COMUNE DI DEIVA MARINA
PROVINCIA DELLA SPEZIA
REGIONE LIGURIA

CAVA DI MARMO ROSSO LEVANTO E SERPENTINO DENOMINATA "LA SFINGE"

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE

R14

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

COMMITTENTE	**EDILSCAVI DI VOLPI FRANCO & C SAS**
TECNICO	**DOTT. GEOLOGO LUCA PIAGGI**



Data	**01/10/26**
Versione	**1,0**

STUDIO GEOLOGICO PIAGGI	
Indirizzo	Via Genova 442, La Spezia (19123)
Cellulare	(+39) 3299710732
E-mail	lucapiaggi@gmail.com
PEC	lucapiaggi@pec.epap.it

INDICE

1 — Oggetto e criterio espositivo **4**

2 — Dati di ingresso e loro provenienza **5**
2.1 — Superfici di competenza e volumi utili 5
2.2 — Dati desunti dagli elaborati grafici 5
2.3 — Dati imposti dalla normativa 6
2.4 — Assunzioni convenzionali 7
2.5 — Parametri pluviometrici del sito 7

3 — Idrologia di progetto e portate per sottobacino **8**

4 — Rete di raccolta superficiale **8**
4.1 — Il mezzo tubo DN 500 in acciaio zincato ondulato 8
4.2 — La canaletta trapezia in geocomposito antierosivo 9
4.3 — Verifica comparata, velocità ammissibili e criterio di impiego 10

5 — Griglie di raccolta e attraversamenti **14**

6 — Vasche di sedimentazione in muratura di massi V1÷V5 **14**
6.1 — Criterio di verifica 14
6.2 — Tipologia costruttiva e geometria di progetto 14
6.3 — Verifica di capienza 15
6.4 — Stabilità del paramento in muratura di massi 16
6.5 — Verifica secondo le NTC 2018 e verifica pseudostatica 17
6.6 — Il drenaggio di tergo come elemento della verifica 18
6.7 — Sedimentazione: fase di riempimento e fase di quiete 19
6.8 — Comportamento durante gli eventi eccedenti la prima pioggia 19
6.9 — Impermeabilizzazione: condizione di validità del dimensionamento 20
6.10 — Massi: pezzatura e posa 20
6.11 — Manufatti di uscita: soglia sfiorante e scarico di fondo 21
6.12 — Sicurezza 21

7 — Specchi acquei sostitutivi per la chirotterofauna **22**
7.1 — Geometria e quote 22
7.2 — Bilancio idrico della stagione secca e fonti di alimentazione 22
7.3 — Condotte interrate di alimentazione 23
7.4 — Bilancio mensile e regime dei troppo pieno 25
7.5 — Regole di esercizio dell'alimentazione 26

8 — Sistema di drenaggio sotterraneo del corpo di riporto **27**
8.1 — Configurazione di progetto 27
8.2 — Funzione e legame con la verifica di stabilità 27
8.3 — Coefficiente di deflusso e coefficiente di infiltrazione 27
8.4 — Portata da raccogliere 28
8.5 — Capacità delle tubazioni 28
8.6 — Verifica della condotta centrale e delle dorsali secondarie 29
8.7 — Recapito del drenaggio e qualificazione delle acque drenate 31
8.8 — Criteri di filtro, durabilità e manutenzione 32

9 — Recapito finale e restituzione al fosso **32**
9.1 — Schema di raccolta e recapito 32
9.2 — Verifica delle canalette di collegamento 33

9.3 — Verifica delle due condotte interrate di scarico 34
9.4 — Verifica dell'autopulizia 35
9.5 — Prescrizioni costruttive 35
9.6 — Portata complessivamente restituita e compatibilità con il ricettore 36
10 — Prescrizioni di esercizio e manutenzione 37
11 — Riferimenti e bibliografia 38

1 — Oggetto e criterio espositivo

La presente relazione verifica il comparto idraulico del progetto di riqualificazione ambientale della cava di marmo Rosso Levanto e serpentino denominata "La Sfinge", in Comune di Deiva Marina. Il comparto è rappresentato nella Tav. D12 «Idrografia» per la regimazione superficiale e nella Tav. D11 «Planimetria trincee drenanti e particolari costruttivi» per il drenaggio profondo.

Il comparto si compone di quattro sottosistemi, che operano su fenomeni fisici distinti e che è opportuno tenere separati anche nella trattazione: la rete di raccolta superficiale, che intercetta il ruscellamento prima che raggiunga il corpo del riporto; le cinque vasche di sedimentazione V1÷V5, che accumulano il volume di prima pioggia e lo restituiscono chiarificato; i due specchi acquei sostitutivi per la chirotterofauna, con le condotte interrate di alimentazione e i troppo pieno; il drenaggio sotterraneo del corpo di riporto, che raccoglie l'aliquota di precipitazione infiltrata e impedisce la formazione di una falda sospesa.

Il criterio espositivo è quello della tracciabilità di ciascun numero. Il capitolo 2 qualifica ogni dato di ingresso secondo la sua provenienza, distinguendo i dati misurati sugli elaborati grafici, i dati imposti dalla normativa, le assunzioni convenzionali e i parametri pluviometrici ricavati nell'All. R18; i capitoli successivi sviluppano le verifiche impiegando esclusivamente quei dati, con le formule esplicitate nel testo e con il calcolo svolto per esteso almeno una volta per ciascuna tipologia di manufatto, così che le tabelle che seguono siano riproducibili.

Ogni verifica idraulica è condotta due volte: una con i parametri pluviometrici di progetto, ricavati dalla stazione di Framura, che è la più vicina al sito, e una con quelli, superiori di circa il 20 %, della stazione di Levanto, che dispone di una serie più lunga e comprende l'evento del 25 ottobre 2011. La seconda verifica ha il valore di controllo di robustezza: quando le due restituiscono prescrizioni diverse si adotta la più cautelativa, e nel testo è sempre dichiarato quale dei due set governa il dimensionamento.

Schema funzionale del comparto idraulico

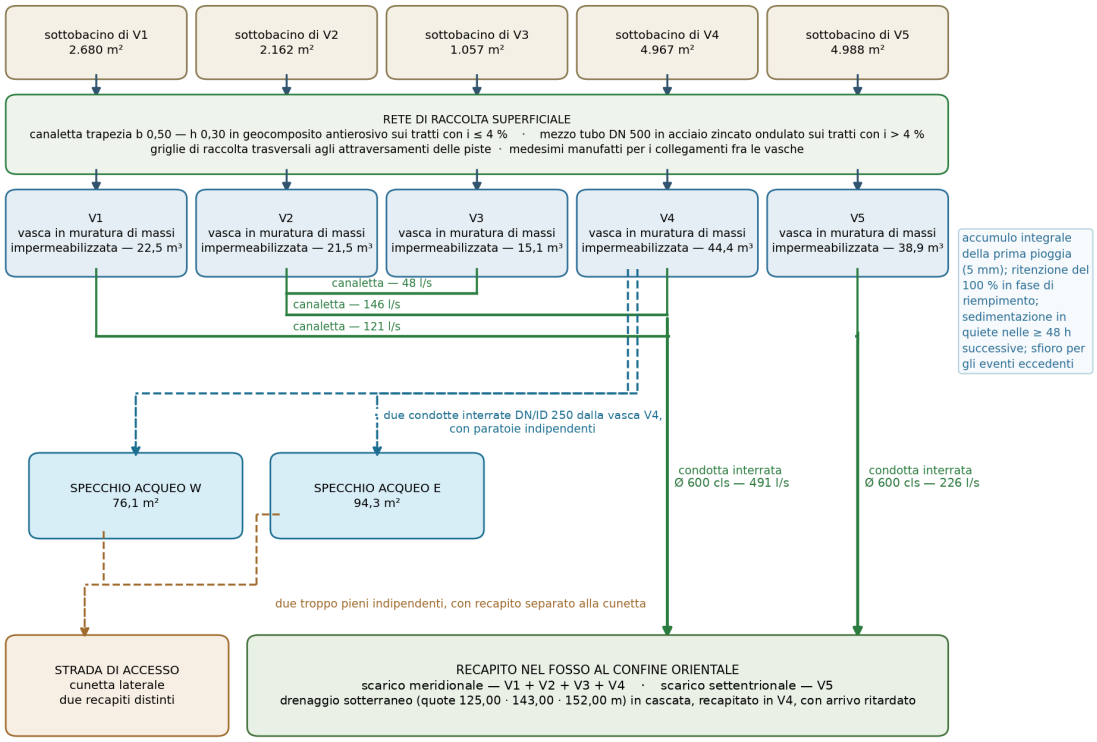


Fig. 1 — Schema funzionale del comparto idraulico. Ciascun sottobacino recapita alla propria vasca di sedimentazione; le vasche V1, V2 e V3 recapitano mediante canalette a cielo aperto alla vasca V4, che recapita mediante condotta interrata al punto di scarico meridionale nel fosso al confine orientale; la vasca V5 è autonoma e recapita mediante condotta interrata al punto di scarico settentrionale. Le due condotte di alimentazione degli specchi acquei derivano entrambe dalla vasca V4 e sono manovrate da paratoie indipendenti; i due troppo pieno sono indipendenti e recapitano separatamente alla cunetta della strada di accesso. Il drenaggio sotterraneo recapita alle vasche terminali V4 e V5, nelle quali le acque drenate giungono con un ritardo rilevante rispetto al ruscellamento (§ 8.7).

2 — Dati di ingresso e loro provenienza

2.1 — Superfici di competenza e volumi utili

Vasca	Superficie del sottobacino	Volume utile	Rapporto volume/superficie
V1	2.680,0 m²	22,5 m³	8,4 l/m²
V2	2.162,0 m²	21,5 m³	10,0 l/m²
V3	1.057,0 m²	15,1 m³	14,3 l/m²
V4	4.967,0 m²	44,4 m³	8,9 l/m²
V5	4.988,0 m²	38,9 m³	7,8 l/m²
Totale	15.854,0 m²	142,4 m³	9,0 l/m²

I volumi utili riportati sono quelli garantiti dalla geometria di progetto all'inclinazione minima della parete interna prescritta al § 6.2, che è la condizione sfavorevole di cantiere; alla verticalità nominale i medesimi manufatti restituiscono 156,4 m³. Tutte le verifiche di capienza, di sedimentazione e di riserva stagionale sono condotte sui 142,4 m³, che è il valore su cui il progetto si impegna.

La somma delle cinque superfici di competenza vale 15.854,0 m², pari al 99,1 % dei 16.000 m² circa complessivi dell'area di intervento riportati dagli All. R2 e R4, che sono a loro volta un valore arrotondato. La copertura è quindi da ritenersi integrale: non esistono porzioni dell'area prive di recapito a una vasca.

Il rapporto fra volume utile e superficie servita non è costante e varia da 7,8 l/m² per V5 a 14,3 l/m² per V3. La disomogeneità non è un difetto ed è il risultato di una scelta progettuale esplicita: dove la conformazione dei ripiani lo consente si è privilegiata la sicurezza idraulica, realizzando l'invaso più capiente che lo spazio disponibile permetteva, anziché il minimo strettamente necessario. Il sovradimensionamento produce tre effetti favorevoli: aumenta il tempo di detenzione e con esso il taglio granulometrico effettivo in fase di sfioro, allunga l'intervallo fra due risezionamenti a parità di produzione solida, e costituisce la riserva utilizzabile per l'alimentazione degli specchi acquei nella stagione secca.

