivamente modificata da Hoek et al. (2002):

$$E_m = (1 - D/2) 10^{(GSI-10)/40}$$

Inoltre per rocce aventi resistenza a compressione monoassiale inferiore a 100 MPa, l'equazione viene ulteriormente modificata come segue:

$$E_m = (1 - D/2)(\sigma_{ci} / 100)^{0.5} 10^{(GSI-10)/40}$$

Il modulo di deformabilità è stato determinato sia in condizioni di picco, sulla base dell'indice GSI, che in condizioni di post-rottura, a partire dai valori assunti dall'indice GSI<sub>RES</sub>, in accordo alle equazioni sopra riportate.

La classificazione e la parametrizzazione degli ammassi rocciosi oggetto dei rilievi geomeccanici, unitamente alle tabelle numeriche ed ai grafici degli involucri di rottura, sono riportati nell'**Allegato 4** alla relazione. I tratti iniziali degli involucri di rottura degli ammassi rocciosi sono stati plottati su grafici separati in modo da rappresentare in dettaglio la variazione delle caratteristiche di resistenza al taglio degli ammassi rocciosi per bassi valori di confinamento ( $\sigma_3 = 0 \div 1$  MPa).

### 2.2.2. SINTESI DEI RISULTATI

I parametri geomeccanici delle due litofacies rilevate sono mostrati nelle pagine seguenti, mentre la loro distribuzione verticale è illustrata in **Tav. 4**, dove sono state riportate 5 sezioni geologico-tecniche, di cui 3 longitudinali (**Sezioni 1, 2 e 3**) e 2 trasversali (**Sezioni 4 e 5**), la cui traccia è riportata nella planimetria geologica di cui alla **Tav. 3**.

### Piano di Brenno in facies di "Scaglia Cinerea"

Litologia	<b>Alternanze di calcari marnosi e marne calcaree grigie in strati di spessore variabile tra 2 e 15 cm e marne laminate in livelli di spessore variabile tra 1-2 cm e 6 cm</b>
-----------	--

Materiale roccia integro:

#### **Calcari marnosi**

Resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{ci} = 61 \div 75$  MPa  
 Parametro dell'involuppo di rottura (stima)  $m_i = 8$

#### **Marne**

Resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{ci} = 20 \div 27$  MPa  
 Parametro dell'involuppo di rottura (stima)  $m_i = 7$

*Ammasso roccioso:*

Rapporto calcari marnosi/marne  $= 2 \div 10$   
 Peso di volume naturale (stima)  $\gamma_N = 25.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 Percentuale in carotaggio modificata  $RQD = 0$  %  
 Rock Mass Rating intrinseco (Bieniawski)  $RMR' = 38 \div 42$   
 Classe di qualità intrinseca (Bieniawski)  $= IV$  scadente  $\div III$  discreta  
 Indice di qualità intrinseca (Barton)  $Q' = 0.13 \div 0.56$

Classe di qualità intrinseca (Barton)

= E - molto scadente

*Condizioni di picco:*

Geological Strength Index (Hoek, Kaiser e Bawden)	GSI	= 33 ÷ 37	
Parametro dell'involuppo di rottura	$m_b$	= 0.70 ÷ 0.84	
Parametro dell'involuppo di rottura s		= $5.8 \cdot 10^{-4} \div 9.1 \cdot 10^{-4}$	
Parametro dell'involuppo di rottura	a	= 0.51 ÷ 0.52	
Resistenza a trazione	$\sigma_t$	= 0.05 ÷ 0.08	MPa
Resistenza a compressione monoassiale	$\sigma_c$	= 1.19 ÷ 2.00	MPa
Resistenza globale	$\sigma_{cm}$	= 5.74 ÷ 8.53	MPa
Modulo di elasticità d'ammasso	$E_m$	= 2.83 ÷ 4.04	GPa

*Condizioni post-rottura:*

Geological Strength Index (Hoek, Kaiser e Bawden)	GSI	= 30 ÷ 33	
Parametro dell'involuppo di rottura	$m_b$	= 0.63 ÷ 0.73	
Parametro dell'involuppo di rottura s		= $4.2 \cdot 10^{-4} \div 5.8 \cdot 10^{-4}$	
Parametro dell'involuppo di rottura	a	= 0.52	
Resistenza a trazione	$\sigma_t$	= 0.04 ÷ 0.06	MPa
Resistenza a compressione monoassiale	$\sigma_c$	= 0.97 ÷ 1.54	MPa
Resistenza globale	$\sigma_{cm}$	= 5.32 ÷ 7.73	MPa
Modulo di elasticità d'ammasso	$E_m$	= 2.38 ÷ 3.21	GPa

**Piano di Brenno in facies di "Scaglia Rossa"**

Litologia	<b>Alternanze di calcari marnosi e marne calcaree rosso-violacee in strati di spessore variabile tra 3 e 10 cm e marne laminate in livelli di spessore variabile tra 1-2 cm e 25 cm</b>
-----------	---

Materiale roccia integro:

**Calcari marnosi**

Resistenza a compressione monoassiale	$\sigma_{ci}$	= 31 MPa
Parametro dell'involuppo di rottura (stima)	$m_i$	= 8

**Marne**

Resistenza a compressione monoassiale	$\sigma_{ci}$	= 16 MPa
Parametro dell'involuppo di rottura (stima)	$m_i$	= 7

*Ammasso roccioso:*

Rapporto calcari marnosi/marne		= 1
Peso di volume naturale (stima)	$\gamma_N$	= 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Percentuale in carotaggio modificata	RQD	= 0 %
Rock Mass Rating intrinseco (Bieniawski)	RMR'	= 38
Classe di qualità intrinseca (Bieniawski)		= IV scadente
Indice di qualità intrinseca (Barton)	Q'	= 0.22
Classe di qualità intrinseca (Barton)		= E - molto scadente

*Condizioni di picco:*

Geological Strength Index (Hoek, Kaiser e Bawden)	GSI	= 33	
Parametro dell'involuppo di rottura	$m_b$	= 0.69	
Parametro dell'involuppo di rottura s		= $5.8 \cdot 10^{-4}$	
Parametro dell'involuppo di rottura	a	= 0.52	
Resistenza a trazione	$\sigma_t$	= 0.02	MPa
Resistenza a compressione monoassiale	$\sigma_c$	= 0.50	MPa
Resistenza globale	$\sigma_{cm}$	= 2.42	MPa
Modulo di elasticità d'ammasso	$E_m$	= 1.83	GPa

*Condizioni post-rottura:*

Geological Strength Index (Hoek, Kaiser e Bawden)	GSI	= 30	
Parametro dell'involuppo di rottura	$m_b$	= 0.62	
Parametro dell'involuppo di rottura s		= $4.2 \cdot 10^{-4}$	
Parametro dell'involuppo di rottura	a	= 0.52	
Resistenza a trazione	$\sigma_t$	= 0.02	MPa
Resistenza a compressione monoassiale	$\sigma_c$	= 0.41	MPa
Resistenza globale	$\sigma_{cm}$	= 2.24	MPa
Modulo di elasticità d'ammasso	$E_m$	= 1.54	GPa

### 2.3 DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELL'AMMASSO ROCCIOSO DI FONDAZIONE

Come visibile nelle sezioni geologico-tecniche elaborate dagli scriventi (cfr. **Tav. 4**), tutti gli scavi di fondazione degli edifici in progetto potranno raggiungere il substrato roccioso, subaffiorante in tutta l'area in oggetto sotto uno spessore di terreno variabile tra meno di 1 m e circa 4 m. Tuttavia per le fondazioni ubicate sul lato di valle degli edifici, specialmente nella zona Sud dell'area (cfr. **Tav. 4 – Sezione 1**), dovranno essere eseguiti opportuni approfondimenti del profilo di scavo mostrato nelle sezioni, al fine di raggiungere in ogni caso la roccia di fondazione, per evitare possibili cedimenti differenziali delle strutture in progetto.

La capacità portante dell'ammasso roccioso di fondazione degli edifici residenziali in progetto è stata valutata in accordo alla metodologia proposta da Goodman (1989), sulla base delle caratteristiche geomeccaniche dell'unità costituita dal Piano di Brenno in facies di "Scaglia Rossa".

Con riferimento all'involuppo di rottura di Hoek e Brown (Hoek et. al., 2002) in condizioni post-rottura e considerando un valore di confinamento pari al valore di resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso in condizioni di picco, si ottiene un valore di capacità portante limite pari a:

$$q_{lim} = \sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} * (m_b * \sigma_3 / \sigma_{ci} + s)^a$$

Introducendo i valori numerici relativi all'ammasso in esame e cioè:

$\sigma_{ci}$  = 24 MPa  
 $m_b$  = 0.62  
 $s$  =  $4.2 * 10^{-4}$   
 $a$  = 0.52  
si ottiene quindi:

$$q_{lim} = 2.99 \text{ MPa}$$

Imponendo un coefficiente di sicurezza pari a 3 sulla capacità portante limite così determinata, come prescritto dal D.M. "11.03.88", la capacità portante ammissibile risulta pari a 1.0 MPa.

In base al modulo di deformazione dell'ammasso lapideo in condizioni post-rottura, pari a 1.54 GPa, si potranno determinare i cedimenti sotto carico delle strutture di fondazione, che comunque, per i carichi usualmente trasmessi da strutture quali quella in progetto, si possono ritenere del tutto trascurabili.

#### 2.4. VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ DELLE PARETI DELLA CAVA

L'esame visivo delle pareti di cava ha evidenziato la presenza di fenomeni di instabilità locale, con cinematismi riconducibili a ribaltamenti e a scivolamenti planari e/o a cuneo di limitate porzioni di parete (cfr. **Foto 3 e 4**).

E' stata quindi condotta una valutazione delle condizioni di stabilità delle pareti basata sulle caratteristiche geomeccaniche e strutturali degli ammassi rocciosi affioranti, mediante verifiche grafiche sulla base dell'assetto strutturale dei giunti in rapporto alla giacitura delle pareti.