2.2 — Dati desunti dagli elaborati grafici

Grandezza	Valore	Elaborato e modalità di rilevazione
Superficie complessiva dell'area	≈ 16.000 m², perimetro ≈ 500 m	All. R2 § 9 e All. R4 § 9; limite del piano cave riportato nelle Tavv. D9, D10 e D12.
Numero e sigla delle vasche	cinque, da V1 a V5	Tav. D12, che le individua e le numera singolarmente.
Ubicazione delle vasche (Gauss-Boaga fuso Ovest)	V1 E 1.544.070 N 4.897.619 · V2 E 1.543.980 N 4.897.563 · V3 E 1.543.965 N 4.897.481 · V4 E 1.544.005 N 4.897.552 · V5 E 1.544.065 N 4.897.627	Posizioni ricavate dal file vettoriale della Tav. D12 e trasformate in Gauss-Boaga con i parametri di georeferenziazione già impiegati per la Tav. D8 (scarto quadratico medio 3 mm).
Profondità utile delle vasche	2,00 m, oltre a un franco di 0,30 m fino al ciglio	Dato di progetto.
Tipologia costruttiva	pareti sub-verticali in massi	Dato di progetto: i blocchi sono appoggiati gli uni

delle vasche	squadrati e semisquadrati allettati e cementati	sugli altri e legati con malta, e il manufatto lavora come muratura di pietrame con funzione portante.
Specchi acquei sostitutivi	Specchio acqueo E 94,3 m² (E 1.544.046 N 4.897.527); Specchio acqueo W 76,1 m² (E 1.544.017 N 4.897.512)	Area del retino pieno (SOLID, layer 0) che rappresenta lo specchio d'acqua nel file vettoriale della Tav. D12, non computato il retino a ghiaia (GRAVEL) della fascia di sponda. Entrambi eccedono il minimo di progetto di 12 × 6 m = 72 m².
Quote dei due specchi acquei	Specchio acqueo E 123,00 m; Specchio acqueo W 124,67 m s.l.m.	Quote di rilievo adiacenti riportate nella Tav. D12.
Punti di recapito nel fosso	due: scarico meridionale E 1.544.054 N 4.897.557 e scarico settentrionale E 1.544.068 N 4.897.632	Tav. D12, dicitura «Scarico al fosso».
Griglie di raccolta	E 1.543.976 N 4.897.504 ed E 1.543.992 N 4.897.556	Tav. D12, dicitura «Griglia»; All. R1, Fase 2, per le griglie a monte e a valle della pista al 15 %.
Canaletta superficiale metallica	mezzo tubo DN 500 in acciaio zincato ondulato, 0,500 × 0,250 m, traversi di rinforzo a interasse 6,10 m per i < 10 % e 3,05 m per i > 10 %	Tav. D11, sezione tipo.
Livelli del drenaggio sotterraneo	quote 125,00 — 143,00 — 152,00 m s.l.m.	Tav. D11, tre planimetrie delle trincee drenanti.
Trincea drenante centrale	testa 2,50 m (0,80 + 0,90 + 0,80), profondità 2,00 m, tubazione in calcestruzzo microfessurato Ø interno 600 / esterno 720 / spessore 60 mm, letto di sabbia 0,10 m, nucleo in inerte selezionato avvolto in geotessile	Tav. D11.
Trincea drenante secondaria	testa 2,00 m (0,60 + 0,80 + 0,60), profondità 1,50 m, tubazione microfessurata DN/ID 250 a parete strutturata, classe SN 8, per tutte le dorsali; pendenza delle dorsali e delle condotte centrali 1,00 %	Tav. D11.
Pendenza della pista di Fase 2	15 %	All. R1, Seconda Fase.
Litologia delle particelle in sospensione	serpentiniti e ofioliti, inerti da recupero	All. R2, capp. 4 e 14.

Gli sviluppi planimetrici dei collegamenti sono misurati sulla spezzata che congiunge i manufatti restituiti dal file vettoriale della Tav. D12: 41,8 m per la condotta di alimentazione dello Specchio acqueo W, 48,0 m per quella dello Specchio acqueo E, 56,0 m per la condotta di scarico meridionale e 5,8 m per quella settentrionale. Il tracciato esecutivo ne costituisce il riferimento definitivo; le verifiche dei capitoli 7 e 9 sono condotte sulla pendenza e non sullo sviluppo, per cui una variazione moderata di quest'ultimo non altera l'esito, ma modifica il dislivello da garantire fra le quote di fondo.

2.3 — Dati imposti dalla normativa

Il volume di prima pioggia è definito dall'art. 2, comma 1, lettera b) del Regolamento Regionale della Liguria 10 luglio 2009 n. 4 come quello corrispondente, nella prima parte di ogni evento meteorico, a una precipitazione di 5 millimetri uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta. La lettera d) del medesimo articolo qualifica come distinti gli eventi separati da almeno 48 ore di tempo asciutto: è il dato che

rende praticabile il criterio di sedimentazione in quiete adottato al § 6.7. Il Regolamento non fissa alcuna durata convenzionale dell'evento di prima pioggia: la durata impiegata per trasformare il volume in portata è un'assunzione progettuale, dichiarata al § 2.4.

I valori limite di emissione allo scarico in corpo idrico superficiale sono quelli della Tabella 3 dell'Allegato 5 alla Parte Terza del D.Lgs. 3 aprile 2006 n. 152; le frequenze e i parametri di controllo sono stabiliti dall'All. R17. La sicurezza dei lavori in prossimità delle vasche è regolata dal D.Lgs. 25 novembre 1996 n. 624 e trattata al § 6.12.

2.4 — Assunzioni convenzionali

Parametro	Valore	Motivazione
Coefficiente di deflusso φ per la rete superficiale	0,80	Superfici in materiale granulare compattato prive di copertura vegetale, quali si presentano nelle fasi intermedie. È l'estremo superiore dell'intervallo, cioè la condizione sfavorevole per il dimensionamento della rete di superficie.
Coefficiente di infiltrazione ψ per il drenaggio profondo	0,60	ψ = 1 − φ con φ = 0,40, estremo inferiore dell'intervallo 0,40÷0,50 proprio della superficie rinverdita su riporto compattato. È la condizione sfavorevole per il drenaggio, opposta alla precedente. Vedi § 8.3.
Tempo di corrivazione t_c	15 minuti	Minimo convenzionale per sottobacini di 0,1÷0,5 ha. Adottando 10 minuti le portate salirebbero del 18 % (rapporti di Bell fra le piogge di 10 e 15 minuti, All. R18 § 6.5): se ne tiene conto nei franchi.
Durata dell'evento di prima pioggia	pari al tempo di corrivazione	Assunzione: il volume di prima pioggia affluisce con la portata di colmo del sottobacino, come sviluppato al § 6.7.
Densità delle particelle ρ_s	2.700 kg/m³	Valore corrente per serpentiniti e inerti. Cautelativo: una densità minore allunga i tempi di sedimentazione.
Viscosità dinamica μ	1,31 · 10⁻³ Pa·s (10 °C)	Valore esatto a 10 °C. Cautelativo: a 20 °C la velocità di sedimentazione sarebbe superiore del 30 %.
Taglio granulometrico di progetto	30 μm	Scelta progettuale, non normativa.
Inclinazione della parete interna delle vasche	α ≥ 85° sull'orizzontale	Vedi § 6.2. La verticalità perfetta non è un requisito realistico per una muratura di massi; 85° corrisponde a un rientro di 0,175 m su 2,00 m di altezza, controllabile con filo a piombo in corso d'opera. Tutti i volumi utili dichiarati sono calcolati a 85°.
Spessore del paramento	1,20 m	Vedi § 6.4: valore minimo che verifica ribaltamento, scorrimento e posizione della risultante nel terzo medio.
Scabrezza del geocomposito antierosivo	n = 0,030 per la capacità; n = 0,021 per la velocità	Campo di letteratura per geostuoie antierosive; per ciascuna verifica si adotta il valore sfavorevole, cioè quello che riduce la capacità e quello che aumenta la velocità.
Scabrezza dell'acciaio zincato ondulato	n = 0,024 per la capacità; n = 0,020 per la velocità	Campo di letteratura per lamiera ondulata (0,022÷0,027), con il medesimo criterio.
Scabrezza delle tubazioni a parete strutturata e in calcestruzzo	K_s = 100 m^(1/3)/s (n = 0,010) e K_s = 77 m^(1/3)/s (n = 0,013)	Valori di uso corrente. Le verifiche delle condotte di scarico sono ripetute con K_s ridotto del 10 %, per tenere conto del degrado della parete interna in esercizio.

2.5 — Parametri pluviometrici del sito

Le curve di possibilità pluviometrica sono quelle dell'All. R18, ricavate dagli Annali Idrologici ARPAL (Parte I, 2003-2012 e 2016-2021) con il metodo regionale della piena indice: indice del sito dalla stazione di Framura, la più vicina alla cava, e fattore di crescita dalle cinque stazioni costiere fra Sestri Levante e Monterosso. Per le durate inferiori all'ora, che governano le portate dei sottobacini, la pioggia di 15 minuti è ottenuta da quella oraria con il rapporto di Bell, pari a 0,57, leggermente superiore a quello misurato nelle stazioni costiere.

Poiché la serie di Framura comprende sette anni, tutte le verifiche sono ripetute anche con l'indice della stazione di Levanto, che dispone di 16 anni di osservazioni, comprende l'evento del 25 ottobre 2011 e restituisce valori superiori di circa il 20 % (All. R18, § 8.2). I risultati della verifica di controllo sono riportati accanto a quelli di progetto nei capitoli 3, 4, 8 e 9.

3 — Idrologia di progetto e portate per sottobacino

Tempo di ritorno	a (mm·h^{-n}), 1÷24 h	n	h 1 ora	h 15 min	i 15 min	i 15 min, controllo Levanto
25 anni	69,8	0,329	66,3 mm	37,8 mm	151,2 mm/h	181,5 mm/h
50 anni	80,2	0,357	74,3 mm	42,4 mm	169,4 mm/h	203,5 mm/h
100 anni	91,1	0,387	82,3 mm	46,9 mm	187,6 mm/h	—

Le portate sono calcolate con il metodo razionale $Q = \varphi \cdot i \cdot A / 3{,}6$, con Q in m³/s, i in mm/h e A in km². Il volume di prima pioggia è calcolato nella lettura stretta della norma, cioè 5 mm sull'intera superficie senza riduzione per il coefficiente di deflusso.

Vasca	Sottobacino	Q_{25}	Q_{50}	Volume di prima pioggia	Volume utile	Margine
V1	2.680,0 m²	90,1 l/s	100,9 l/s	13,40 m³	22,5 m³	+ 68 %
V2	2.162,0 m²	72,7 l/s	81,4 l/s	10,81 m³	21,5 m³	+ 99 %
V3	1.057,0 m²	35,5 l/s	39,8 l/s	5,29 m³	15,1 m³	+ 186 %
V4	4.967,0 m²	166,9 l/s	186,9 l/s	24,84 m³	44,4 m³	+ 79 %
V5	4.988,0 m²	167,6 l/s	187,7 l/s	24,94 m³	38,9 m³	+ 56 %
Totale	15.854,0 m²	532,7 l/s	596,8 l/s	79,27 m³	142,4 m³	+ 80 %

Con i dati di controllo di Levanto le portate salgono a 108,2 / 87,2 / 42,6 / 200,3 / 201,2 l/s per T = 25 anni e a 121,2 / 97,7 / 47,8 / 224,6 / 225,5 l/s per T = 50 anni, nell'ordine V1÷V5. I volumi di prima pioggia non dipendono dalla curva pluviometrica e restano invariati.

La portata complessiva di 532,7 l/s non si presenta mai in un unico punto: i cinque sottobacini recapitano a cinque manufatti distinti e a due sole sezioni di scarico nel fosso, alle quali le portate arrivano ripartite secondo lo schema di collegamento del § 9.1. Il valore è riportato per completezza e come riferimento per la verifica di compatibilità del ricettore, svolta al § 9.6.

4 — Rete di raccolta superficiale

Il progetto impiega due tipologie di canaletta: il mezzo tubo DN 500 in acciaio zincato ondulato, rappresentato nella Tav. D11, e una canaletta trapezia di base 0,50 m, scarpe 1:1 e altezza 0,30 m rivestita con geocomposito antierosivo. Non sono alternative indifferenti: hanno campi di validità complementari, e la verifica del § 4.3 individua la soglia di pendenza che li separa.

4.1 — Il mezzo tubo DN 500 in acciaio zincato ondulato

Manufatto rigido di larghezza 0,500 m e altezza 0,250 m, posato su stesa granulare di regolarizzazione, con costipamento laterale in materiale sabbioso o pietrisco, angolari di

sostegno e traversi di rinforzo a interasse di 6,10 m per pendenze inferiori al 10 % e di 3,05 m per pendenze superiori. La sezione è un semicerchio di raggio 0,250 m: area 0,0982 m², perimetro bagnato 0,7854 m, raggio idraulico a sezione piena 0,125 m. La scabrezza è elevata per effetto delle ondulazioni, ma la velocità ammissibile è alta, dell'ordine di 6 m/s, poiché il limite non è la resistenza del rivestimento bensì l'abrasione da trasporto solido.