Le condizioni giaciturali e geomeccaniche limite per cui possa avere luogo un fenomeno di ribaltamento, di scivolamento planare e a cuneo sono state definite sulla base delle indicazioni di Goodman (1980). In particolare, il fenomeno del ribaltamento è possibile soltanto per quei giunti i cui poli ricadono all'interno di un'area delimitata dalla proiezione di un piano avente immersione pari a quella del fronte ed inclinazione pari a quella del fronte diminuita del valore dell'angolo di resistenza al taglio dei giunti e di ampiezza pari a  $\pm 30^\circ$  rispetto alla direzione di immersione del fronte. Lo scivolamento planare invece è possibile per quei giunti che hanno un'inclinazione inferiore a quella del fronte e superiore al valore dell'angolo di resistenza al taglio dei giunti (rappresentato dal cono d'attrito riferito ai poli) e che hanno un'orientazione tale da ricadere all'interno dell'area di possibile affioramento sul fronte. Infine, lo scivolamento a cuneo è possibile per quei giunti la cui intersezione ricade all'interno di un'area compresa tra la proiezione del fronte e il valore dell'angolo di resistenza al taglio dei giunti (rappresentato dal cono d'attrito riferito ai piani).

I risultati delle verifiche, riportate negli **Allegati 5, 6 e 7** evidenziano per la parete Nordest possibili ribaltamenti e scivolamenti planari lungo il set 2, per la parete Est ribaltamenti per i set 2 e 3, scivolamenti planari per il set 4 e scivolamenti a cuneo per i set 2 e 4, per la parete Sud scivolamenti planari lungo il set 3.

La probabilità di rottura nel caso del ribaltamento e dello scivolamento planare, in tutti i casi analizzati, è stata calcolata considerando la porzione di area di ogni singolo set (che definisce la variabilità statistica del parametro giacitura) che ricade all'interno delle diverse aree di instabilità individuate.

Nella tabella seguente sono stati riassunti i risultati di tali verifiche:

Parete	Giacitura fronte	Set	tipologia di rottura	probabilità di rottura
Nordest	205/80	2	ribaltamento	0.30
Nordest	205/80	2	scivolamento planare	0.16
Est	260/70	2	ribaltamento	0.09
Est	260/70	3	ribaltamento	0.06
Est	260/70	4	scivolamento planare	0.45
Sud	345/75	3	scivolamento planare	0.32

Per quanto riguarda le dimensioni dei blocchi lapidei coinvolti nei singoli fenomeni di rottura, se da un lato i valori medi delle spaziature dei giunti darebbero luogo a volumi di pochi dm<sup>3</sup>, dall'altro l'osservazione diretta delle pareti della cava mette in luce la presenza di volumi anche di parecchi m<sup>3</sup> in condizioni di precaria stabilità, soprattutto sulle pareti Nordest ed Est, dove sono stati osservati diedri di roccia stratificata di diversi metri di altezza parzialmente sbloccati dal fronte (cfr. **Foto 3 e 4**).

La probabilità di rottura nel caso dello scivolamento a cuneo individuato sulla parete Est per i set 2 e 4, è stata determinata con una analisi di stabilità all'equilibrio limite di tipo probabilistico, utilizzando un programma di calcolo automatico in grado di determinare la resistenza al taglio mobilizzabile lungo i giunti in funzione dello stato tensionale agente e facendo variare statisticamente non solo i parametri geomeccanici di resistenza dei giunti ma anche la giacitura dei giunti e della parete.

In particolare per la determinazione della resistenza al taglio disponibile lungo il giunto considerato è stata impiegata l'equazione empirica di Barton:

$$\tau = \sigma_n * \tan [\varphi_b + JRC * \text{Log} (JCS/\sigma_n)]$$

dove :

$\tau$  = resistenza al taglio lungo il giunto

$\varphi_b$  = angolo d'attrito di base, assunto pari a 30° per le rocce in esame

JRC = coefficiente di rugosità del giunto

JCS = resistenza a compressione monoassiale delle pareti del giunto

$\sigma_n$  = sforzo normale agente sul giunto

La verifica, condotta effettuando 100 estrazioni casuali dei parametri geomeccanici e giaciture, ha consentito di determinare una probabilità statistica di rottura, sul totale delle simulazioni effettuate, pari a 0.87.

## 2.5 ANALISI NUMERICHE DI SCENDIMENTO MASSI

### 2.5.1 IMPOSTAZIONE METODOLOGICA

Il fenomeno di scendimento massi è caratterizzato da elevata complessità e caoticità, in quanto a variazioni anche minime nelle condizioni iniziali corrispondono grandi variazioni nei risultati finali, a causa della variabilità e della assenza di linearità delle leggi e dei parametri che lo governano. Risulta quindi evidente come non sia matematicamente possibile prevedere il percorso esatto di un preciso blocco lungo una determinata sezione di scendimento, ma che sia necessario affrontare il problema con un approccio di tipo statistico, simulando lo scendimento di diverse centinaia di blocchi, variando i parametri che governano il fenomeno in modo casuale, in modo da riprodurre compiutamente l'intero campo di variabilità naturale e di tenere conto dell'elevato grado di aleatorietà inevitabilmente connesso al fenomeno.

Tutte le verifiche condotte sono state eseguite a mezzo del codice di calcolo RocFall (1998-2002 Rocscience Inc.) che consente un approccio probabilistico al fenomeno.

I coefficienti di restituzione normale e tangenziale che governano la restituzione di energia ad ogni impatto, e l'angolo di attrito dinamico alla rototraslazione che governa il fenomeno nei tratti di rotolamento equivalente, sono stati assunti sulla base delle caratteristiche locali del pendio secondo le indicazioni di Hoek (1987).

In base alla natura del substrato su cui avviene il fenomeno il pendio sottostante la zona di distacco è stato suddiviso in diverse zone geomeccaniche omogenee caratterizzate dai seguenti parametri cinematici:

- Rn = coefficiente di restituzione normale
- Rt = coefficiente di restituzione tangenziale
- $\delta_r$  = angolo di attrito dinamico alla rototraslazione equivalente

Per tener conto della diminuzione del coefficiente di restituzione normale all'aumentare della velocità di impatto conseguente a fenomeni di scoppio in caso di urti su roccia affiorante o subaffiorante ed a fenomeni di punzonamento ed aratura in casi di urti su substrato deformabile il coefficiente Rn è stato scalato in funzione della velocità all'impatto secondo la seguente espressione (Habib 1976):

$$Rn_s = Rn / (1 + (V_{imp}/9.14)^2)$$

In tutte le simulazioni effettuate il blocco è stato considerato di forma sferica avente raggio R pari ai valori massimi osservati in sito e sono stati considerati gli effetti dovuti alla rotazione del blocco calcolandone il momento di inerzia I secondo l'espressione:

$$I = 2MR^2/5$$

con M = massa del blocco

Le simulazioni sono state effettuate assegnando ai blocchi in moto una velocità iniziale pari a 0.1 m/s e posizionando i punti di distacco in corrispondenza del margine superiore della parete rocciosa.

In genere la simulazione prevede una fase iniziale di caduta libera in cui la componente verticale della velocità viene incrementata gradualmente fino all'intersezione con la superficie topografica (punto di impatto) per effetto dell'accelerazione gravitazionale secondo la seguente equazione:

$$V_y = V_{y0} + gt$$

dove

- $V_y$  = componente verticale finale della velocità
- $V_{y0}$  = componente verticale iniziale della velocità
- $g$  = accelerazione di gravità
- $t$  = intervallo di tempo dal distacco all'impatto

In corrispondenza del punto di impatto, determinato dall'intersezione tra la traiettoria balistica assunta dal blocco in volo e la superficie topografica, vengono determinate le componenti di velocità incidente normale e tangenziale al pendio secondo le equazioni:

$$\begin{aligned}V_{ni} &= V_y \cos \alpha - V_x \sin \alpha \\V_{ti} &= V_y \sin \alpha + V_x \cos \alpha\end{aligned}$$

dove

- $V_{ni}$  = componente normale della velocità di impatto
- $V_{ti}$  = componente tangenziale della velocità di impatto
- $V_y$  = componente verticale della velocità di impatto
- $V_x$  = componente orizzontale della velocità di impatto
- $\alpha$  = angolo di incidenza all'impatto calcolato tenendo conto della inclinazione della superficie topografica e della relativa rugosità.

Successivamente vengono determinate le componenti normale e tangenziale della velocità di uscita dall'urto attraverso le seguenti equazioni:

$$\begin{aligned}V_{no} &= V_{ni} Rn_s \\V_{to} &= [(R(2I\omega_i^2 + M V_{ti}^2) * F_1 * F_2) / (I + MR^2)]^{0.5}\end{aligned}$$

dove

- $V_{no}$  = componente normale della velocità post-impatto
- $V_{to}$  = componente tangenziale della velocità post-impatto
- $Rn_s$  = coefficiente di restituzione normale scalato in funzione della velocità di impatto
- $R$  = raggio del blocco

- M = massa del blocco  
I = momento di inerzia del blocco  
 $\omega_i$  = velocità rotazionale all'impatto  
F<sub>1</sub> = funzione di attrito  
F<sub>2</sub> = fattore scala

La funzione d'attrito ed il fattore scala sono calcolati a mezzo delle seguenti equazioni:

$$F_1 = Rt + [(1 - Rt) / (((V_{ti} - \omega_i R) / 6.1)^2) + 1.2]$$
$$F_2 = Rt / [(V_{ni} / (76.2 * Rn)^2) + 1]$$

Viene poi determinata la velocità angolare in uscita dall'urto in base all'equazione:

$$\omega_o = V_{to} / R$$

Successivamente vengono ricalcolate le componenti verticale ed orizzontale della velocità in uscita dall'urto e la velocità traslazionale risultante secondo le equazioni:

$$V_{xo} = V_{no} \sin \alpha + V_{to} \cos \alpha$$
$$V_{yo} = V_{to} \sin \alpha - V_{no} \cos \alpha$$
$$V = (V_{xo}^2 + V_{yo}^2)^{0.5}$$

Al termine della fase di calcolo relativa a ciascun impatto viene condotto un confronto tra la velocità risultante in un uscita dall'urto ed un valore di soglia, assunto pari a 0.1 m/s; nel caso in cui la velocità in uscita dall'urto sia superiore a tale valore di soglia il calcolo prosegue con una successiva parabola e con la determinazione di un nuovo impatto, altrimenti si passa ad una fase di rotolamento equivalente governato dalla seguente equazione:

$$V_e = (V_o^2 - 2Sgk)^{0.5}$$

- dove
- V<sub>e</sub> = velocità in uscita dal segmento considerato
  - V<sub>o</sub> = velocità iniziale tangente al segmento considerato
  - S = lunghezza del segmento considerato
  - g = accelerazione di gravità
  - k =  $\pm \sin i - \cos i * \tan \delta_r$
  - i = inclinazione del segmento considerato
  - $\delta_r$  = angolo di attrito dinamico alla rototraslazione

Nel caso in cui il valore sotto radice nella precedente equazione risulti negativo il blocco si arresta all'interno del segmento considerato; in tal caso viene determinato il punto di arresto ponendo V<sub>e</sub> = 0 e risolvendo la precedente equazione rispetto ad S, ottenendo in tal modo la distanza percorsa sul segmento considerato.