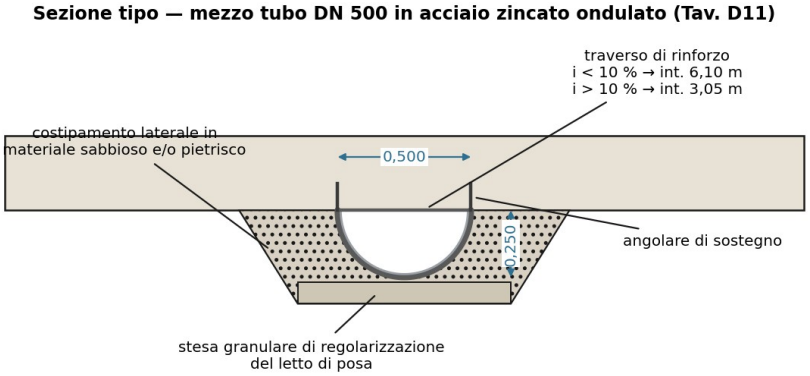


Fig. 2 — Sezione tipo del mezzo tubo DN 500 in acciaio zincato ondulato, ridisegnata dai particolari costruttivi della Tav. D11.

4.2 — La canaletta trapezia in geocomposito antierosivo

Il rivestimento è un geocomposito antierosivo costituito da geostuoia grimpante superiore, geotessile nontessuto intermedio e film impermeabile inferiore, in polipropilene e poliolefine. Le caratteristiche del prodotto assunto a riferimento sono le seguenti; ogni prodotto di prestazioni non inferiori è ammesso in sede esecutiva.

Caratteristica	Valore	Norma di prova
Composizione	geostuoia antierosiva + geotessile nontessuto + film impermeabile	—
Massa areica	850 g/m²	EN ISO 9864
Spessore sotto 2 kPa	15,0 mm	EN ISO 9863
Resistenza a trazione MD e CMD	16,0 kN/m	EN ISO 10319
Allungamento a carico massimo	50 % in entrambe le direzioni	EN ISO 10319
Punzonamento statico CBR	3,0 kN	EN ISO 12236
Perforazione dinamica	8 mm	EN ISO 13433
Resistenza allo strappo	400 N	EN 14574
Larghezze disponibili	1,20 m e 2,40 m	—

Lo sviluppo della sezione vale b + 2·h·√2 = 1,35 m; con risvolto di ancoraggio di 0,50 m per lato lo sviluppo complessivo è di 2,35 m, compatibile con il rotolo da 2,40 m senza giunzione longitudinale. Il film impermeabile inferiore rende la canaletta stagna e impedisce l'infiltrazione nel corpo di riporto, requisito non accessorio: una canaletta permeabile alimenterebbe proprio quella falda sospesa che il drenaggio del capitolo 8 ha il compito di escludere. La geostuoia superiore si rinverdisce e, a cotico insediato, il manufatto scompare alla vista.

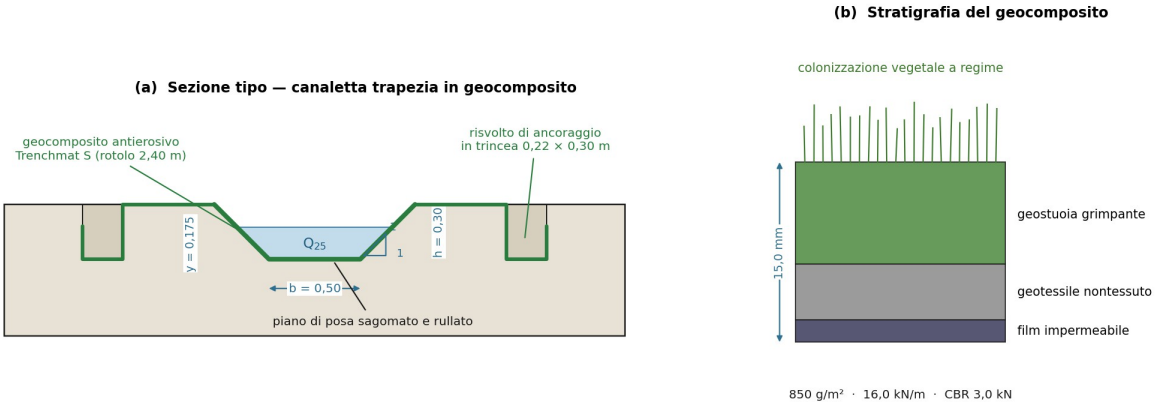


Fig. 3 — (a) Sezione tipo della canaletta trapezia rivestita in geocomposito, con i risvolti di ancoraggio in trincea; (b) stratigrafia del geocomposito: geostuoia grimpante superiore, geotessile nontessuto intermedio, film impermeabile inferiore.

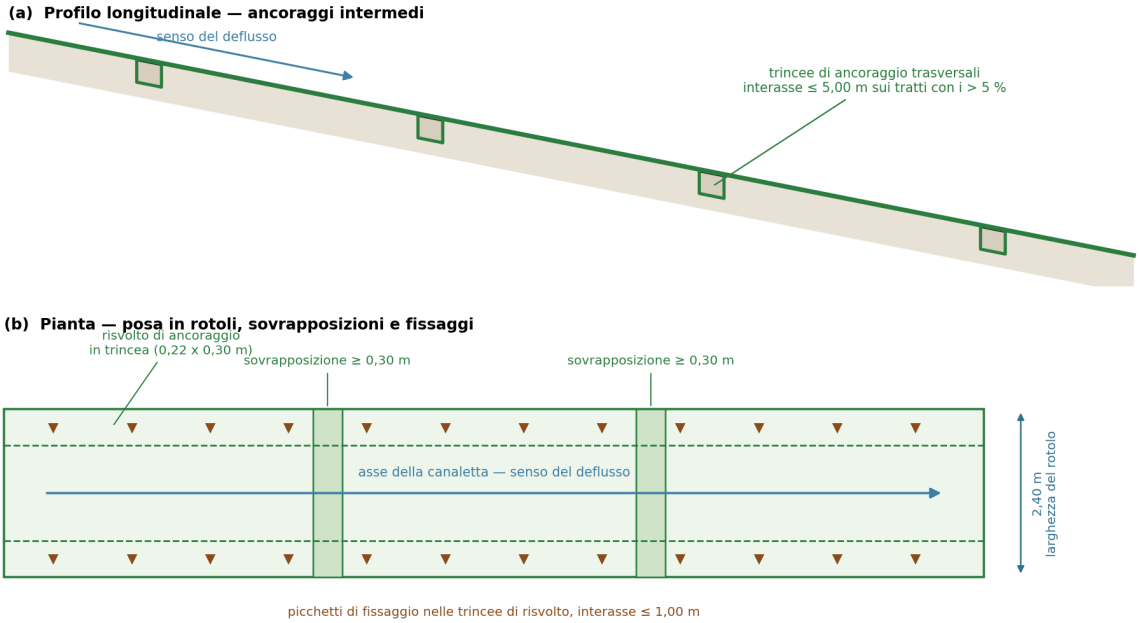


Fig. 4 — Schema di posa: profilo longitudinale con le trincee di ancoraggio trasversali e pianta con le sovrapposizioni fra rotoli contigui e i picchetti di fissaggio.

4.3 — Verifica comparata, velocità ammissibili e criterio di impiego

Entrambi i manufatti sono verificati con la formula di Gauckler-Strickler in moto uniforme. Per la capacità si adotta, per ciascuno, la scabrezza più elevata del rispettivo intervallo di letteratura, che è la condizione sfavorevole; per la velocità si adotta la più bassa, che è a sua volta la condizione sfavorevole, poiché una parete più liscia riduce il tirante e accresce la velocità. Le due verifiche non sono quindi condotte sulla medesima configurazione, e non devono esserlo: ciascuna adotta l'ipotesi che la rende più severa.

Verifica della canaletta trapezia per ciascun sottobacino, su tratto di gronda con pendenza del 2 %. I tiranti e gli sforzi tangenziali sono calcolati con n = 0,030, le velocità con n = 0,021.

Vasca	Q_{25}	Tirante y	Franco su h = 0,30	Velocità	Sforzo tangenziale	Esito
V1	90,1 l/s	0,140 m	0,160 m	1,30 m/s	20 Pa	verificata
V2	72,7 l/s	0,123 m	0,177 m	1,21 m/s	18 Pa	verificata
V3	35,5 l/s	0,081 m	0,219 m	0,96 m/s	13 Pa	verificata
V4	166,9 l/s	0,198 m	0,102 m	1,56 m/s	26 Pa	verificata
V5	167,6 l/s	0,199 m	0,101 m	1,56 m/s	26 Pa	verificata

La sezione è verificata in tutti i casi. Nella condizione più gravosa, i due sottobacini pressoché uguali di V4 e V5, il tirante occupa il 66 % dell'altezza e il franco residuo è pari al 51 % del tirante, contro il minimo del 20 % di prassi. Il margine assorbe l'incertezza sul tempo di corrivazione: con t_c = 10 minuti il tirante salirebbe a circa 0,22 m e il franco resterebbe di 0,08 m. Nella verifica di controllo con i dati di Levanto, alla portata cinquantennale di 225,5 l/s, il tirante è di 0,234 m, il franco di 0,066 m, pari al 28 % del tirante, e la velocità di 1,70 m/s, inferiore al limite di 2,0 m/s: la canaletta è verificata anche in questa condizione.

Gli sforzi tangenziali, compresi fra 13 e 26 Pa, sono ampiamente al di sotto dei valori ammissibili per i rivestimenti flessibili antierosivi, che la letteratura di riferimento colloca fra 50 e 100 Pa per la geostuoia non ancora rinverdita e a valori sensibilmente superiori a cotico insediato (FHWA, HEC-15, 2005). Il parametro che governa il campo di impiego non è quindi lo sforzo tangenziale ma la velocità.

Le velocità ammissibili adottate sono le seguenti, ed è opportuno esplicitarne la fonte perché su di esse poggia l'intero criterio di impiego. Per la geostuoia antierosiva si assumono 2,0 m/s nella condizione non rinverdita e 4,0÷4,5 m/s a cotico insediato: sono i valori di uso corrente per i rivestimenti flessibili, riportati da Theisen (1992) e ripresi dalla HEC-15 della Federal Highway Administration. Per la lamiera ondulata zincata si assumono 6 m/s, valore di prassi per i canali metallici, governato dall'abrasione da trasporto solido e non dalla resistenza meccanica del rivestimento. La condizione dimensionante per il geocomposito è pertanto la prima stagione di esercizio, quella che precede l'attecchimento del cotico.

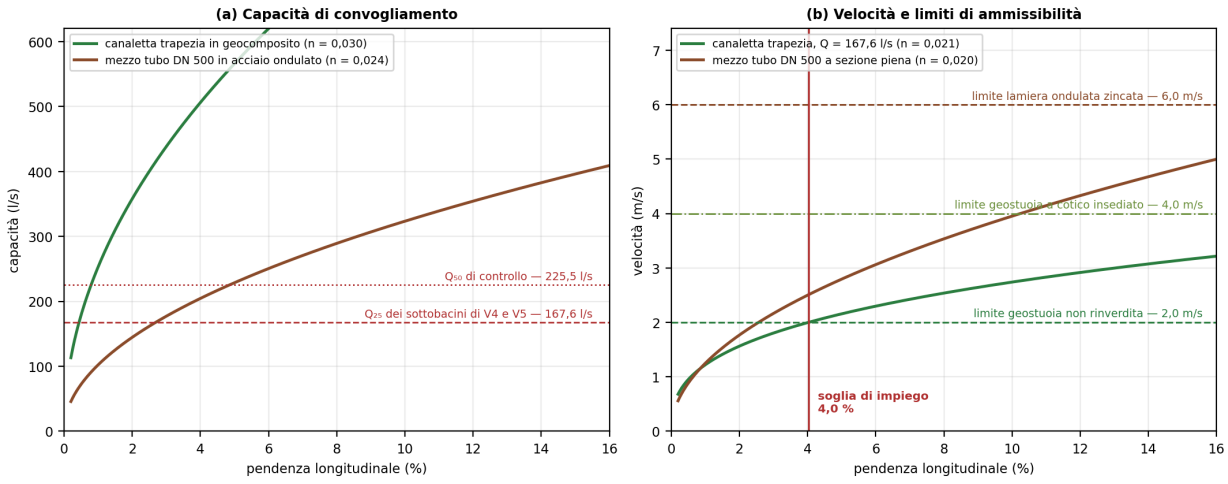


Fig. 5 — Abaco di impiego. (a) Capacità di convogliamento dei due manufatti al variare della pendenza, con le portate di riferimento dei sottobacini maggiori. (b) Velocità e limiti di ammissibilità dei due rivestimenti: la canaletta in geocomposito raggiunge il limite di 2,0 m/s proprio della condizione non rinverdita alla pendenza del 4,0 %.

Risolvendo l'equazione del moto uniforme rispetto alla pendenza, con n = 0,021 e alla portata venticinquennale del sottobacino maggiore (167,6 l/s), la velocità di 2,0 m/s si raggiunge al 4,03 %. Si adotta pertanto il 4 % come soglia di impiego. Alla medesima pendenza, e nella condizione di cotico insediato con limite a 4,0 m/s, la canaletta resterebbe verificata fino a pendenze dell'ordine del 20 %: la limitazione riguarda esclusivamente la fase

antecedente l'attecchimento, ed è per questa ragione che l'ultimo alinea del criterio di impiego subordina il collaudo idraulico dei tratti più acclivi all'insediamento della vegetazione.

Il mezzo tubo DN 500, di capacità inferiore a parità di pendenza, richiede invece una pendenza minima che dipende dalla portata intercettata. Riferita all'intero sottobacino essa vale:

Vasca	Q_{25}	Pendenza minima del mezzo tubo	Pendenza minima con i dati di Levanto	Giudizio
V3	35,5 l/s	0,12 %	0,17 %	impiegabile su qualunque tratto
V2	72,7 l/s	0,51 %	0,73 %	impiegabile su qualunque tratto
V1	90,1 l/s	0,78 %	1,12 %	impiegabile su qualunque tratto
V4	166,9 l/s	2,66 %	3,84 %	non impiegabile sui tratti di gronda sub-orizzontali
V5	167,6 l/s	2,69 %	3,87 %	non impiegabile sui tratti di gronda sub-orizzontali

Il confronto restituisce due soglie di segno opposto. Per capacità, il mezzo tubo è insufficiente al di sotto del 2,7 % di pendenza per i sottobacini maggiori, e al di sotto del 3,9 % nella verifica di controllo; la canaletta trapezia è invece verificata già allo 0,5 %. Per resistenza, la canaletta in geocomposito raggiunge la velocità ammissibile non rinverdita al 4,0 %, mentre il mezzo tubo metallico resta verificato ben oltre il 15 %. Le due soglie si incontrano nell'intorno del 4 %, e questo definisce il criterio di impiego.

Canaletta trapezia in geocomposito antierosivo sui tratti con pendenza non superiore al 4 %: canalette di gronda al piede delle scarpate, canalette perimetrali dei ripiani, collettori lungo i gradoni. Su questi tratti il mezzo tubo non avrebbe capacità sufficiente per i sottobacini di V4 e V5.

Mezzo tubo DN 500 in acciaio zincato ondulato sui tratti con pendenza superiore al 4 %: canalette di scarpata e di accompagnamento delle piste, in particolare la pista di Fase 2 che l'All. R1 prescrive al 15 %. Su questi tratti la pendenza garantisce di per sé la capacità, e il geocomposito lavorerebbe oltre il proprio limite nella fase antecedente l'insediamento della vegetazione. La verifica di capacità del mezzo tubo va condotta sulla superficie effettivamente intercettata dal singolo tratto, che sulle scarpate e lungo le piste è una frazione del sottobacino, e non sull'intero sottobacino.

Fra il 2,7 % e il 4 % entrambi i manufatti sono verificati: si adotta il geocomposito per continuità costruttiva e per l'esito paesaggistico.

Qualora ragioni di cantiere impongano il geocomposito anche oltre il 4 %, la posa va integrata con trincee di ancoraggio trasversali a interasse non superiore a 5,00 m, salti di fondo e idrosemina contestuale, e il collaudo idraulico resta subordinato all'attecchimento del cotico.



Canaletta trenchmat in posa;



Canaletta trenchmat in posa, dettaglio e fittone di fissaggio

5 — Griglie di raccolta e attraversamenti

La Tav. D12 individua griglie di raccolta trasversali agli attraversamenti delle piste, e l'All. R1 ne prescrive a monte e a valle della pista di Fase 2. La funzione è intercettare il deflusso che percorre longitudinalmente la pista prima che questa si comporti da collettore incontrollato: una pista al 15 %, priva di interruzioni, concentra il ruscellamento e produce incisioni del piano viabile e trasporto solido verso valle in quantità superiore a quella che le vasche sono dimensionate a trattenere.

Si prescrive che ciascuna griglia sia dimensionata per la portata venticinquennale del tratto intercettato, con luce netta non inferiore alla sezione della canaletta a valle, classe di carico non inferiore a C 250 secondo la UNI EN 124 sulle piste percorse da mezzi d'opera e D 400 sui tratti percorsi da automezzi a pieno carico, e che sia ispezionata con la stessa frequenza prevista per le vasche. Il canale di raccolta sottostante la griglia va sagomato con pendenza non inferiore all'1 % verso lo sbocco, così da garantire l'autopulizia, e va munito di cestello estraibile per la raccolta del materiale grossolano.

6 — Vasche di sedimentazione in muratura di massi V1÷V5

6.1 — Criterio di verifica

Le cinque vasche sono realizzate in muratura di massi, con profondità utile di 2,00 m e volumi utili compresi fra 15,1 e 44,4 m³. La configurazione impone il criterio di verifica. Una vasca di volume modesto e priva di setti non è un sedimentatore a flusso continuo e non va verificata come tale: è un invaso di accumulo, che trattiene integralmente il volume di prima pioggia e lo restituisce lentamente a evento concluso. La verifica si articola pertanto su tre condizioni successive — capienza, sedimentazione in quiete, comportamento durante gli eventi eccedenti — anziché sul solo carico idraulico superficiale, che è il criterio proprio dei sedimentatori a flusso e che in questo schema è pertinente alla sola fase di sfioro.

A queste si aggiunge una quarta verifica, non idraulica ma strutturale. Il paramento sub-verticale alto 2,30 m che sostiene il terrapieno circostante è a tutti gli effetti un'opera di sostegno permanente, e va verificata come tale: i §§ 6.4 e 6.5 ne svolgono la verifica, rispettivamente con il metodo dei fattori di sicurezza globali e secondo le NTC 2018.

6.2 — Tipologia costruttiva e geometria di progetto

Il paramento è costituito da massi squadrati e semisquadrati appoggiati gli uni sugli altri e cementati, con pareti praticamente verticali. La distinzione rispetto a una scogliera in massi posati a secco non è terminologica e cambia sia il calcolo del volume sia il regime statico del manufatto: non si tratta del rivestimento di protezione di una sponda stabile di per sé, ma di una muratura di pietrame che lavora come muro di sostegno a gravità. Ne discendono tre conseguenze — la geometria del volume, la stabilità del paramento e la necessità del drenaggio di tergo — sviluppate nei paragrafi seguenti; le prescrizioni sulla posa a secco con ammorsamento reciproco, proprie della scogliera, sono sostituite da quelle sull'apparecchiatura muraria, sui giunti sfalsati e sulla malta.

La pianta è rettangolare con rapporto lunghezza-larghezza pari a 2:1, e il flusso attraversa la vasca per il lato lungo. Le dimensioni riportate sono luci nette interne misurate al ciglio, alle quali va aggiunto lo spessore del paramento, pari a 1,20 m per lato, per ottenere l'ingombro di scavo. La profondità di scavo di 2,30 m comprende il franco di 0,30 m fra il livello di massima regolazione e il ciglio; la platea di fondo, dello spessore di 0,30 m, è realizzata al di sotto di tale quota.

Vasca	Luce netta al ciglio	Specchio liquido	Ingombro di scavo	Profondità di scavo
V1	2,50 × 5,00 m	12,5 m²	4,90 × 7,40 m	2,30 m
V2	2,45 × 4,90 m	12,0 m²	4,85 × 7,30 m	2,30 m
V3	2,10 × 4,10 m	8,6 m²	4,50 × 6,50 m	2,30 m
V4	3,45 × 6,95 m	24,0 m²	5,85 × 9,35 m	2,30 m
V5	3,25 × 6,50 m	21,1 m²	5,65 × 8,90 m	2,30 m

L'inclinazione della parete interna è il parametro che governa il volume utile, e non è un dettaglio esecutivo. Con parete perfettamente verticale il volume è il prodotto della superficie in pianta per la profondità utile; con parete inclinata di α sull'orizzontale la sezione si restringe verso il fondo di 2,00 · cotg α per lato, e il volume si calcola con la formula del prismatoide V = h/6 · (A_fondo + 4 · A_media + A_ciglio). La verticalità perfetta non è un requisito realistico di cantiere per una muratura di massi: si prescrive pertanto un'inclinazione non inferiore a 85°, corrispondente a un rientro massimo di 0,175 m su 2,00 m di altezza, verificabile con filo a piombo in corso d'opera, e tutti i volumi utili dichiarati nella presente relazione sono calcolati a 85°. Il volume alla verticalità nominale è riportato in tabella come termine di confronto e non è utilizzato in alcuna verifica.

6.3 — Verifica di capienza

Il criterio di verifica è che il volume utile non sia inferiore a una volta e mezzo il volume di prima pioggia del sottobacino servito, pari a 1,5 · 0,005 · A. Il coefficiente 1,5 non è un margine arbitrario ma la traduzione della soglia di manutenzione: poiché il risezionamento è prescritto quando il sedimento occupa un terzo del volume utile, alla vigilia dell'intervento la vasca dispone di due terzi del proprio volume nominale, e imporre V ≥ 1,5 · V_prima pioggia equivale a imporre che anche in quella condizione il volume di prima pioggia sia interamente contenuto. La verifica è condotta all'inclinazione minima prescritta di 85°, cioè nella combinazione più sfavorevole fra geometria e stato di riempimento da sedimento.

Vasca	Volume a 90°	Volume a 85° (di progetto)	Volume di prima pioggia	Volume richiesto 1,5 · V_pp	Margine
V1	25,0 m³	22,5 m³	13,40 m³	20,10 m³	+ 12 %
V2	24,0 m³	21,5 m³	10,81 m³	16,22 m³	+ 33 %
V3	17,2 m³	15,1 m³	5,29 m³	7,94 m³	+ 91 %
V4	48,0 m³	44,4 m³	24,84 m³	37,26 m³	+ 19 %
V5	42,3 m³	38,9 m³	24,94 m³	37,41 m³	+ 4 %
Totale	156,4 m³	142,4 m³	79,27 m³	118,91 m³	+ 20 %

Tutte e cinque le vasche verificano. Il sistema nel suo complesso dispone di 142,4 m³ contro i 118,91 m³ richiesti, con un margine del 20 %, e di 142,4 m³ contro i 79,27 m³ del solo volume di prima pioggia, con un margine dell'80 %.

La vasca dimensionante è V5, con un margine del 4 %; seguono V1 con il 12 % e V4 con il 19 %. Per V5 la prescrizione sull'inclinazione minima e quella sulla soglia di risezionamento non sono raccomandazioni di buona pratica ma condizioni di validità della verifica, e si prescrive di conseguenza: controllo dell'inclinazione con filo a piombo su almeno tre sezioni, verbalizzato in corso d'opera prima del getto della platea; ispezione con cadenza quindicinale nei periodi di conferimento intenso, contro la cadenza mensile delle altre; rilievo del volume residuo a ogni ispezione. Qualora il rilievo esecutivo evidenzi uno scostamento sfavorevole, l'adeguamento è immediato e di costo trascurabile: portando la luce netta di V5 a 3,35 × 6,70 m il volume sale a 41,5 m³ e il margine all'11 %, con circa 2 m³ di scavo in più.

Si osservi che il margine reale è superiore a quello dichiarato, perché il volume di prima pioggia è calcolato nella lettura stretta della norma, cioè senza riduzione per il coefficiente di deflusso: applicando φ = 0,80 il volume richiesto per V5 scenderebbe da 24,94 a 19,95 m³ e il margine sul criterio salirebbe al 30 %. Si mantiene comunque la lettura più conservativa.