Sulla base dei valori di velocità traslazionale e rotazionale, di massa e momento di inerzia del blocco viene infine determinata l'energia cinetica totale associata al blocco in moto sulla base dell'equazione:

$$E = 0.5 M V^2 + 0.5 I \omega^2$$

Al termine delle simulazioni effettuate considerando 1000 scendimenti per ciascuna sezione di verifica è possibile disporre della distribuzione dei punti di arresto e degli involuppi delle seguenti grandezze:

- Altezze di rimbalzo
- Velocità traslazionale
- Velocità rotazionale
- Energia cinetica totale

L'analisi di tali grafici consente una oculata scelta della migliore posizione per le eventuali opere di difesa passiva nonché la determinazione delle loro resistenze minime in termini di energia assorbibile.

#### 2.4.2. SIMULAZIONE NUMERICA DI SCENDIMENTO MASSI

In base alle caratteristiche morfologiche e geomeccaniche della parete di cava, è stata scelta come sezione significativa ai fini della simulazione numerica di scendimento massi la sezione 2 di progetto, la cui interpretazione geologica nelle condizioni geometriche attuali è mostrata in **Tav. 4**. Per la simulazione è stata considerata la geometria del vallo paramassi come risulta dagli elaborati progettuali: in particolare in questa sezione l'ampiezza del vallo risulta di circa 4 m alla base e di circa 12 m in sommità (distanza tra la parete e la sommità del rilevato), con una profondità di circa 4 m.

Di seguito si riportano i parametri attribuiti alle due zone geomeccaniche in cui è stata suddivisa la sezione in esame:

##### Roccia affiorante (parete di cava)

$$R_n = 0.70 \pm 0.05$$

$$R_t = 0.90 \pm 0.05$$

$$\delta_r = 22 \pm 2$$

##### Terreno di riporto (riempimento in progetto sagomato a vallo paramassi)

$$R_n = 0.30 \pm 0.05$$

$$R_t = 0.60 \pm 0.05$$

$$\delta_r = 35 \pm 2$$

Inoltre, per tenere conto delle irregolarità della parete, caratterizzata nella realtà dalla presenza di piccole cenge o anche tetti, è stata considerata anche una certa variabilità statistica ( $\pm 0.2$  m) nella posizione dei punti che descrivono la parete stessa, in modo da rappresentare tali irregolarità morfologiche.

Le dimensioni del blocco utilizzato nelle analisi di scendimento massi è pari a  $0.2 \text{ m}^3$ , corrispondente alle dimensioni massime osservate in sito nel detrito alla base della parete.

Sono così state analizzate 1000 cadute del blocco in esame, facendo variare in modo casuale i valori dei parametri geomeccanici all'interno degli intervalli statistici riportati sopra.

L'esame dei risultati delle analisi condotte (cfr. **Allegato 8**) mostra che il moto avviene principalmente per caduta libera e rimbalzo sulla parete rocciosa e che le energie in gioco vengono completamente smorzate nell'impatto con il detrito alla base della parete. L'analisi della distribuzione dei punti di arresto inoltre permette di verificare che in nessun caso il blocco supera il vallo progettato.

### **3. STUDIO IDRAULICO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI.**

Lo studio idraulico, che rientra nell'ambito di una serie di attività di supporto alla progettazione, è stato finalizzato al:

- dimensionamento dei sistemi di regimazione delle acque superficiali, in funzione del futuro assetto morfologico delle aree di ex cava.
- dimensionamento di massima del sistema di smaltimento delle acque reflue, per tutte le tipologie di scarico (nere, bianche di prima pioggia, seconda pioggia, tetti e coperture, parcheggi, etc.), sulla base delle capacità delle reti comunali esistenti e della capacità disperdente del sottosuolo.

Gli obiettivi di progetto sono stati perseguiti sviluppando una serie di attività:

- determinazione degli afflussi meteorici nella zona e dei dati idrometrici e/o di livello delle eventuali acque superficiali ricadenti nelle immediate adiacenze dell'area in esame;
- quantificazione dei deflussi superficiali e dei volumi idrici che possono interessare l'area in esame nelle condizioni estreme di eventi intensi e con tempi di ritorno adeguati;
- proposte tecniche per il controllo e la gestione delle acque meteoriche e relazioni con il recapito finale, con particolare attenzione alla rete fognaria.

In particolare, le operazioni conoscitive preliminari ed indagini di campo consistono nella determinazione di alcuni elementi da riferire sia alla situazione attuale sia alla configurazione in progetto. Più in particolare tali operazioni definiscono:

- situazione attuale:
  1. caratteristiche della rete di fognatura esterna (tipologia, diametri, materiali, lunghezza);
  2. indicazione dei problemi di deflusso delle acque nei collettori fognari esterni, soprattutto in corrispondenza di eventi meteorici intensi;
  3. rilievo planoaltimetrico attuale.
- situazione in progetto:
  4. caratteristiche delle reti interne (fognatura nera, fognatura bianca, collegamento prima pioggia-collettore nero) comprensive di lunghezza, diametri, materiali;
  5. caratteristiche degli eventuali dispositivi previsti (vasca di prima pioggia, pozzi disperdenti, ecc.) comprensive di geometria e portate/volumi;
  6. numero previsto di abitanti e di unità abitative;
  7. esatta definizione d'uso delle aree come da previsioni di progetto con le relative disposizioni planimetriche ed altimetriche;
  8. ampiezze delle superfici, considerando la metratura di coperture, aiuole e verde, pavimentazione stradale e piazzali di manovra, nella configurazione futura di progetto.

Una volta raccolta una serie di informazioni e dati relativi alla situazione esistente ed a quella prevista dal progetto, si è passati allo studio idraulico, avente come finalità la definizione di linee guida di progetto per il controllo e la gestione delle acque meteoriche, in accordo con i vincoli di legge e le eventuali prescrizioni degli organi tecnici di controllo territorialmente competenti.

### 3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il riferimento normativo principale sulla gestione e la tutela delle acque è ovviamente costituito dal D.Lgs. n.152 dell'11 maggio 1999 *“Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole”* con le integrazioni contenute nel D.Lgs. n.258 del 18 agosto 2000 *“Disposizioni correttive e integrative del D.Lgs 11 maggio 1999 n.152 in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, a norma dell'art. 1 comma 4 della legge 24 aprile 1998 n.128”*.

Al fine di tutelare e risanare le acque superficiali e sotterranee, il decreto 152/99 individua gli obiettivi minimi di qualità ambientale per i corpi idrici da garantirsi per tutto il territorio nazionale (acque a specifica destinazione funzionale: acque dolci superficiali destinate alla produzione di acqua potabile; acque destinate alla balneazione; acque dolci che richiedono protezione e miglioramento per essere idonee alla vita dei pesci; acque destinate alla vita dei molluschi).

L'obiettivo di qualità ambientale è definito in funzione della capacità dei corpi idrici di mantenere i processi naturali di autodepurazione e di supportare comunità animali e vegetali ampie e ben diversificate, mentre l'obiettivo di qualità per specifica destinazione individua lo stato dei corpi idrici idoneo ad una particolare utilizzazione da parte dell'uomo, alla vita dei pesci e dei molluschi.

Inoltre, la normativa impone il rispetto della Tab. 3 dell'Allegato 5 del D.Lgs. 152/99 per i limiti allo scarico in fognatura. Su tali limiti si può derogare in accordo con il Gestore dell'impianto finale di trattamento su qualsiasi parametro, fatta eccezione per quelli contenuti nella Tab. 5 del medesimo allegato (Tab. 3.1).

**Tab. 3.1** – Sostanze per le quali non possono essere adottati da parte delle regioni o da parte del Gestore della fognatura limiti meno restrittivi di quelli indicati in tabella 3 per lo scarico in acque superficiali e per lo scarico in fognatura (tratto dal D.Lgs. n. 152/1999)

<b>n.</b>	<b>Parametro</b>
1	Arsenico
2	Cadmio
3	Cromo totale
4	Cromo esavalente
5	Mercurio
6	Nichel
7	Piombo
8	Rame
9	Selenio
10	Zinco
11	Fenoli non di tipo naturale (esempio cloro fenoli)
12	Idrocarburi totali
13	Composti organici aromatici
14	Composti organici azotati pericolosi e non naturali (esempio Ammine aromatiche, Acrilonitrile, Acrilammide, Piridina)
15	Composti organici alogenati (compresi i pesticidi clorurati)
16	Pesticidi fosforati
17	Componenti organici dello stagno
18	Sostanze di cui è provato il potere cancerogeno

E' utile riportare un estratto sui limiti di scarico in fognatura (che nel caso in esame vale per gli scarichi domestici e meteorici, ovvero urbani, e per le acque di prima pioggia cadute su coperture, strade e parcheggi del complesso) contenuti nella Tab. 3 dell'Allegato 5 del D.Lgs. 152/99, mentre per le acque di pioggia che vengono disperse nel suolo mediante i pozzi disperdenti è bene riferirsi ai limiti imposti dalla Tab. 4 dell'Allegato 5 del D.Lgs. 152/99.

Dal punto di vista tecnico, una serie di prescrizioni sono infine imposte dal P.R.R.A.. Tali vincoli verranno illustrati durante lo sviluppo della presente relazione.