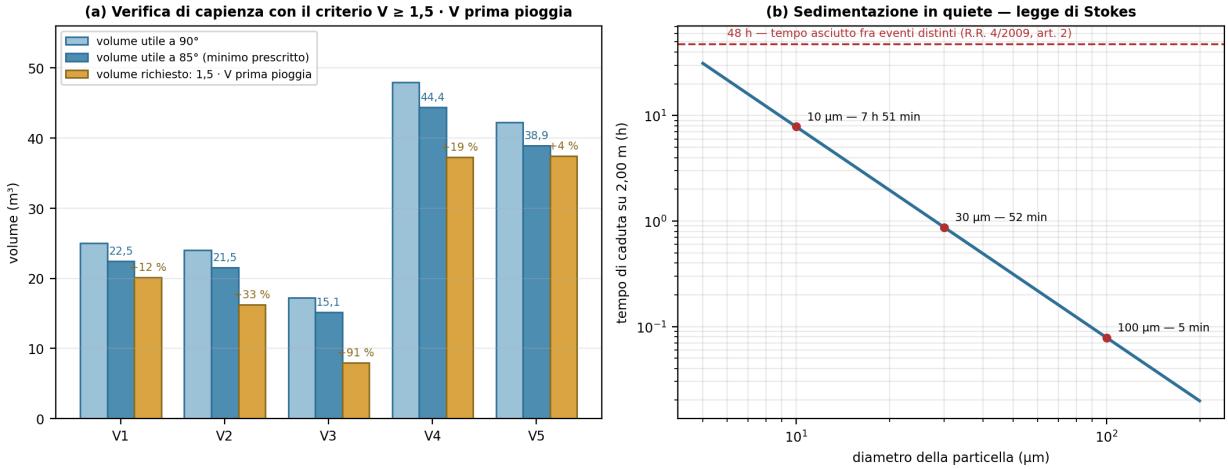


Fig. 6 — (a) Verifica di capienza vasca per vasca, con il criterio V ≥ 1,5 · V di prima pioggia applicato all'inclinazione minima prescritta di 85°. (b) Tempo di caduta delle particelle su 2,00 m di battente secondo la legge di Stokes, confrontato con le 48 ore di tempo asciutto che il R.R. 4/2009 assume come separazione fra eventi distinti.

6.4 — Stabilità del paramento in muratura di massi

Una parete verticale alta 2,30 m che sostiene il terrapieno circostante è un muro di sostegno a gravità. Si assume terreno di riporto compattato con peso di volume di 19 kN/m³ e angolo di resistenza al taglio di 35°, cui corrisponde un coefficiente di spinta attiva di Rankine K_a = (1 − sen φ) / (1 + sen φ) = 0,271, e muratura di massi con peso di volume di 22 kN/m³. La spinta attiva su 2,30 m di altezza vale S_a = ½ · 19 · 2,30² · 0,271 = 13,6 kN/m, applicata a un terzo dell'altezza, cioè con braccio di 0,77 m rispetto allo spigolo di valle della fondazione.

Con spessore del paramento di 1,20 m il peso proprio vale W = 1,20 · 2,30 · 22 = 60,7 kN/m e il momento stabilizzante 36,4 kNm/m contro un momento ribaltante di 10,4 kNm/m: il fattore di sicurezza al ribaltamento è 3,49 e quello allo scorrimento, con angolo di attrito muratura-fondazione di 30°, è 2,57. L'eccentricità della risultante vale 0,172 m, inferiore al sesto della base (0,200 m): la sezione di contatto è interamente compressa e la pressione massima sul terreno di fondazione, 94 kPa, è compatibile con un riporto adeguatamente costipato. Uno spessore di 1,00 m, che pure verificherebbe ribaltamento e scorrimento, porta l'eccentricità a 0,206 m e fa uscire la risultante dal terzo medio: non si adotta.

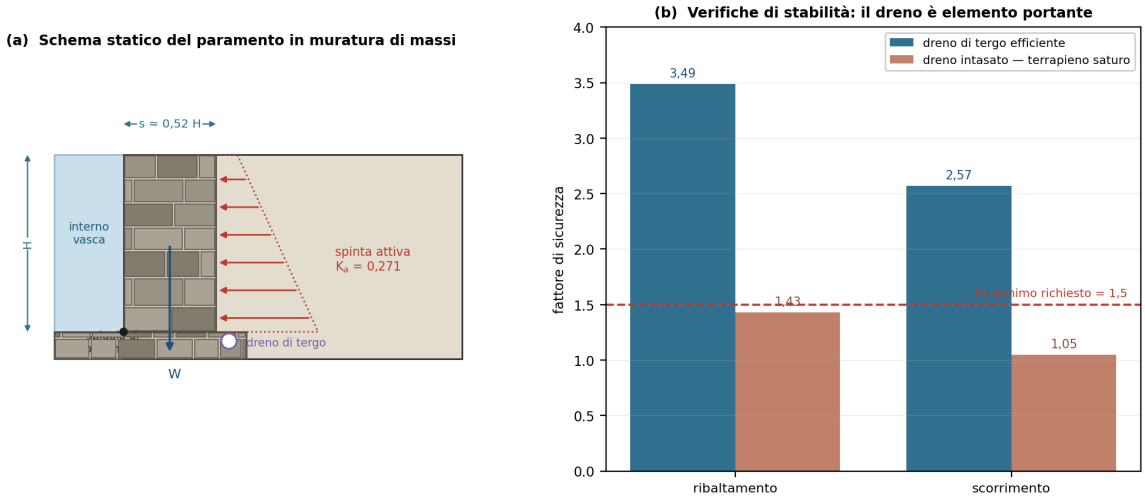


Fig. 7 — (a) Schema statico del paramento: spinta attiva del terrapieno, peso proprio della muratura e posizione del dreno di tergo. (b) Fattori di sicurezza al ribaltamento e allo scorrimento nelle due condizioni, con terrapieno drenato e con terrapieno saturo per intasamento del dreno.

6.5 — Verifica secondo le NTC 2018 e verifica pseudostatica

I fattori di sicurezza globali del paragrafo precedente sono riportati perché di lettura immediata e perché consentono il confronto diretto fra la condizione drenata e quella satura, ma non sono il formato di verifica prescritto dal D.M. 17 gennaio 2018. Le verifiche agli stati limite ultimi sono pertanto svolte di seguito. Per le opere di sostegno le NTC richiedono la verifica EQU al ribaltamento, con i coefficienti parziali EQU sulle azioni e M2 sui parametri di resistenza, e le verifiche GEO allo scorrimento e alla capacità portante secondo l'Approccio 2, combinazione A1 + M1 + R3.

Verifica EQU al ribaltamento. Con γ_φ' = 1,25 l'angolo di resistenza al taglio di progetto scende a 29,3°, cui corrisponde K_a = 0,343 e una spinta di 17,3 kN/m; amplificata con γ_G = 1,1 essa produce un momento ribaltante di progetto di 14,6 kNm/m. Il peso proprio, azione stabilizzante, è ridotto con γ_G = 0,9 e produce un momento stabilizzante di 32,8 kNm/m. Con il coefficiente parziale di resistenza γ_R = 1,15 la verifica restituisce un rapporto di 1,96, ampiamente soddisfatta.

Verifica GEO allo scorrimento, Approccio 2. Con M1 i parametri restano quelli caratteristici; la spinta amplificata con γ_G = 1,3 vale 17,7 kN/m, la resistenza di attrito alla base vale 60,7 · tg 30° = 35,1 kN/m e, divisa per γ_R = 1,1, restituisce 31,9 kN/m. Il rapporto fra resistenza e azione di progetto è 1,80.

Verifica GEO di capacità portante, Approccio 2. Con carico verticale di progetto 78,9 kN/m e carico orizzontale 17,7 kN/m l'eccentricità vale 0,172 m, la larghezza efficace B' = B − 2e = 0,856 m. Adottando la formulazione di Vesić per terreno incoerente con φ' = 35°, senza contributo di approfondimento e con i coefficienti correttivi per carico inclinato, la capacità portante di progetto risulta di 111,5 kN/m contro un'azione di 78,9 kN/m, con rapporto 1,41. L'assunzione di approfondimento nullo è marcatamente cautelativa, poiché la platea è realizzata 0,30 m al di sotto del piano di fondo; la verifica definitiva va comunque ripetuta in sede esecutiva con i parametri del terreno di sedime effettivamente rilevati al fondo dello scavo.

Verifica sismica pseudostatica. L'incremento di spinta è valutato con la formulazione di Mononobe-Okabe per parete verticale e terrapieno orizzontale, con coefficiente sismico verticale nullo, cui si somma la forza d'inerzia della muratura pari a k_h · W applicata a metà altezza. La verifica allo scorrimento è espressa in funzione del coefficiente sismico orizzontale, così da renderla indipendente dai parametri di pericolosità che saranno assunti in

sede esecutiva:

k_h	K_ae	Spinta sismica totale	Inerzia della muratura	Azione di progetto	Rapporto resistenza/azione
0,00	0,271	13,6 kN/m	—	13,6 kN/m	2,34
0,05	0,298	15,0 kN/m	3,0 kN/m	18,0 kN/m	1,77
0,10	0,328	16,5 kN/m	6,1 kN/m	22,6 kN/m	1,41
0,20	0,395	19,9 kN/m	12,1 kN/m	32,0 kN/m	1,00

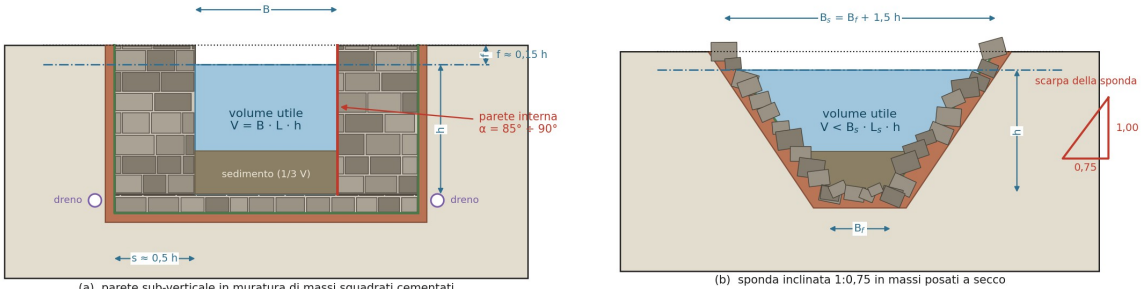
La verifica allo scorrimento è soddisfatta fino a un coefficiente sismico orizzontale di circa 0,20, valore che eccede largamente quelli attesi nella Liguria di levante e per il quale il rapporto fra resistenza e azione si porta all'unità; la verifica al ribaltamento, condotta con il medesimo procedimento, restituisce a k_h = 0,10 un rapporto di 1,45. Il manufatto dispone quindi di un margine sismico sostanziale. La verifica definitiva, con i valori di a_g, F₀ e T*_C del tabulato di pericolosità riportato nell'All. R2 e con la categoria di sottosuolo ivi assunta, è demandata alla progettazione esecutiva, che ne assumerà anche la responsabilità strutturale.

6.6 — Il drenaggio di tergo come elemento della verifica

Poiché la vasca è impermeabilizzata, il paramento separa un invaso a tenuta da un terrapieno che può saturarsi. Se il dreno di tergo si intasa e il terrapieno va in pressione mentre la vasca è vuota — la condizione che si verifica dopo lo svuotamento per manutenzione, cioè proprio quando un operatore può trovarsi all'interno — la spinta sale da 13,6 a 33,3 kN/m, per effetto della spinta idrostatica che si somma a quella efficace, e i fattori di sicurezza scendono a 1,43 al ribaltamento e a 1,05 allo scorrimento, entrambi al di sotto del minimo di 1,5.

Il drenaggio di tergo non è quindi un accorgimento di buona pratica ma un elemento portante della verifica, e come tale va prescritto e controllato: tubo microfessurato DN 100 al piede esterno del paramento, avvolto in inerte selezionato e in geotessile, con recapito alla canaletta di valle a quota superiore a quella di massima regolazione della vasca, pozzetto di ispezione terminale accessibile, verifica di funzionalità con cadenza annuale e, obbligatoriamente, prima di ogni ingresso in vasca per la pulizia.