**Tab. 3.2** – Valori limite di emissione in acque superficiali ed in fognatura (estratto dalla Tabella 3, Allegato 5, D.Lgs. n. 152/1999)

Sostanze	Unità di misura	Valori limite di emissione in acque superficiali	Valori limite di emissione in pubblica fognatura
1. pH	--	5,5 ÷ 9,5	5,5 ÷ 9,5
5. materiali grossolani	--	assenti	assenti
6. solidi sospesi totali	mg l <sup>-1</sup>	80	200
7. BOD <sub>5</sub>	mg l <sup>-1</sup>	40	250
8. COD	mg l <sup>-1</sup>	160	500
9. alluminio	mg l <sup>-1</sup>	1	2
13. cadmio	mg l <sup>-1</sup>	0,02	0,02
20. piombo	mg l <sup>-1</sup>	0,2	0,3
27. solfuri (come S)	mg l <sup>-1</sup>	1	2
29. solfati (come SO <sub>3</sub> )	mg l <sup>-1</sup>	1.000	1.000
30. cloruri	mg l <sup>-1</sup>	1.200	1.200
32. fosforo totale	mg l <sup>-1</sup>	10	10
33. azoto ammoniacale (come NH <sub>4</sub> )	mg l <sup>-1</sup>	15	30
34. azoto nitroso (come N)	mg l <sup>-1</sup>	0,6	0,6
35. azoto nitrico (come N)	mg l <sup>-1</sup>	20	30
37. idrocarburi totali	mg l <sup>-1</sup>	5	10
42. tensioattivi totali	mg l <sup>-1</sup>	2	4

**Tab. 3.3** – Valori limite di emissione nel suolo (estratto dalla Tabella 4, Allegato 5, D.Lgs. n. 152/1999)

Sostanze	Unità di misura	Valori limite di emissione per lo scarico nel suolo
1. pH	--	6 ÷ 8
3. materiali grossolani	--	assenti
4. solidi sospesi totali	mg l <sup>-1</sup>	25
5. BOD <sub>5</sub>	mg l <sup>-1</sup>	20
6. COD	mg l <sup>-1</sup>	100
7. azoto totale (come N)	mg l <sup>-1</sup>	15
8. azoto ammoniacale (come NH <sub>4</sub> )	mg l <sup>-1</sup>	5
9. fosforo totale	mg l <sup>-1</sup>	2
10. tensioattivi totali	mg l <sup>-1</sup>	0,5
11. alluminio	mg l <sup>-1</sup>	1
13. cromo totale	mg l <sup>-1</sup>	1
21. piombo	mg l <sup>-1</sup>	0,1
22. rame	mg l <sup>-1</sup>	0,1
26. zinco	mg l <sup>-1</sup>	0,5
27. solfuri (come S)	mg l <sup>-1</sup>	0,5
28. solfati (come SO <sub>3</sub> )	mg l <sup>-1</sup>	500
31. cloruri	mg l <sup>-1</sup>	100
32. fluoruri (come F)	mg l <sup>-1</sup>	1
33. aldeidi totali	mg l <sup>-1</sup>	0,5
37. pesticidi fosforati	mg l <sup>-1</sup>	0,01

Per quanto riguarda l'articolato, alcuni punti di particolare interesse per il caso in esame, sono i seguenti:

- art. 28, comma 1: tutti gli scarichi sono disciplinati in funzione del rispetto degli obiettivi di qualità dei corpi idrici e devono comunque rispettare i valori limite di emissione previsti nell'Allegato 5;
- art. 28, comma 2: ai fini di cui al comma 1, le regioni, nell'esercizio della loro autonomia, tenendo conto dei carichi massimi ammissibili, delle migliori tecniche disponibili, definiscono i valori limite di emissione, diversi da quelli di cui all'Allegato 5, sia in concentrazione massima ammissibile sia in quantità massima per unità di tempo in ordine ad ogni sostanza inquinante e per gruppi o famiglie di sostanze affini. Per le sostanze indicate in allegato 5, nelle tabelle 1 (acque reflue urbane in acque superficiali), 2 (acque reflue urbane in acque superficiali ricadenti in aree sensibili), 3/A (cicli produttivi), 3 e 4 (per le sostanze indicate nella tabella 5 del medesimo allegato), le regioni non possono stabilire valori limite meno restrittivi di quelli fissati nel medesimo allegato 5;
- art. 45, comma 1: tutti gli scarichi devono essere preventivamente autorizzati;

- art. 45, comma 2: l'autorizzazione è rilasciata al titolare dell'attività da cui origina lo scarico;
- art. 45, comma 3: il regime autorizzatorio di acque reflue domestiche e di reti fognarie, servite o meno da impianti di depurazione delle acque reflue urbane, è definito dalle regioni nell'ambito della disciplina di cui all'art. 28, commi 1 e 2;
- art. 45, comma 4: in deroga al comma 1 gli scarichi di acque reflue domestiche in reti fognarie sono sempre ammessi nell'osservanza dei regolamenti fissati dal gestore del servizio idrico integrato. Per gli insediamenti le cui acque reflue non recapitano in reti fognarie il rilascio della concessione edilizia è comprensiva dell'autorizzazione allo scarico;
- art. 45, comma 6: salvo diversa disciplina regionale, la domanda di autorizzazione è presentata alla Provincia ovvero al Comune se lo scarico è in pubblica fognatura. L'autorità competente provvede entro novanta giorni dalla ricezione della domanda;
- art. 45, comma 7: salvo quanto previsto dal D.Lgs n. 372/99, l'autorizzazione è valida per quattro anni dal momento del rilascio. Un anno prima della scadenza ne deve essere richiesto il rinnovo. Lo scarico può essere provvisoriamente mantenuto in funzione nel rispetto delle prescrizioni contenute nella precedente autorizzazione, fino all'adozione di un nuovo provvedimento, se la domanda di rinnovo è stata tempestivamente presentata. Per gli scarichi contenenti sostanze pericolose di cui all'art. 34, il rinnovo deve essere concesso in modo espresso entro e non oltre sei mesi dalla data di scadenza.

## **3.2 DESCRIZIONE DELLA SITUAZIONE ATTUALE E DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI**

### 3.2.1 DESCRIZIONE DELL'AREA IN ESAME

L'area di indagine risulta occupata dagli impianti per la lavorazione della marna da cemento e dalla ex cava che serviva ad alimentare la cemeniera stessa.

Tutta l'area è oggetto di Piano di recupero e ricade in buona parte all'interno dei confini del Parco Adda Nord alle pendici del Monte Robbio.

Non si segnala nelle immediate adiacenze la presenza di corpi idrici superficiali significativi, mentre il fiume Adda scorre ad Est, oltre il Monte Robbio a circa 1,2 km dall'area in esame.

Da un punto di vista morfologico l'area degli impianti si pone su un pendio terrazzato avente dislivelli di circa 23 m, mentre l'area di cava si presenta come un piazzale suborizzontale di forma circolare delimitato da pareti subverticali con dislivelli dell'ordine di 30 m.

### 3.2.2 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

Il progetto del Piano di recupero “La Cementifera”, prevede l’abbattimento del corpo di fabbrica principale, la ristrutturazione di due edifici esistenti e la riconversione dell’area a zona residenziale con accesso dalla via XXV Aprile.

L’intervento in progetto si può suddividere in due parti tra loro interconnesse:

- *realizzazione di nuovi edifici ad uso residenziale nell’area degli ex impianti produttivi*
- *sistemazione e messa in sicurezza delle scarpate di cava.*

*Nell’ambito del progetto dei nuovi edifici residenziali è prevista la realizzazione di fognature separate, linea bianca e linea nera, con recapito nella rete di collettamento comunale, la cui gestione è consorziale con altri comuni limitrofi. Il consorzio ha sede a Verderio Superiore, mentre l’impianto di depurazione nel quale affluiscono gli scarichi da trattare è localizzato a Verderio Inferiore.*

Per quanto riguarda la rete di collettamento comunale su cui dovrebbe innestarsi la fognatura proveniente dal complesso residenziale in esame, questa ha uno dei tratti principali in via S. Francesco, mentre non ci sono rami in via XXV Aprile. Da informazioni avute dai tecnici dell’Ufficio Tecnico del Comune di Robbiate, il diametro del tratto transitante per via S. Francesco è  $\phi 600$  che a valle viene allargato ad  $\phi 800$ .

Quindi il tratto di interesse è  $\phi 600$ . Risulta che in diversi punti la rete comunale abbia avuto qualche problema in occasione di eventi meteorici intensi, anche se questi disservizi sono decisamente diminuiti a seguito di specifici interventi di manutenzione e riammodernamento. La rete comunale è mista.

Come detto in precedenza, lo scarico in fognatura è tenuto al rispetto dei limiti di legge definiti dal D.Lgs. n. 152/1999 (con le recenti integrazioni del D.Lgs. n. 258/00) ovvero dei limiti fissati dall’ente gestore dell’impianto consortile di Verderio Inferiore. Nel caso in oggetto il complesso residenziale sarà collegato alla fognatura pubblica, e non risultano esserci vincoli particolari allo scarico imposti dal gestore dell’impianto di trattamento, a parte quelli sanciti dalla normativa vigente.

L’impianto di depurazione consortile è di tipo biologico. Come tale, le condizioni più critiche nella sua gestione si possono avere nella stagione invernale quando, in corrispondenza di temperature del liquame particolarmente basse (anche inferiori a 12 °C) può accadere che i processi biologici siano rallentati notevolmente, con rendimenti depurativi conseguenti bassi, soprattutto per quanto attiene alla nitrificazione, particolarmente sensibile alle basse temperature.

Per contro, alle basse temperature si ha una maggiore solubilità dell’ossigeno in acqua. Analogamente può essere un problema lo scarico in fognatura di reflui molto diluiti (per esempio le acque di pioggia) con un carico organico basso, che potrebbe creare qualche problema al buon funzionamento dell’impianto biologico finale.

Si rimanda al successivo par. 4.3 per la trattazione del progetto di regimazione delle acque all’interno delle aree di ex cava.

### 3.2.3 ASPETTI URBANISTICI

Il progetto prevede che il complesso residenziale sia costituito all'incirca da 40 unità abitative con un'estensione media di 120 m<sup>2</sup>.

Prevalentemente le superfici scoperte saranno attrezzate a verde, mentre i garage saranno prevalentemente sotterranei.

Non ci saranno attività artigianali e/o commerciali, mentre per l'area di cava sono previsti il rimodellamento morfologico del fondo mediante riporti di materiali inerti, fino a raggiungere quote funzionali allo smaltimento delle acque meteoriche, al riassetto complessivo per la fruizione oltre che per la messa in sicurezza delle pareti rocciose. Queste saranno oggetto di particolari interventi atti ad eliminare rischi connessi con lo scoscendimento dei materiali, soprattutto in funzione della fruibilità del sito prevista anche a fini didattici, per la presenza di elementi di interesse geologico.

### **3.3 ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI PLUVIOMETRICI**

Oggetto di questo capitolo è l'acquisizione ed elaborazione dei dati pluviometrici per la definizione dei valori di portata di riferimento nella rete di collettamento delle acque meteoriche del nuovo complesso residenziale in progetto.

Ai fini di poter fornire valutazioni attendibili a medio e lungo termine (tempi di ritorno di eventi pluviometrici di 10, 30 e 100 anni), è stata completata la raccolta dati presso una serie di stazioni pluviometriche, fra cui Asso e Como. Di fatto la prima sembra essere più utile per gli scopi di questo studio.