Vasca di sedimentazione — sezione trasversale tipo: le due varianti costruttive



(a) parete sub-verticale in muratura di massi squadrati cementati paramento portante — richiede dreno di tergo e verifica di stabilità

(b) sponda inclinata 1:0,75 in massi posati a secco non portante — ingombro maggiore a parità di volume

Fig. 8 — Sezione trasversale tipo, nelle due varianti costruttive. (a) Parete sub-verticale in muratura di massi squadrati e semisquadrati cementati: il paramento è portante e richiede il dreno di tergo e la verifica di stabilità; il volume utile è il prodotto della superficie in pianta per l'altezza. (b) Sponda inclinata 1:0,75 in massi posati a secco: il paramento non è portante ma l'ingombro di scavo cresce e il volume, a parità di dimensioni al ciglio, si riduce. Lo schema è quotato per rapporti: le grandezze effettive sono quelle della tabella del § 6.2.

6.7 — Sedimentazione: fase di riempimento e fase di quiete

Il funzionamento della vasca durante un evento di prima pioggia si articola in due fasi, e la confusione fra le due è la fonte più comune di errore nella verifica di questi manufatti.

Fase di riempimento. Dall'inizio dell'evento fino al raggiungimento della quota di sfioro la vasca non ha alcuno scarico attivo: lo scarico di fondo è intercettato dalla paratoia e la soglia sfiorante non è ancora raggiunta. Non esiste quindi portata uscente e non esiste flusso in transito. Ne discende che l'efficienza di ritenzione in questa fase è del 100 % per costruzione, qualunque sia la portata entrante e qualunque sia la granulometria del materiale trasportato: tutto ciò che entra resta nella vasca. Il criterio del carico idraulico superficiale di Hazen, che è definito sulla portata uscente, non è applicabile a questa fase, e applicarvelo condurrebbe a dichiarare un taglio granulometrico che non corrisponde ad alcuno stato idraulico reale.

Il parametro significativo della fase di riempimento è il tempo impiegato dal volume di prima pioggia a entrare in vasca, che determina quanto rapidamente la soglia di sfioro viene raggiunta. Esso si ricava dividendo il volume di prima pioggia, 0,005 · A, per la portata di colmo φ · i · A / 3,6, ed è indipendente dalla superficie del sottobacino, poiché entrambe le grandezze vi sono proporzionali. Con φ = 0,80 si ottiene, per tutte e cinque le vasche, 2 minuti e 29 secondi con l'evento venticinquennale, 2 minuti e 13 secondi con quello cinquantennale e 1 minuto e 51 secondi con l'evento cinquantennale dei dati di controllo. È un dato di rilievo gestionale: la capacità di accumulo si esaurisce nei primi minuti di un evento intenso, e il comportamento della vasca per la restante durata dell'evento è quello descritto al § 6.8.

Fase di quiete. Terminato l'afflusso, la vasca resta piena e la sedimentazione procede in quiete. Il tempo necessario perché una particella posta in superficie raggiunga il fondo vale t = h / v_s, con h = 2,00 m e v_s calcolata con la legge di Stokes v_s = (ρ_s − ρ_w) · g · d² / (18 · μ), valida in regime laminare, condizione ampiamente soddisfatta per i diametri in esame. Si ottengono 4,7 minuti per le particelle di 100 μm, 18,9 minuti per 50 μm, 52,4 minuti per 30 μm, 1 ora e 58 minuti per 20 μm e 7 ore e 51 minuti per 10 μm. Il confronto con le 48 ore di tempo asciutto fissate dal R.R. 4/2009 è immediato: la frazione di 10 μm sedimenta in un sesto del tempo minimo disponibile fra due eventi distinti, e l'acqua restituita al recettore risulta chiarificata ben al di sotto del taglio di progetto di 30 μm.

6.8 — Comportamento durante gli eventi eccedenti la prima pioggia

Superato il volume di prima pioggia, e quindi dopo i due minuti circa calcolati al paragrafo precedente, la vasca lavora a flusso continuo con scarico dalla soglia sfiorante. È questa, e soltanto questa, la fase alla quale si applica il criterio del carico idraulico superficiale di Hazen, v_s = Q / A_specchio, che confrontato con la legge di Stokes restituisce il diametro della particella più piccola interamente trattenuta.

Vasca	Q_{25}	Specchio liquido	Carico superficiale	Taglio granulometrico
V1	90,1 l/s	12,5 m²	7,21 mm/s	101 μm
V2	72,7 l/s	12,0 m²	6,06 mm/s	93 μm
V3	35,5 l/s	8,6 m²	4,12 mm/s	76 μm
V4	166,9 l/s	24,0 m²	6,96 mm/s	99 μm
V5	167,6 l/s	21,1 m²	7,93 mm/s	106 μm

Durante lo sfioro sono dunque trattenute le sole sabbie, da 76 a 106 μm secondo la vasca. Il dato non costituisce un difetto del dimensionamento per due ragioni. La prima è giuridica: l'obbligo di trattamento riguarda le acque di prima pioggia, mentre quelle successive sono convenzionalmente considerate non inquinate. La seconda è fisica: il carico solido si concentra nella prima parte dell'evento, che è integralmente trattenuta, mentre le acque successive dilavano una superficie già lavata. La garanzia sostanziale non è comunque il rendimento istantaneo durante il colmo, ma il controllo dei solidi sospesi totali allo scarico, da condurre secondo il programma dell'All. R17 con riferimento al valore limite della Tabella 3

dell'Allegato 5 alla Parte Terza del D.Lgs. 152/2006.

La parete verticale semplifica questa verifica ed è, sotto tale profilo, un vantaggio costruttivo: la superficie di sedimentazione non varia con il livello, per cui lo specchio liquido coincide con la superficie utile a qualunque battente e non occorre distinguere fra valore medio e valore massimo, come sarebbe stato necessario con sponde inclinate.

6.9 — Impermeabilizzazione: condizione di validità del dimensionamento

Una vasca in massi è, per costruzione, permeabile. Se fondo e sponde non sono resi scarsamente permeabili, l'invaso non trattiene il volume di prima pioggia ma lo disperde nel sottosuolo, e l'intera verifica del § 6.3 decade; la dispersione configurerebbe inoltre un'immissione nel suolo di acque non trattate, incompatibile con l'art. 104 del D.Lgs. 152/2006.

Si prescrive pertanto che ciascuna vasca sia impermeabilizzata con uno dei due sistemi seguenti: strato di argilla compattata di spessore non inferiore a 0,30 m e conducibilità idraulica non superiore a $1 \cdot 10^{-8}$ m/s, oppure geocomposito bentonitico o geomembrana protetti superiormente e inferiormente da geotessile nontessuto di massa areica non inferiore a 400 g/m². I massi sono in entrambi i casi il rivestimento di protezione e non l'elemento di tenuta, e la loro posa deve avvenire senza punzonare lo strato sottostante: se ne prescrive la calata guidata con benna a polipo o pinza idraulica, con divieto di scarico per ribaltamento.

6.10 — Massi: pezzatura e posa

Massi di litologia ofiolitica o similare, non gelivi, privi di parti alterabili o di giunti beanti, squadrati o semisquadrati, con rapporto fra la dimensione massima e la minima non superiore a 2 per gli elementi di paramento.

- Paramento delle sponde: elementi di altezza 0,30÷0,45 m posati a corsi orizzontali con giunti verticali sfalsati di almeno un quarto della lunghezza del blocco, allettati e stilati con malta cementizia di classe non inferiore a M10 secondo la UNI EN 998-2; spessore complessivo 1,20 m, con almeno un elemento passante ogni metro quadrato di paramento.
- Platea di fondo dello spessore di 0,30 m nella medesima tecnica, gettata in continuità con il piede del paramento e con pendenza dell'1 % verso lo scarico di fondo, al di sotto dello strato di impermeabilizzazione.
- Opera di imbocco allo sbocco della canaletta affluente, con dissipazione in massi su almeno 1,00 m di sviluppo, così da evitare l'escavazione localizzata del fondo e la risospensione del sedimento già depositato.

6.11 — Manufatti di uscita: soglia sfiorante e scarico di fondo

Ciascuna vasca è dotata di due manufatti di uscita con funzioni distinte. La soglia sfiorante smaltisce la portata eccedente il volume di prima pioggia durante l'evento; lo scarico di fondo restituisce lentamente il volume invasato a evento concluso e consente lo svuotamento per il risezionamento. Entrambi recapitano alla canaletta di valle, con l'eccezione di V4 e V5, dalle quali parte la condotta interrata di scarico al fosso e nelle quali i due manufatti sono riuniti nel manufatto di testa descritto al § 9.5.

La larghezza della soglia non è la stessa per tutte le vasche, perché non è la stessa la portata che ciascuna deve sfiorare: secondo lo schema del § 9.1 le vasche V1, V2 e V3 recapitano alla vasca V4, che riceve anche le portate sfiorate dalle vasche di monte, mentre V5 è autonoma. La verifica è condotta come stramazzo in parete grossa, $Q = 1{,}70 \cdot L \cdot h^{1{,}5}$, sulla portata cinquantennale cumulata dei dati di controllo.

Vasca	Portata da sfiorare	Larghezza della soglia	Carico sulla soglia	Franco residuo su 0,30 m
V3	47,8 l/s	1,00 m	0,092 m	0,208 m
V2	145,5 l/s	1,50 m	0,148 m	0,152 m
V1	121,2 l/s	1,00 m	0,172 m	0,128 m
V4	491,3 l/s	3,40 m	0,193 m	0,107 m
V5	225,5 l/s	2,50 m	0,141 m	0,159 m

In nessuna vasca il carico sulla soglia raggiunge il franco di 0,30 m: la tracimazione dal ciglio non si verifica in alcuna condizione di verifica.

Soglia sfiorante in elementi lapidei squadrati, con ciglio alla quota di massimo invaso utile rilevata e riportata in tavola, larghezza secondo la tabella precedente, e tratto di valle protetto in pietrame per almeno 1,50 m fino all'innesto nella canaletta di collegamento o nel manufatto di testa.

Scarico di fondo DN/ID 250 con paratoia di intercettazione, con soglia allo spigolo di fondo e recapito alla canaletta di valle a quota superiore a quella di massima regolazione della vasca ricevente. La paratoia è tarata sulla portata di restituzione di 10 l/s, alla quale il volume utile della vasca maggiore si svuota in 1 ora e 14 minuti; il valore è compatibile con la verifica di autopulizia della condotta di scarico svolta al § 9.4.

Per V1, V2 e V3 entrambi i manufatti sboccano a cielo aperto nella canaletta di collegamento, senza pozzetti interrati: la rete di collegamento fra le vasche è interamente a pelo libero e ispezionabile a vista, e non richiede né chiusini né manovre in ambiente confinato.

6.12 — Sicurezza

Le vasche, profonde 2,00 m e collocate in area di lavoro, richiedono trattamento esplicito nel Documento di Sicurezza e Salute ai sensi del D.Lgs. 624/1996. Si prescrivono: recinzione perimetrale ove la vasca ricada in prossimità di aree percorse a piedi; segnaletica di pericolo; verifica periodica dello stato del paramento, poiché il distacco di un elemento del rivestimento verticale e il rigonfiamento localizzato del muro per intasamento del dreno di tergo sono le modalità di cedimento più probabili; divieto di ingresso in vasca senza previa verifica di funzionalità del dreno di tergo, per le ragioni esposte al § 6.6, e senza le procedure proprie degli ambienti confinati ove il franco sopra il pelo libero sia inferiore a 1,00 m.

7 — Specchi acquei sostitutivi per la chirotterofauna

7.1 — Geometria e quote

La Tav. D12 rappresenta i due specchi acquei sostitutivi immediatamente adiacenti all'ingresso della cava, l'uno a ovest e l'altro a est del cancello, in coerenza con l'All. R1 (Fase 0) e l'All. R9; sono qui denominati rispettivamente Specchio acqueo W e Specchio acqueo E. La misura diretta delle campiture, previa georeferenziazione, restituisce una superficie di 94,3 m² per lo Specchio acqueo E e di 76,1 m² per lo Specchio acqueo W, entrambe superiori al minimo di progetto di 12 × 6 m = 72 m². Le quote di rilievo collocano il piano dello Specchio acqueo E a 123,00 m e quello dello Specchio acqueo W a 124,67 m s.l.m., secondo il § 7.3.