L'area in esame è comunque caratterizzata da un numero medio di 8 giorni piovosi al mese e 100 giorni piovosi all'anno, con valori massimi mensili dell'ordine di 1.100 mm fino a 3.850 mm annuali.

In particolare nell'area si è registrato un regime pluviometrico medio illustrato nella tabella seguente.

**Tab. 3.4** – Valori estremi mensili assoluti e medi

Mese	Media mensile [mm]	Massimi mensili [mm]	Minime mensili [mm]
Gennaio	65	254	0

Febbraio	74	325	0
Marzo	113	380	0
Aprile	179	1.100	0
Maggio	214	580	15
Giugno	176	357	25
Luglio	145	293	31
Agosto	178	486	14
Settembre	157	515	26
Ottobre	194	640	10
Novembre	176	632	24
Dicembre	88	281	0
Anno	1.725		

Nella tabella seguente sono riportati a titolo esemplificativo i dati relativi ad eventi meteorici di massima intensità di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore, dal 1951 sino al 1971.

**Tab. 3.5** – Precipitazioni di breve durata e massima intensità

Precipitazioni di breve durata e massima intensità					
[mm]					
anno	ore				
	1	3	6	12	24
1951	71	76	78	127	193
1952	27	33	38	48	124
1953	11	68	79	83	105
1954	22	37	56	81	95
1955	58	63	67	90	114
1956	39	52	66	83	112
1957	31	40	62	92	130
1958	28	50	95	105	108
1959	24	32	65	103	160
1960	47	59	78	101	152
1961	44	52	55	64	89
1962	30	32	46	69	105
1963	39	51	65	84	111
1964	67	67	69	70	93
1965	37	59	94	111	141
1966	43	59	62	66	93
1967	42	43	48	61	92
1968	43	53	62	64	91
1969	24	28	32	44	58
1970	45	82	101	142	145
1971	42	43	47	71	78

Sulla base dei dati disponibili sono state calcolate le seguenti curve di possibilità climatica:

T = 10 anni	$h \text{ (mm)} = 53,02 \times t^{0,289}$
T = 30 anni	$h \text{ (mm)} = 64,12 \times t^{0,288}$
T = 100 anni	$h \text{ (mm)} = 76,70 \times t^{0,287}$

La serie storica disponibile consente di fare valutazioni statisticamente attendibili per eventi meteorici con periodi di ritorno al massimo di 30 anni; eventuali dati estrapolati per tempi di ritorno superiori, sono suffragati da un numero di dati insufficiente e possono quindi essere soggetti ad errori anche significativi.

In ogni caso trattandosi di fognature, in accordo con il Piano Regionale di Risanamento delle Acque (P.R.R.A.) il tempo di ritorno da utilizzare è 10 anni, per cui la serie storica disponibile risulta assolutamente sufficiente per gli scopi di questo studio.

Le curve di possibilità pluviometrica si ottengono interpolando i punti  $h, t$  relativi ad un certo tempo di ritorno. In particolare per ogni durata di pioggia (1, 3, 6, 12, 24 ore),  $h$  si calcola come:

$h = \beta - 1/\alpha \ln(-\ln((T-1)/T))$ , dove  $T$  = tempo di ritorno;

$\beta = h - 0.45 S$ , dove  $h$  = media della serie storica;

$\alpha = 1.283 / S$ , dove  $S$  = scarto quadratico medio.

Si ottengono così 5 punti( $h, t$ ) per ogni tempo di ritorno.

Riportando tali punti su un grafico bilogarithmico, è possibile interpolarli, con il metodo dei minimi quadrati, ricavando così i parametri tipici della curva di possibilità climatica, espressi dalla relazione:

$\log h = \log a + n \log t$ , e quindi  $h = at^n$

Assegnando quindi il voluto tempo di ritorno, si sono calcolati i valori di  $h_i$ , determinando così per interpolazione  $a$  e  $n$  si ottengono le curve prima dette, adottate comunemente nella progettazione delle reti fognarie.

A questo proposito è utile ricordare che lo studio delle piogge intense in una zona si concretizza proprio nella determinazione delle curve di possibilità pluviometrica che esprimono il legame fra l'altezza di pioggia che cade nella località considerata e la sua durata, per un assegnato valore del tempo di ritorno. E' opportuno inoltre sottolineare che con il termine altezza di precipitazione in un generico punto della superficie terrestre si indica l'altezza della lama d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie perfettamente orizzontale ed impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) ed in assenza di perdite.

### **3.4 CALCOLO DELLE PORTATE DA GESTIRE IN SEGUITO ALLA REALIZZAZIONE DEL PROGETTO**

#### 3.4.1 SCELTE GENERALI DI GESTIONE DEI FLUSSI

La fattibilità generale ed il dimensionamento preliminare della rete fognaria interna del complesso residenziale in progetto è stato condotto sulla base dei criteri guida dettati dal Piano di Risanamento delle acque della Regione Lombardia.

In osservanza alle indicazioni regionali è stata pertanto prevista, a servizio dell'insediamento, l'adozione di reti fognarie di tipo separato.

Possono essere definiti diversi flussi di acque di scarico:

- acque di pioggia cadute su strade e piazzali;
- acque di pioggia cadute sulle coperture e tetti e raccolte tramite pluviali;
- acque reflue prodotte dagli scarichi degli edifici (reflui domestici, definibili nel complesso come urbani).

Di fatto non sono definiti flussi alternativi a quelli sopra elencati.

Nel caso di un complesso residenziale come quello in esame, è chiaro che la possibilità di collegarsi alla rete nera urbana di fognatura è unicamente vincolata alla concessione edilizia che rappresenta e contiene anche l'autorizzazione allo scarico ai sensi del D.Lgs. n. 152/99.

Tornando alle soluzioni di base progettuali, va detto che la logica individuata per la gestione delle acque prevede:

- acque di prima pioggia cadute su strade e piazzali ed acque reflue domestiche alla fognatura nera;
- acque di pioggia eccedenti le prime e tutte quelle cadute su coperture e tetti, ai pozzi disperdenti.

In dettaglio nei paragrafi seguenti vengono definiti i singoli flussi, mentre nella **Tav. 9** sono illustrate le varie linee di fognatura interna, il collegamento alla rete mista comunale ed i dispositivi previsti (pozzi perdenti e vasca di prima pioggia).

Da rilevare che il percorso della fognatura separata segue quello stradale interno all'area oggetto di piano di recupero, con la nota che naturalmente ai pozzetti testa della parte più bassa altimetricamente (lato Ovest del complesso) deve essere assegnato un sollevamento per riallinearsi al tratto principale. Altra nota riguarda la doppia rete di acque bianche: una dedicata al collettamento delle acque meteoriche cadute su strade, parcheggi e piazzali e l'altra dedicata a raccogliere i contributi raccolti dai pluviali delle coperture. Quest'ultima linea dovrebbe correre in fregio agli edifici. Si possono evitare pendenze eccessive prevedendo una linea con salti concentrati.

Un'ultima considerazione sulle scelte di base riguarda il fatto che la rete interna all'area oggetto del Piano di recupero è prevista separata (con doppia separazione delle acque meteoriche) mentre la rete recettrice, ovvero la fognatura comunale risulta mista.

E' chiaro che una scelta di questo genere supporta il fatto di non gravare la linea pubblica con carichi idrici eccessivi in tempo di pioggia, garantisce il rispetto delle pianificazioni regionali e provinciali ed è adattabile nel caso di un'eventuale futura modifica della rete pubblica con passaggio alla configurazione separata.

#### 3.4.2 ACQUE METEORICHE

In accordo con le indicazioni delle A.S.L. di Como e di Lecco, le acque meteoriche cadute e raccolte nelle aree dei parcheggi, piazzali di manovra e rete di viabilità interna, verranno convogliate in una fognatura bianca interna all'area oggetto del Piano di recupero. La rete bianca convergerà in un sistema di accumulo dal quale la prima pioggia verrà immessa nella fognatura nera che a sua volta confluirà nel collettore fognario pubblico che corre lungo via S. Francesco a Robbiate.

Le eccedenze rispetto alla prima pioggia non saranno scaricate nel collettore pubblico per evitare che eccessivi carichi idraulici possano gravare su tale linea. La soluzione scelta è invece quella di alimentare i nuovi pozzi disperdenti, possibilmente alimentati a gravità sfruttando i dislivelli esistenti.

Un altro pozzo disperdente sarà al servizio delle acque meteoriche cadute direttamente sulle coperture degli edifici e raccolte tramite i pluviali.

Per calcolare le portate destinate al convogliamento nella rete nera ed al successivo trattamento all'impianto consortile di Verderio Inferiore, è necessario fare riferimento alla Legge Regionale 27 maggio 1985, n. 62 "*Disciplina degli scarichi degli insediamenti civili e delle pubbliche fognature*", che impone che venga considerata come prima pioggia quella che affluisce per un'altezza d'acqua di 5 mm con un'intensità minima rapportata ad un evento di durata 15 minuti (art. 20 comma 2).

In sostanza le acque di prima pioggia danno un contributo di 50 m<sup>3</sup> per ogni ettaro drenato in fognatura per ogni evento meteorico corrispondente ad una durata di 15 minuti. A loro volta secondo il Piano Regionale di Risanamento delle Acque le acque di prima pioggia (da intendersi come acque di diluizione per una rete mista) devono essere alimentate alla rete nera fino al valore limite dato dal massimo tra i seguenti:

- apporto unitario giornaliero: 750 l (abitante equivalente)<sup>-1</sup>;
- rapporto di diluizione pari a 2 rispetto alla portata nera.

Il resto delle portate meteoriche di prima pioggia teoricamente può subire due destini:

- essere volanizzato e ceduto al collettore con una portata massima di 1 l s<sup>-1</sup> per ettaro di superficie impermeabile scolata, mediante apposita stazione di sollevamento che garantisca quindi il controllo della portata immessa. Non sono ammessi sistemi statici di convogliamento delle acque volanizzate nel collettore;
- essere smaltito direttamente tramite pozzi perdenti nel terreno all'interno dell'area oggetto del Piano di recupero.

Come detto in precedenza, si opta per questa seconda soluzione per non gravare sul

carico idrico del collettore della pubblica fognatura e perché le caratteristiche del sito, del terreno e delle acque, sono compatibili con questa soluzione, seppure da supportare in fase esecutiva con prove di assorbimento su pozzi sperimentali realizzati ad hoc.

In definitiva, quindi, la soluzione scelta consiste nel far confluire il contributo aggiuntivo delle portate di prima pioggia provenienti da strade, piazzali e parcheggi, in una vasca di accumulo di prima pioggia che alimenta la nera. Le eccedenze andranno disperse nel terreno mediante pozzi perdenti. Analogamente le acque meteoriche cadute sulle coperture degli edifici e raccolte mediante i pluviali potranno essere smaltite mediante pozzo perdente.

Lo schema del sistema di gestione delle acque di scarico è illustrato nell'allegata **Tav. 9** che riporta la planimetria dell'area oggetto del Piano di recupero con la rete fognaria nella configurazione futura.

Il dettaglio delle superfici dell'area in esame, con particolare attenzione rivolta a quelle pavimentate e delle coperture è riportato nella tabella seguente.

**Tab. 3.6** – Dettaglio delle superfici

Tipologia di area	Superficie [m <sup>2</sup> ]
Superfici pavimentate: parcheggi e viabilità interna	5.000
Coperture degli edifici	3.100
Area a verde: aiuole e giardino drenante	12.000
Area a verde: aiuole e giardino non drenanti	4.900
Totale	25.000

Le superfici complessive impermeabili (aree pavimentate e coperture) sono di circa 8.100 m<sup>2</sup>, mentre la sola superficie adibita a strade e piazzali ammonta a circa 5.000 m<sup>2</sup>. Alle acque meteoriche contribuiscono anche le superfici verdi drenanti in fognatura mediante scoli e tombinature: a tali superfici è stato attribuito un coefficiente di afflusso  $\phi = 0,15$ . Il valore relativamente elevato del coefficiente di afflusso è motivato con l'adozione di un doppio sistema di drenaggio, superficiale e profondo, dislocato nel corpo della cava sul versante Nord della proprietà. Il flusso drenato arriva ad un pozzetto di rilancio che lo immette nella fognatura bianca. In base a quanto in precedenza esposto e con le metrature rilevate, la vasca di prima pioggia le cui acque sono destinate ad essere sollevate e convogliate alla pubblica fognatura, risulta essere di circa 34 m<sup>3</sup>.

Risulta necessario prevedere un sistema di accumulo della prima pioggia avente il volume complessivo di 35 m<sup>3</sup>. Tale sistema è costituito da una vasca che viene dotata di grigliatura grossolana di sicurezza a monte (per evitare che corpi di dimensione eccessiva possano finire nella vasca potendo creare problemi soprattutto alle apparecchiature per il sollevamento). Se necessario, la vasca di prima pioggia può

essere seguita da un secondo volume di accumulo per aumentare la capacità di volano idraulico del dispositivo nell'ipotesi che la rete mista comunale abbia difficoltà di tenuta durante gli eventi meteorici intensi.

La vasca di prima pioggia potrebbe anche alimentare per gravità la rete nera, ma nel caso dovesse essere necessario prevedere un sollevamento questo dovrà essere costituito da impianto di sollevamento con n. 2 pompe di cui una riserva.

Considerando il limite di sollevamento di acque meteoriche alla rete nera di  $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$  imposto dal P.R.R.A., le pompe devono essere in grado di sollevare complessivamente  $3,6 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$  con 3 m di prevalenza.

Per quanto riguarda il posizionamento della vasca di prima pioggia, si ritiene preferibile posizionarla nella zona più bassa dell'area oggetto del piano di recupero, per una serie di motivi:

- più a valle è la posizione della vasca di prima pioggia, più lungo è il tratto di fognatura bianca della rete separata che la alimenta;
- mettere la vasca di prima pioggia in posizione altimetricamente a quota inferiore consente la sua alimentazione solo per gravità.

Naturalmente sarà maggiore lo sviluppo della rete separata con maggiori garanzie circa i pericoli di commistione fra acque meteoriche e nere e quindi con carichi idraulici inferiori.

Si rimanda ad un paragrafo successivo la verifica idraulica delle varie tubazioni facenti parte del sistema.

Tornando alla rete ed alle portate meteoriche eccedenti le prime piogge, decisamente più complessa è la loro determinazione. La quantificazione delle acque meteoriche viene fatta utilizzando le curve di possibilità pluviometrica citate anche nel paragrafo dedicato ai dati pluviometrici.

Per poter valutare le portate meteoriche convogliate dalla rete bianca in corrispondenza di diversi eventi di pioggia, è necessario elaborare le curve di possibilità pluviometrica, ovvero le curve che forniscono, per un certo tempo di ritorno, la massima precipitazione che può verificarsi in corrispondenza di una determinata durata dell'evento.

Trattandosi di grandezze idrologiche, tali curve sono state ricavate con opportune elaborazioni statistiche di serie storiche di dati di pioggia intensi, relativi all'area in esame, come riportato nel capitolo precedente.

Le elaborazioni statistiche effettuate hanno avuto l'obiettivo di definire l'evento meteorico critico per il bacino esame, ovvero quello in corrispondenza del quale si generano le massime portate istantanee da smaltire (magari per brevissime durate).

Per la valutazione delle portate meteoriche in base ai dati pluviometrici, come imposto dal P.R.R.A della Regione Lombardia, viene adottato un tempo di ritorno di 10 anni. La

stima delle portate meteoriche addotte dalle superfici urbane ai collettori fognari deve essere effettuata con procedimenti basati sulla formula razionale o su modelli ad essa equivalenti:

$$Q = u A \phi$$

dove

Q = portata ( $l s^{-1}$ );

A = superficie (ha);

u = coefficiente udometrico ( $l s^{-1} ha^{-1}$ );

$\phi$  = coefficiente d'assorbimento medio ponderale del bacino di area sotteso dalla sezione di calcolo.

Per l'applicazione della relazione sopra riportata si devono assumere i valori del coefficiente u/a (ricavati adottando uno ietogramma sintetico ad intensità variabile tipo Chicago ed il modello dell'invaso lineare con valore K della costante temporale) riportati in una tabella empirica, funzione della costante temporale K del bacino sotteso e dell'esponente n. I parametri a ed n sono quelli della curva di possibilità pluviometrica della zona in esame.

**Tab. 3.7** – Valori di u/a [ $l s^{-1} ha^{-1} mm^{-1}$ ]: rapporto fra il coefficiente udometrico u [ $l s^{-1} ha^{-1}$ ] in caso di perdite nulle ( $\phi = 1$ ) e la costante a [mm] della curva di possibilità pluviometrica

K [min]:	n <sub>1</sub> = 0,40 n <sub>2</sub> = 0,20	n <sub>1</sub> = 0,50 n <sub>2</sub> = 0,30	n <sub>1</sub> = 0,60 n <sub>2</sub> = 0,40
10	5,8	5,1	4,4
20	4,1	3,7	3,4
30	2,9	2,7	2,5
40	2,3	2,2	2,2
50	2,0	1,9	1,9
60	1,6	1,6	1,6
90	1,1	1,1	1,1

La costante temporale K viene assunta pari al 70 % del tempo di corrivazione del bacino.

Il tempo di corrivazione tipico del bacino si calcola come somma del tempo di ingresso dell'acqua in fognatura, pari mediamente a 10 minuti e del tempo di percorrenza dell'intero bacino fognario, secondo il percorso idraulicamente più lungo. Ipotizzando una velocità media nei condotti pari a  $1 m s^{-1}$ , tenendo conto delle pendenza medie dei tratti fognari e dei diametri della rete, considerando che nei bacini in esame il percorso idraulicamente più lungo è pari a circa 220 m, seguendo la linea di sviluppo della rete

fognaria bianca prevista, si ottiene un tempo di corrivazione di circa 14 minuti. Per quanto riguarda il coefficiente di assorbimento medio ponderale  $\phi$ , esso può essere assunto pari a 0,6.

A questo punto, in corrispondenza di un tempo di ritorno di 10 anni, il coefficiente udometrico risulta di  $256 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ . Pertanto la portata massima di acque meteoriche risulta di circa  $175 \text{ l s}^{-1}$ . Con tale valore devono essere dimensionati i pozzi perdenti e la tubazione di sfioro dalla vasca di prima pioggia.

Teoricamente alle acque meteoriche complessive per avere le eccedenze occorre sottrarre i volumi della prima pioggia. E' allora cautelativo (oltre che confortato dalle indicazioni del P.R.R.A.) trascurare le prime piogge e dimensionare il sistema di smaltimento delle eccedenze come se queste fossero coincidenti con tutte le acque meteoriche.

Alla luce di quanto detto, i pozzi perdenti avranno le caratteristiche desumibili dall'utilizzo della seguente relazione:

$$Q = n K c L$$

dove Q è la portata di drenaggio del pozzo ( $\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$ ), n è il numero di pozzi perdenti, L la profondità utile del pozzo (m) e c un coefficiente di forma.

In particolare c è calcolabile utilizzando la seguente relazione:

$$c = \pi 3 L / \ln\{1,5 L/D + [1 + (1,5 L/D)^2]^{0,5}\}$$

Per quanto riguarda la permeabilità K può essere utile riportare una tabella empirica proposta da Lancellotta (1987).

**Tab. 3.3** – Valori orientativi del coefficiente di permeabilità K nei diversi terreni

Tipo di terreno	K [ $\text{m s}^{-1}$ ]
Ghiaia pulita	$10^{-2} \div 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} \div 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} \div 10^{-4}$
Limo	$10^{-8} \div 10^{-6}$
Argilla omogenea al disotto della falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} \div 10^{-4}$

Nel caso in esame, per i successivi calcoli, può essere utilizzato il valore rappresentativo di  $1 \times 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ .

Naturalmente il numero dei pozzi, e per certi aspetti anche la loro posizione esatta, dipendono dal diametro e dalla profondità del cilindro.

E' necessario aggiungere che, qualora la portata defluibile sia inferiore a quella in arrivo, è necessario prevedere un volume di accumulo per la laminazione della portata. Analogamente lo sfioro di tale vasca in alimentazione dei pozzi disperdenti dovrà essere dimensionato pari alla capacità disperdente.

Le tubazioni di sfioro delle vasche di prima pioggia e di alimentazione dei pozzi perdenti avranno le caratteristiche riportate in un paragrafo successivo.

Un secondo sistema di gestione delle acque meteoriche sarà quello dedicato alla raccolta delle acque meteoriche cadute sulle coperture degli edifici. Questo sistema alimentato dai pluviali confluirà in un pozzo perdente. Seguendo lo stesso percorso di calcolo illustrato in precedenza, in corrispondenza di un tempo di ritorno di 10 anni, il coefficiente udometrico risulta di  $256 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ . Pertanto la portata massima di acque meteoriche risulta di circa  $80 \text{ l s}^{-1}$ . Con tale valore deve essere dimensionato un pozzo perdente. E' chiaro che se la distanza dallo strato roccioso fosse modesta, occorrerebbe orientarsi su un dispositivo (o più dispositivi) con maggiore diametro e minore altezza e magari dotarsi di una vasca di accumulo a monte per laminare l'alimentazione del pozzo (o dei pozzi).