I due corpi idrici sono idraulicamente indipendenti: non esiste travaso dall'uno all'altro, ciascuno è alimentato da una propria condotta interrata con paratoia autonoma e ciascuno dispone di un proprio troppo pieno. L'indipendenza è una scelta funzionale e non una conseguenza della morfologia: essa consente di mantenere l'uno in esercizio mentre l'altro è in manutenzione o in fase di ricolonizzazione, requisito essenziale per un habitat sostitutivo che deve restare disponibile senza soluzione di continuità per l'intera durata dei lavori.

Il battente medio di progetto è di 1,15 m, con profondità variabile dalla fascia di sponda a ghiaia, rinaturalizzata e a pendenza dolce, fino al settore centrale. I volumi utili corrispondenti sono di 108 m³ per lo Specchio acqueo E e di 88 m³ per lo Specchio acqueo W, per complessivi 196 m³.

7.2 — Bilancio idrico della stagione secca e fonti di alimentazione

Voce	Specchio acqueo E	Specchio acqueo W	Totale
Superficie dello specchio	94,3 m²	76,1 m²	170,4 m²
Volume utile (battente medio 1,15 m)	108 m³	88 m³	196 m³
Evaporazione giugno-settembre (581 mm)	− 54,8 m³	− 44,2 m³	− 99,0 m³
Afflusso meteorico diretto (150 mm)	+ 14,1 m³	+ 11,4 m³	+ 25,5 m³
Infiltrazione residua (0,5 mm/giorno)	− 5,8 m³	− 4,6 m³	− 10,4 m³
Deficit netto della stagione secca	− 46,5 m³	− 37,4 m³	− 83,9 m³
Riserva da garantire (franco 30 %)	—	—	≈ 110 m³

L'evaporazione è quella dell'All. R18, ricavata dall'evapotraspirazione di riferimento secondo Hargreaves e Samani e secondo Thornthwaite e corretta con il coefficiente 1,05 indicato dalla FAO per le superfici d'acqua libera di profondità inferiore a 2 m. Il deficit netto della stagione secca, 83,9 m³, equivale a un abbassamento medio del pelo libero di 0,49 m sui 170,4 m² complessivi dei due invasi: partendo dal massimo invaso il livello scenderebbe a 0,66 m, appena al di sopra della soglia operativa di 0,60 m sotto la quale l'habitat perde funzionalità. In una stagione media è quindi sufficiente un unico reintegro nella seconda metà del periodo secco; la riserva da garantire, pari a 110 m³ e al 131 % del deficit, copre le stagioni più severe e consente fino a due reintegri.

Le fonti sono quattro e si impiegano nell'ordine seguente.

- **Prima fonte, ordinaria: la riserva meteorica invasata nelle vasche di sedimentazione**, trasferita per gravità mediante le condotte interrate del § 7.3. È la fonte di progetto. La capienza complessiva delle cinque vasche, 142,4 m³, eccede del 29 % la riserva richiesta, e si ricostituisce con due soli eventi meteorici distinti: ciascun evento di prima pioggia produce infatti un deflusso di 5 mm su 15.854 m² con coefficiente 0,80, pari a 63,4 m³. Il trasferimento agli specchi

acquei è alternativo alla restituzione al fosso di cui al capitolo 9 e libera il volume della vasca, rendendola nuovamente disponibile al trattamento dell'evento successivo.

- **Seconda fonte, limitata alle Fasi 0 e 1: il pompaggio dal bacino originario**, finché questo permane. I prelievi sono limitati al periodo invernale e di piena disponibilità idrica, così da non alterare il livello dello specchio d'acqua originario durante la stagione di attività trofica della chirotterofauna. La fonte si estingue con l'interramento del bacino, al termine della Fase 1.
- **Terza fonte, di soccorso: il reintegro mediante autobotte da 10 m³**, attivabile quando il monitoraggio dei livelli evidenzi il rischio di prosciugamento. La copertura integrale del deficit stagionale richiederebbe nove viaggi, ma la fonte non è dimensionante: è la garanzia ultima contro la perdita dell'habitat, non un'alternativa alla prima.
- **Quarta voce, non gestita ma computata: l'afflusso meteorico diretto sullo specchio**, pari a 25,5 m³ nella stagione secca e già portato in conto nel bilancio della tabella.

Non è previsto alcun prelievo dal fosso posto al confine orientale, per tre ragioni: la riserva disponibile eccede il fabbisogno e rende il prelievo non necessario; il periodo in cui servirebbe è quello di magra del corso d'acqua, cioè di massima vulnerabilità del corpo idrico ricettore; il prelievo comporterebbe la concessione di piccola derivazione ai sensi del R.D. 11 dicembre 1933 n. 1775, con un procedimento autonomo. Dall'esclusione discende che il progetto non richiede alcun titolo di derivazione.

Va chiarito, per evitare un equivoco che comprometterebbe la verifica del capitolo 6, in che senso le vasche costituiscano la riserva. Esse non sono un volume permanentemente invasato e tenuto a disposizione degli specchi acquei: se lo fossero, non avrebbero volume disponibile per la prima pioggia dell'evento successivo, e la verifica di capienza del § 6.3 decadrebbe per tutto il periodo. La riserva è invece il volume complessivamente trasferibile nell'arco della stagione, pari a 63,4 m³ per ciascun evento meteorico utile, e si prescrive per contro che le vasche mantengano in ogni momento disponibile il proprio volume di prima pioggia: il trasferimento va condotto a evento concluso e completato entro le 48 ore che il R.R. 4/2009 assume come separazione fra eventi distinti, riportando la vasca al livello di esercizio prima dell'evento successivo. Ciò che si prescrive di portare al massimo battente entro la fine di maggio sono quindi i soli specchi acquei, non le vasche.

7.3 — Condotte interrate di alimentazione

Entrambi gli specchi acquei sono alimentati dalla vasca V4 mediante due condotte interrate distinte, con paratoie indipendenti manovrate separatamente. La scelta di un'unica vasca di origine per entrambi ha tre motivazioni. La prima è la qualità dell'acqua: V4 è, con V5, la vasca di maggiore volume utile e di maggiore tempo di detenzione, e restituisce acqua già chiarificata e non acqua di dilavamento tal quale, per cui il carico solido che altrimenti si depositerebbe sul fondo dell'invaso — compromettendo il substrato idoneo a Chara cfr. polyacantha e accelerando l'interrimento — è intercettato a monte. La seconda è gestionale: una sola vasca di origine significa un solo punto di manovra e un solo registro di esercizio. La terza è altimetrica, e le quote sono le seguenti: piano della vasca V4 a 124,92 m s.l.m., Specchio acqueo E a 123,00 m, Specchio acqueo W a 124,67 m. Verso lo Specchio acqueo E il dislivello fra i piani è di 1,92 m: con il pelo libero massimo di V4 a 124,62 m, 0,30 m sotto il ciglio, e con la condotta di 48,0 m all'1 %, che richiede 0,48 m di dislivello, è trasferibile per gravità la parte dell'invaso di V4 compresa fra 124,62 e circa 123,50 m, pari a circa 27 m³ per ciclo sui 24,0 m² di specchio liquido della vasca; il deficit stagionale dello Specchio E, 46,5 m³, è coperto da due cicli. Verso lo Specchio acqueo W il dislivello fra i piani è di 0,25 m: il trasferimento per gravità è possibile soltanto con V4 prossima al massimo invaso e con la condotta posata alla pendenza minima dello 0,5 %, e il volume trasferibile per ciclo è modesto. Il rilievo esecutivo delle quote di fondo della condotta e di sfioro dello specchio è

pertanto condizione di validità del trasferimento per gravità; ove il dislivello risulti insufficiente, l'alimentazione dello Specchio W è eseguita con pompa sommergibile portatile calata in V4 e collegata alla medesima condotta DN/ID 250, che per prevalenze dell'ordine del metro non richiede alcuna variazione della tubazione.

Il dimensionamento non è governato da una portata di piena, perché la condotta non smaltisce deflussi ma trasferisce un volume di riserva: i criteri dimensionanti sono il tempo di ricarica, la velocità minima di autopulizia e il franco rispetto all'occlusione. Gli sviluppi planimetrici, misurati sul file vettoriale della Tav. D12, sono di 41,8 m per la condotta dello Specchio acqueo W e di 48,0 m per quella dello Specchio acqueo E; la prima attraversa la strada di accesso e va posata entro tubo guaina per l'intero tratto di attraversamento.

Capacità. La condotta lavora a superficie libera. Adottando la formula di Gauckler-Strickler con K_s = 100 m^(1/3)/s, valore corrente per le tubazioni termoplastiche a parete interna liscia, e riferendo il calcolo al diametro interno effettivo — secondo la UNI EN 1401-1 per la serie DN a parete compatta e secondo la UNI EN 13476-3 per la serie DN/ID a parete strutturata —, la capacità a sezione piena e la velocità corrispondente valgono:

Diametro nominale	Diametro interno	Q a i = 0,5 %	Q a i = 1,0 %	Q a i = 1,5 %	v a i = 1,0 %
DN 125	117,6 mm	7,3 l/s	10,3 l/s	12,6 l/s	0,95 m/s
DN 160	150,6 mm	14,1 l/s	20,0 l/s	24,5 l/s	1,12 m/s
DN 200	188,2 mm	25,6 l/s	36,3 l/s	44,4 l/s	1,30 m/s
DN/ID 250	250,0 mm	54,7 l/s	77,3 l/s	94,7 l/s	1,57 m/s

Il trasferimento non deve essere rapido: è un'operazione presidiata, che richiede la manovra della paratoia in apertura e in chiusura e la sorveglianza del livello a valle, e deve concludersi entro una giornata lavorativa. Si assume come portata di progetto 10 l/s, cui corrisponde il trasferimento della riserva stagionale di 110 m³ in 3 ore e 3 minuti e quello dell'intero volume utile di V4 in 1 ora e 14 minuti.

Si adotta la tubazione DN/ID 250 a parete strutturata non forata secondo la UNI EN 13476-3, con classe di rigidità anulare SN 8, la medesima delle dorsali del drenaggio, con pendenza non inferiore allo 0,5 % e di norma pari all'1,0 %. La scelta non discende dal fabbisogno idraulico, che sarebbe soddisfatto anche dal DN 160, ma dall'unificazione delle tubazioni del progetto in due soli diametri, motivata al § 8.5; la verifica che segue mostra che la maggiorazione non penalizza l'autopulizia. Il comportamento alla portata di progetto è il seguente, per entrambe le condotte, che differiscono soltanto per lo sviluppo e quindi per il dislivello da garantire:

Pendenza	Dislivello sui 41,8 m della condotta W	Dislivello sui 48,0 m della condotta E	Tirante	Grado di riempimento	Velocità	Capacità a sezione piena
0,5 % (minima ammissibile)	0,21 m	0,24 m	72,4 mm	0,29	0,85 m/s	54,7 l/s
1,0 % (di progetto)	0,42 m	0,48 m	60,7 mm	0,24	1,09 m/s	77,3 l/s
1,5 %	0,63 m	0,72 m	54,9 mm	0,22	1,25 m/s	94,7 l/s

Autopulizia. È la verifica da condurre con maggiore attenzione dopo la maggiorazione del diametro, perché la condotta lavora in modo intermittente e per lunghi periodi resta asciutta. Si adotta la velocità minima di 0,60 m/s raccomandata dalla UNI EN 752, verificata alla portata minima di esercizio anziché a sezione piena.

Portata	i = 0,5 %	i = 1,0 %	i = 1,5 %
3 l/s	y 40 mm · v 0,60 m/s	y 34 mm · v 0,76 m/s	y 31 mm · v 0,88 m/s
5 l/s	y 51 mm · v 0,69 m/s	y 43 mm · v 0,89 m/s	y 39 mm · v 1,02 m/s
10 l/s	y 72 mm · v 0,85 m/s	y 61 mm · v 1,09 m/s	y 55 mm · v 1,25 m/s

La velocità si mantiene pari o superiore alla soglia di autopulizia in tutto il campo di esercizio. Alla pendenza minima dello 0,5 % la soglia è raggiunta a 3,1 l/s, alla pendenza di progetto dell'1 % già a 1,4 l/s. I valori sono praticamente coincidenti con quelli del DN 160, perché a tiranti sottili la velocità è governata dalla pendenza e il diametro incide soltanto sul grado di riempimento, che alla portata di progetto scende da 0,50 a 0,24: il maggiore franco rispetto all'occlusione è anzi un vantaggio per una condotta intermittente che può ricevere foglie e detriti dal pozzetto di manovra. Si prescrive che la parzializzazione della paratoia non scenda al di sotto di 5 l/s, cui corrisponde una velocità non inferiore a 0,69 m/s anche alla pendenza minima.