### 3.4.3 QUALITÀ DELLE ACQUE METEORICHE

A livello qualitativo possono valere alcune considerazioni mutuare dalla letteratura tecnica di settore. Innanzitutto occorre dire che, rispetto alle acque meteoriche cadute su strade e piazzali ed eccedenti quelle di prima pioggia, sicuramente i livelli di contaminazione delle acque di pioggia cadute sui tetti risultano ancora più bassi. Infatti per le acque di pioggia cadute sulle coperture non vi può essere alcuna commistione neanche temporanea con altri flussi idrici maggiormente contaminati.

Va detto che negli ultimi anni, anche a seguito della estensione e diffusione della depurazione delle acque reflue, si è cominciato a prestare attenzione alle ricadute ambientali legate allo smaltimento delle acque di pioggia.

I maggiori problemi sono da attribuire allo smaltimento di acque meteoriche provenienti da fognature miste.

Nel caso delle acque meteoriche raccolte da una fognatura bianca, i rischi di carattere ambientale sono molto minori e legati alle caratteristiche dell'atmosfera attraversata dalla pioggia e dal livello di contaminazione presente sulle superfici drenanti.

Le acque meteoriche, infatti, prima di giungere nella rete fognaria operano un dilavamento dell'atmosfera e delle superfici pavimentate.

Per quanto concerne il primo punto, le situazioni più gravi si trovano in aree

densamente urbanizzate e trafficate, dove il contenuto atmosferico di particolato e di altri inquinanti (NO<sub>x</sub>, SO<sub>2</sub>, HC, ecc.) può raggiungere valori elevati.

D'altra parte, le acque di pioggia che dilavano l'atmosfera interessano tutto il suolo e tutti i corpi idrici superficiali dell'area interessata dall'evento meteorico e l'apporto di tali inquinanti con la pioggia è quindi ubiquitario e presente indipendentemente dalla fognatura bianca.

Anche l'inquinamento provocato dal dilavamento delle superfici è tanto più marcato quanto più le aree sono densamente urbanizzate e trafficate (fall-out atmosferico, deposizione di particolato ed altri inquinanti causati dal traffico veicolare), oppure coltivate (dilavamento di concimi, pesticidi, materiale organico in generale).

Di fatto, considerando che si tratta di acque di pioggia raccolta su superfici libere (tetti e coperture), l'impatto sia da un punto di vista quantitativo che qualitativo della dispersione delle acque meteoriche nel suolo risulta assolutamente trascurabile.

#### 3.4.4 ACQUE NERE DI SCARICO

Gli scarichi, al pari delle acque di prima pioggia, saranno convogliati nella rete nera per essere poi inviati alla fognatura mista comunale che transita per via S. Francesco. Da questa prima affermazione segue che la connessione alla rete pubblica dovrà avvenire prevedendo un tratto anche in via XXV Aprile.

Per quanto riguarda il carico insediativo che produrrà scarico fognario, una valutazione dell'utenza è stimabile attraverso la tabella seguente.

**Tab. 3.8** – Carico insediativo previsto

<b>Variabile</b>	<b>Unità di misura</b>	<b>Valore</b>
<i>UNITÀ ABITATIVE</i>		
Numero	-	40
Superficie unitaria media	m <sup>2</sup>	120
<i>ABITANTI</i>		
Numero medio di occupanti/unità abitativa	-	3
Numero di abitanti	-	360

Nel complesso quindi non saranno mai presenti oltre 400 persone contemporaneamente (considerando ospiti e punte di presenza occasionali).

Dal punto di vista quantitativo, la zona in esame è servita da una dotazione idrica giornaliera pro-capite elevata, che, come per tutti i piccoli centri, si può cautelativamente fissare in circa 300 l. Tale quantità deve essere moltiplicata per il numero di abitanti equivalenti e per un coefficiente di afflusso in fognatura che può essere fissato in 0,9.

A titolo esemplificativo si riporta di seguito una tabella tratta dalla letteratura tecnica che propone una serie di valori di abitanti equivalenti riferiti a diverse attività.

**Tab. 3.9** – Abitanti equivalenti per diverse attività

Attività	Rapporto	Numero di A.E.
Abitante fisso in edifici civili	1:1	1
Uffici commerciali (8 ore al giorno di attività), con servizio cucina e senza produzione di scarichi di lavorazione	1:2	0,5 x numero di dipendenti
Attività produttive senza considerare gli scarichi legati alla produzione	1:4	0,25 x numero degli addetti
Mense aziendali	1:4	0,25 x numero dei coperti

Considerando quanto riportato sopra, nella situazione attuale il volume giornaliero effettivo equivalente stimato di tutto il complesso residenziale in oggetto risulta pari a 108 m<sup>3</sup>.

Tale quantità corrisponde ad una portata media giornaliera (calcolata su 16 ore lavorative) di circa 1,25 l s<sup>-1</sup> che in condizioni di punta può arrivare a 5 l s<sup>-1</sup> (adottando un coefficiente di punta pari a 4 come suggerito dalla letteratura tecnica in corrispondenza di utenze di piccole dimensioni).

I valori sopra riportati devono essere quelli di dimensionamento per il collettore della rete nera interna (a cui si aggiungono le portate di prima pioggia).

Per quanto riguarda la qualità delle acque scaricate, in accordo con i dati di letteratura comunemente adottati, si prevedono cautelativamente i seguenti carichi inquinanti:

- carico unitario giornaliero di BOD: 60 g Ab<sup>-1</sup>;
- carico unitario giornaliero di S.S.: 60 g Ab<sup>-1</sup>;
- carico unitario giornaliero di TKN: 12 g Ab<sup>-1</sup>;
- carico unitario giornaliero di P: 2 g Ab<sup>-1</sup>.

#### 3.4.5 VERIFICA DELLE TUBAZIONI

Nella configurazione futura di progetto, le tubazioni da verificare sono le seguenti:

- rete nera a monte della confluenza delle acque di prima pioggia;
- tratto terminale di collegamento della rete nera, dal pozzetto di confluenza delle acque meteoriche di prima pioggia alla fognatura pubblica mista di via S. Francesco;
- rete bianca a monte della vasca di prima pioggia;
- rete bianca a valle della vasca di prima pioggia fino alla rete nera;
- rete bianca a valle delle vasche di prima pioggia fino ai pozzi disperdenti.

Ad ognuna è dedicata una breve descrizione di seguito.

### **Rete nera a monte della confluenza delle acque di prima pioggia**

La linea nera della rete separata deve poter convogliare nelle situazioni di punta  $5 \text{ l s}^{-1}$ . In fase di predimensionamento si può prevedere una tubazione con le seguenti caratteristiche:

- materiale: .....PVC
- diametro: .....  $\phi 100$
- sezione: .....circolare

Le pendenze medie riscontrate sono dell'ordine di 4 %.

Anche considerando pendenze più contenute, la tubazione è sufficiente fino ad una pendenza di 0,62 %. Al di sotto di tale pendenza la tubazione può andare in pressione.

Nella zona in esame, considerando le pendenze effettive, il valore cautelativamente da considerare può essere 3 %. A tale valore corrisponde un valore massimo di portata di  $12 \text{ l s}^{-1}$  ed una velocità massima di  $1,49 \text{ m s}^{-1}$ .

Rispetto alle condizioni massime questo vuol dire:

- rapporto di portate: ..... 0,44
- grado di riempimento della sezione (h/H): ..... 0,41

### **Tratto terminale di collegamento della rete nera, dal pozzetto di confluenza delle acque meteoriche di prima pioggia alla fognatura pubblica mista di via S. Francesco**

Il tratto in esame dovrà convogliare sia le portate nere che quelle di prima pioggia, per una portata complessiva che dovrebbe essere non superiore a  $10 \text{ l s}^{-1}$  (perché governata dal sollevamento delle prime piogge al collettore nero).

In fase di predimensionamento si può prevedere una tubazione con le seguenti caratteristiche:

- materiale: .....PVC
- diametro: .....  $\phi 125$

- sezione: .....circolare

Le pendenze medie riscontrate sono dell'ordine di 2 %.

Anche considerando pendenze più contenute, la tubazione è sufficiente fino ad una pendenza di 0,7 %. Al di sotto di tale pendenza la tubazione rischia di andare in pressione.

Nella zona in esame, considerando le pendenze effettive, il valore cautelativamente da considerare può essere 1 %. A tale valore corrisponde un valore massimo di portata di  $171 \text{ l s}^{-1}$  ed una velocità massima di  $1,33 \text{ m s}^{-1}$ .

Rispetto alle condizioni massime questo vuol dire:

- rapporto di portate: 0,60
- grado di riempimento della sezione (h/H): 0,55

### **Rete bianca a monte della vasca di prima pioggia**

Il tratto in esame dovrà convogliare le portate meteoriche a monte della vasca di prima pioggia, per una portata complessiva che dovrebbe essere dell'ordine di circa  $175 \text{ l s}^{-1}$ .

In fase di predimensionamento si può prevedere una tubazione con le seguenti caratteristiche:

- materiale: .....PVC
- diametro: .....  $\phi 300$
- sezione: .....circolare

Le pendenze medie riscontrate sono dell'ordine di 4 %.

Anche considerando pendenze più contenute, la tubazione è sufficiente fino ad una pendenza di 1,5 %. Al di sotto di tale pendenza la tubazione potrebbe andare in pressione.

Nella zona in esame, considerando le pendenze effettive, il valore cautelativamente da considerare può essere 3 %. A tale valore corrisponde un valore massimo di portata di  $200 \text{ l s}^{-1}$  ed una velocità massima di  $2,84 \text{ m s}^{-1}$ .

Rispetto alle condizioni massime questo vuol dire:

- rapporto di portate: 0,70
- grado di riempimento della sezione (h/H): 0,62

### **Rete bianca a valle della vasca di prima pioggia fino alla rete nera**

La tubazione sarà legata al tipo di alimentazione (a gravità o tramite pompaggio) alla rete nera. In ogni caso le sue dimensioni non saranno maggiori di quelle calcolate per il tratto di rete bianca precedente la vasca di prima pioggia

### **Rete bianca a valle delle vasche di prima pioggia fino ai pozzi disperdenti**

Valgono le considerazioni fatte in precedenza per la rete bianca a valle della vasca di prima pioggia fino alla rete nera se l'alimentazione viene fatta con pompaggio, oppure le stesse considerazioni fatte per le acque meteoriche a monte della vasca di prima pioggia, se l'alimentazione ai pozzi perdenti venisse fatta per gravità, come auspicabile.

## **4. INTERVENTI DI RECUPERO MORFOLOGICO E MESSA IN SICUREZZA DELLE PARETI DI CAVA**

Le scelte progettuali sono state operate tenendo conto della necessità di attuare un intervento di messa in sicurezza delle scarpate di cava tale da garantire:

- la fruibilità futura delle aree di cava in condizioni di sicurezza
- il reinserimento paesistico-ambientale dell'area nell'ambito delle pendici del Monte Robbio
- il reimpiego dei materiali provenienti dagli scavi e dalle demolizioni all'interno del cantiere inerente il recupero morfologico
- la compatibilità dei costi della messa in sicurezza con il Piano di Recupero.

### **4.1. SISTEMAZIONE MORFOLOGICA DELLE AREE DI CAVA**

La sistemazione finale dell'area di cava è stata progettata partendo da due presupposti:

- dalla demolizione degli edifici esistenti e dagli scavi per la preparazione dei piani di fondazione si prevede provengano circa 20'000 mc di materiali di riporto
- i fronti di cava necessitano di interventi di messa in sicurezza, attuabili con mezzi di protezione passiva mediante la riduzione delle altezze delle pareti di cava, il disaggio delle masse pericolanti e la creazione di un vallo paramassi; quest'ultimo garantisce la sicurezza delle aree a valle e consente la massima fruibilità delle aree di cava morfologicamente recuperate.

Il progetto di recupero prevede il parziale riempimento dell'area di cava, realizzato mediante la formazione di un pendio caratterizzato da quote gradualmente crescenti verso le pareti rocciose, con un'inclinazione media del 20% circa, sagomato in modo da lasciare, alla base delle pareti più acclivi, un vallo di ampiezza non inferiore a circa 10 m e di profondità variabile tra 3 e 4 m (**Tav. 8**) delimitato dal resto del pendio verso valle da un rilevato avente funzione di protezione passiva. Il vallo è destinato a raccogliere il materiale di disagiamento delle scarpate rocciose ed eventualmente

smorzare la caduta verso valle dei frammenti più grossolani, contenendoli all'interno del rilevato.

Il materiale impiegato per il riempimento (materiale di risulta dagli scavi di fondazione degli edifici residenziali e materiale proveniente dalle demolizioni), opportunamente selezionato, avrà uno spessore variabile da un minimo di circa 4 m in corrispondenza dell'imbocco dell'area di cava, ad un massimo di 12 m in corrispondenza del rilevato ai piedi dei versanti.

Il riempimento del piazzale di cava dovrà essere eseguito per strati orizzontali dello spessore di 2 o tre metri, in modo da consentire il progressivo costipamento del materiale; il modellamento della superficie si attuerà progressivamente da valle a monte, via via che si raggiungono, con i riporti, le quote di progetto.

Le planimetrie e sezioni relative alle fasi di scavo e riempimento (**Tavv. 6 - 10**) illustrano nel dettaglio quanto descritto.

Il rilevato a monte ed il retrostante vallo saranno realizzati in fase di riporto secondo il profilo di progetto e non attraverso lo scavo successivo al riporto stesso, al fine di mantenere le caratteristiche di costipamento raggiunte.

Lo strato superficiale del riporto all'interno del vallo paramassi, per uno spessore di circa 2 m, dovrà essere costituito da terreno non costipato, per garantire un'elevata capacità di dissipazione dell'energia in caso di caduta di blocchi.

Su tutta la superficie di cava, ad eccezione dei fronti rocciosi esposti, verrà steso uno spessore di terreno vegetale non inferiore a 1 m, necessario a garantire l'attecchimento delle coperture vegetali.

Il rimodellamento morfologico, così come descritto ed evidenziato in **Tav. 7** "Morfologia al termine delle fasi di riempimento" ottiene la duplice finalità di:

- mantenere le forme originarie del sito di cava e la sua fruibilità (modeste pendenze, possibilità di configurare percorsi interni, etc.)
- azzerare un bilancio complessivo delle terre (demolizioni, scavi, riempimenti) senza creare deficit o surplus di materiale dal sito o verso il sito.

#### **4.2. INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEI FRONTI DI CAVA**

Per assicurare la piena accessibilità dell'area di cava retrostante gli edifici residenziali in progetto, date le condizioni di instabilità di alcune porzioni delle pareti di cava, risulta necessario procedere alla messa in sicurezza dell'area con opportuni interventi di difesa dal crollo di masse lapidee.

Date le caratteristiche dell'area e l'altezza delle pareti, in sede di progetto è stata prevista la realizzazione di interventi di difesa passiva, costituiti nella fattispecie da un vallo paramassi, da realizzarsi alla base delle pareti mediante opportuna sagomatura dei profili di riempimento dell'area di cava, a costituire una trincea di larghezza variabile tra 3 e 4 m alla base e con a valle un rilevato di altezza variabile tra 3 e 4 m e pendenza

sul paramento di monte pari a 3/2. Sulla sommità del rilevato, con la duplice finalità di un migliore inserimento ambientale e di separazione fisica della zona di fruibilità pubblica dal vallo retrostante, è prevista la realizzazione di una cortina di specie arboree autoctone.

Ad integrazione di tale sistema di difesa passivo, si dovrà prevedere la preventiva pulizia del coronamento delle pareti di cava tramite disaggio di tutte le masse lapidee in precarie condizioni di equilibrio, da eseguire in condizioni controllate da personale specializzato; lo sviluppo totale della superficie di parete rocciosa da sottoporre a tale intervento di bonifica è di circa 2400 mq.

#### **4.3 REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE ACQUE**

Il progetto di recupero delle aree di ex cava non può prescindere dalla regimazione delle acque meteoriche e di quelle di infiltrazione superficiale, quale elemento essenziale per la stabilità complessiva del sito.

La regimazione si attuerà tramite un sistema di raccolta delle acque su due livelli (vedi **Tav. 9**).

Le acque meteoriche superficiali, non infiltratesi attraverso il materiale di riempimento, sono raccolte da una canalina di gronda che corre in direzione longitudinale E-O con recapito nel sistema di raccolta delle acque bianche da coperture e pluviali.

Allo stesso recapito giungono le acque raccolte nel vallo, attraverso una tubazione cieca che attraversa il rilevato paramassi.

Le acque di infiltrazione sono captate da un dreno profondo in materiale grossolano, disposto assialmente al riporto, collegato ad un drenaggio addossato all'intercapedine presente a monte dei box.

Tale intercapedine, come illustrato nella sezione di **Tavola 10**, opportunamente impermeabilizzata lungo il paramento di valle e di fondo, potrà raccogliere e smaltire, attraverso apposita tubazione diretta alla linea delle acque bianche raccolte da strade e parcheggi dell'insediamento residenziale, le acque di infiltrazione competenti a tutta la sezione del riporto, poggiante sul substrato roccioso, e che diversamente graverebbero sulle pareti delle fondazioni dell'edificato.

Entro la stessa intercapedine, in cui si raccolgono le acque derivanti dal sistema drenante del materiale accumulato, transita la tratta finale della tubazione di collettamento delle acque provenienti dalla canalina di gronda, destinate al sistema di raccolta delle acque bianche da coperture degli edifici residenziali.

#### **4.4 SISTEMAZIONE A VERDE**

La sistemazione a verde delle aree di ex cava è delineata solo a livello indicativo sulla **Tav. 10** allegata e per le specifiche finalità del recupero morfologico e di messa in sicurezza del sito; la definizione di maggior dettaglio delle componenti paesistico-

ambientali sarà necessariamente concordata con gli Enti cui sarà affidata la gestione dell'area.

Ciò premesso, al fine di creare un'area verde di pubblica fruibilità accessibile esclusivamente attraverso i percorsi creati all'uopo, lungo l'intero ciglio d'orlo verrà creata una barriera vegetale di essenze arbustive autoctone, atta a schermare, inoltre, la rete di protezione del ciglio di scarpata.

Sulla sommità del rilevato a delimitazione del vallo avente funzione di protezione passiva, con la duplice finalità di un migliore inserimento ambientale e di separazione fisica della zona di fruibilità pubblica dal vallo retrostante, è prevista la realizzazione di una cortina di essenze arboree autoctone. Tale elemento, congiunto al piano inclinato che caratterizza l'area compresa tra nuovo edificato e parete di ex cava, determina inoltre un buon effetto estetico-visuale

Tale piano inclinato, prodotto dal riempimento delle ex aree di cava, potrà ospitare adeguatamente l'area a verde di pubblica fruibilità, con percorsi didattici di interesse botanico e geologico.

#### **4.5 CRONOPROGRAMMA DELLE ATTIVITA' DI CANTIERE**

Nell'**Allegato 10** e' riepilogata la successione delle opere in progetto cosi' come risultano dall'integrazione dell'intervento di recupero edilizio con quello del recupero morfologico ed ambientale, oggetto del presente documento.

In giallo sono evidenziate le fasi del recupero morfologico ed ambientale: la fase del disgaggio delle porzioni di parete rocciosa interessate da masse pericolanti deve precedere tutte le successive fasi operative in cava, al fine di garantire adeguate condizioni di sicurezza agli operatori.

Sotto il profilo funzionale invece, le fasi di preparazione del fondo di cava e dei drenaggi delle acque di infiltrazione devono necessariamente anticipare quelle di riempimento e quindi degli scavi e demolizioni.

Una volta allestito il sistema di drenaggio delle acque, le fasi di demolizione, scavo e riempimento potranno procedere parallelamente.

Le opere di regimazione delle acque superficiali drenate dalla nuova superficie dell'ex cava recuperata dovranno infine prevedere la fase di accertamento in sito della effettiva capacita' disperdente del sottosuolo (pozzi e prove di assorbimento) ed il monitoraggio degli effetti della dispersione sulle zone poste a valle del sito di progetto.

Per quanto attiene le opere di sistemazione finale a verde, quelle indicate in progetto rappresentano il completamento degli interventi per la sicurezza e stabilita' del sito. Ulteriori interventi di riqualificazione naturalistica o con funzione didattico-ricreativa potranno successivamente essere integrati con le opere previste nel presente progetto.

**Il tecnico incaricato**

**dott. geol. Efrem Ghezzi**  
**STUDIO IDROGEOTECNICO**