Si prescrivono inoltre: filtro a cestello estraibile all'imbocco, in acciaio inossidabile con luce netta non superiore a 10 mm, ispezionabile dal pozzetto di manovra; posa su letto di sabbia di 0,10 m con rinfianco e ricoprimento in sabbia fino a 0,15 m sopra la generatrice superiore; copertura non inferiore a 0,80 m nei tratti interessati dal transito dei mezzi, entro tubo guaina costituito da elementi della condotta in calcestruzzo di diametro interno 600 mm del capitolo 9 nel tratto di attraversamento della strada di accesso, così da non introdurre un ulteriore tipo di tubazione; pozzetti di ispezione a ogni cambio di direzione e a interasse non superiore a 30 m; sbocco in invaso protetto con pietrame su almeno 1,00 m di sviluppo e collocato nella fascia di sponda a ghiaia, così da non erodere il substrato colonizzato.

7.4 — Bilancio mensile e regime dei troppo pieno

La qualificazione dei due troppo pieno richiede di stabilire con quale frequenza essi entrino effettivamente in funzione, e la risposta non discende dal bilancio della stagione secca, ma dal bilancio dell'intero anno. Lo si costruisce con le precipitazioni mensili medie della stazione di Framura e con l'evaporazione ricavata dall'All. R18, maggiorata dell'infiltrazione residua di 0,5 mm al giorno, tutte riferite all'unità di superficie dello specchio.

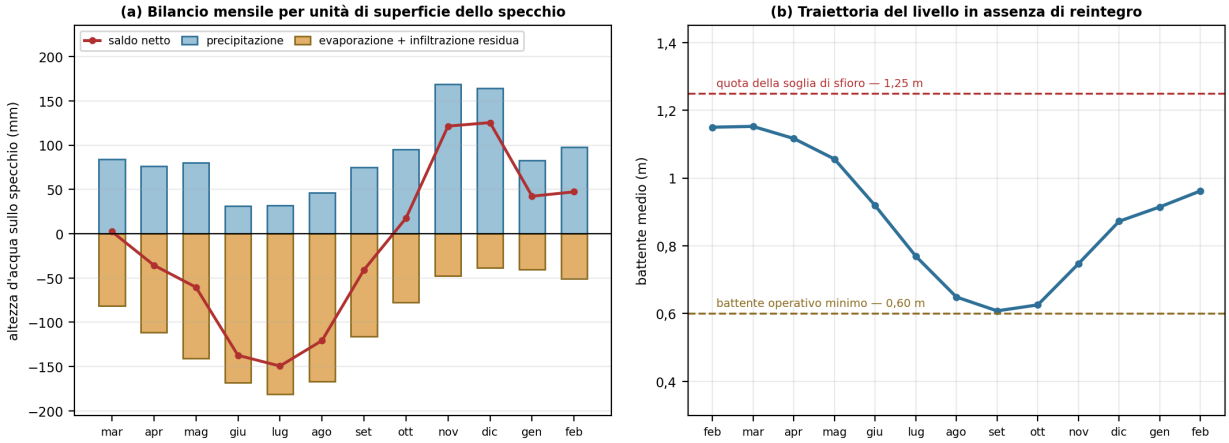


Fig. 9 — (a) Bilancio mensile per unità di superficie dello specchio acqueo: precipitazione, perdite per evaporazione e infiltrazione, saldo netto. (b) Traiettoria del battente a partire dal massimo invaso di fine inverno, in assenza di qualunque reintegro.

Il bilancio restituisce tre risultati. Il primo è che il saldo è positivo da ottobre a marzo, per complessivi 356 mm, e negativo da aprile a settembre, per complessivi 544 mm: il saldo annuo è quindi negativo di 188 mm, pari a 32,0 m³ sui 170,4 m² dei due invasi. In assenza di reintegro il sistema non si mantiene: la ricarica meteorica diretta non basta, e il trasferimento dalle vasche non è una misura di soccorso ma una componente ordinaria del bilancio, da programmare ogni anno.

Il secondo è che il minimo stagionale si colloca a fine settembre, con un battente di 0,61 m, cioè appena al di sopra della soglia operativa di 0,60 m. Il margine è nullo in senso pratico, e conferma che il reintegro estivo va programmato e non lasciato alla constatazione del

prosciugamento.

Il terzo riguarda i troppo pieno. Ripartendo dal minimo di fine settembre, il saldo positivo del semestre ottobre-marzo riporta il battente a 0,96 m, cioè al di sotto tanto del massimo invaso di 1,15 m quanto della quota di sfioro, posta 0,10 m al di sopra e quindi a 1,25 m. In un anno medio, e in assenza di reintegro, lo sfioro non interviene. Perché intervenga occorre che il saldo netto del semestre ottobre-marzo raggiunga 644 mm in luogo dei 356 medi, il che richiede una precipitazione semestrale dell'ordine di 980 mm contro i 693 mm della media: uno scostamento del 42 %, che le serie disponibili mostrano possibile — a Levanto il totale annuo ha oscillato fra 706 e 1.495 mm — ma infrequente, dell'ordine di un anno su dieci. Lo sfioro interviene invece con certezza se un reintegro viene eseguito nella stagione umida a invaso già prossimo al massimo: è la ragione della regola di esercizio del § 7.5, che subordina ogni trasferimento alla misura preventiva del livello.

Su questa base si possono qualificare correttamente le acque sfiorate, e la qualificazione non poggia sulla rarità dell'evento, che sarebbe un argomento fragile, bensì sulla natura dell'acqua. Ciò che sfiora è acqua già chiarificata nella vasca di provenienza secondo il § 6.7, trasferita in condotta chiusa e ulteriormente decantata nell'invaso con un tempo di residenza dell'ordine dei mesi, ovvero acqua meteorica caduta direttamente sullo specchio. In nessun caso si tratta di acqua di dilavamento di superfici di lavorazione, e lo sfioro non configura quindi uno scarico soggetto agli obblighi di trattamento della Parte Terza del D.Lgs. 152/2006 né alla disciplina delle acque di prima pioggia del R.R. 4/2009.

Si prescrivono: per ciascuno specchio acqueo una soglia in elementi lapidei squadrati, con quota di sfioro rilevata e riportata in tavola, posta 0,10 m al di sotto del ciglio e di larghezza non inferiore a 1,00 m; due condotte di emergenza distinte, DN/ID 250 a parete strutturata non forata, fino alla cunetta della strada di accesso, con recapito protetto in pietrame per almeno 1,50 m e con punti di arrivo separati di almeno 10 m, così che il funzionamento di uno dei due non interferisca con l'altro; recapito alla cunetta laterale e non al piano viabile, per non produrre dilavamento della massicciata né condizioni di scivolosità.

7.5 — Regole di esercizio dell'alimentazione

Le regole di esercizio degli specchi acquei devono conciliare due esigenze che, formulate in modo assoluto, si contraddicono: garantire il livello minimo dell'habitat proprio nei mesi in cui il deficit è massimo, e non perturbare la stagione di attività trofica della chirotterofauna, che va da aprile a ottobre e coincide quasi per intero con quel periodo. Vietare il reintegro nella stagione trofica significherebbe vietare l'unico intervento che impedisce il prosciugamento dell'habitat, cioè produrre il danno che si intende evitare. La conciliazione non sta nel divieto ma nella gradualità: ciò che disturba la fauna non è la presenza di acqua nuova, è la variazione rapida del livello e della torbidità.

Si prescrive pertanto la regola unica seguente, che sostituisce ogni divieto stagionale.

> Il reintegro è ammesso in qualunque periodo dell'anno, compresa la stagione di attività trofica, ed è anzi la misura che garantisce la permanenza dell'habitat.
>
> Il trasferimento è condotto con portata ridotta mediante parzializzazione della paratoia, in modo che l'innalzamento del pelo libero non superi 0,20 m per ciclo di reintegro. Sui 170,4 m² complessivi; la paratoia va quindi aperta per brevi periodi e non lasciata aperta con continuità.
>
> Ogni trasferimento è preceduto dalla misura del livello nei due invasi e non è eseguito se il battente supera 1,05 m, cioè 0,20 m al di sotto della quota di sfioro: la misura evita sia lo sfioro indotto sia il trasferimento non necessario.
>
> La paratoia è chiusa durante gli eventi meteorici e per le 48 ore successive, periodo nel quale la vasca di origine deve completare la propria sedimentazione in quiete secondo il § 6.7.
>
> Di ogni manovra sono registrati data, ora di apertura e di chiusura, volume trasferito stimato dal battente e livello misurato prima e dopo; il registro è tenuto a disposizione e

concorre al programma dell'All. R17.

Al termine di ciascun ciclo di trasferimento si eseguono il lavaggio della condotta e la pulizia del filtro a cestello.

Il livello dei due specchi acquei è misurato con cadenza mensile da aprile a ottobre e bimestrale nel restante periodo, su asta idrometrica fissa con zero riferito alla quota di sfioro.

8 — Sistema di drenaggio sotterraneo del corpo di riporto

8.1 — Configurazione di progetto

La Tav. D11 sviluppa un sistema di drenaggio sotterraneo su tre livelli sovrapposti, alle quote 125,00, 143,00 e 152,00 m s.l.m., ciascuno costituito da una condotta centrale longitudinale e da dorsali secondarie che vi confluiscono a coppie, una per lato, in nodi distribuiti lungo il suo asse: otto dorsali al livello 125,00, sei al livello 143,00 e cinque al livello 152,00, per complessive diciannove dorsali e circa 570 m di sviluppo. Le condotte centrali dei tre livelli giacciono sul medesimo allineamento planimetrico, con sviluppi di circa 94, 43 e 15 m, e sono collegate in cascata da tombini di collegamento verticale: la condotta del livello 152,00 recapita, mediante tombino, nella condotta centrale del livello 143,00, e questa, mediante un secondo tombino, in quella del livello 125,00, che sfocia nella vasca di sedimentazione V4. Condotte centrali e dorsali hanno pendenza longitudinale dell'1,00 %. Le tre quote coincidono con i piani di completamento delle fasi di abbancamento, per cui ciascun livello va realizzato sul piano finito della fase corrispondente e prima della messa in opera del rilevato soprastante, e i tombini vanno sopraelevati con il procedere dell'abbancamento: è una condizione non recuperabile a posteriori, e come tale va inserita fra i punti di sospensione dei lavori.

La trincea centrale ha larghezza in testa di 2,50 m (0,80 + 0,90 + 0,80) e profondità di 2,00 m; alloggia una tubazione in calcestruzzo microfessurato di diametro interno 600 mm, esterno 720 mm e spessore 60 mm, in elementi di 1,00 m, posata su letto di sabbia di 0,10 m, con nucleo drenante in materiale inerte selezionato avvolto in geotessile. La trincea secondaria ha larghezza in testa di 2,00 m (0,60 + 0,80 + 0,60), profondità di 1,50 m e tubazione microfessurata DN/ID 250, di diametro interno 250 mm, per tutte le dorsali.

8.2 — Funzione e legame con la verifica di stabilità

L'oggetto del drenaggio sotterraneo non sono le acque di dilavamento, che la rete superficiale del capitolo 4 intercetta prima che raggiungano il corpo del riporto, bensì l'aliquota di precipitazione che si infiltra attraverso la superficie del rilevato e l'eventuale venuta d'acqua dal substrato e dai fronti conservati. La funzione è impedire la formazione di una falda sospesa e l'insorgenza di pressioni interstiziali nel corpo di riporto, che ridurrebbero le tensioni efficaci e con esse i fattori di sicurezza della verifica di stabilità dell'All. R2. Il drenaggio non è quindi un'opera accessoria di regimazione ma un presidio della stabilità dell'abbancamento, e la sua efficienza è condizione di validità di quella verifica.

8.3 — Coefficiente di deflusso e coefficiente di infiltrazione

La verifica confronta la portata che il sistema di drenaggio deve raccogliere con la portata che le tubazioni sono in grado di convogliare. Si adottano i simboli seguenti, distinguendo il coefficiente di deflusso dal coefficiente di infiltrazione, che nella presente relazione ne è il complemento a uno:

φ = coefficiente di deflusso, frazione della precipitazione che si trasforma in ruscellamento superficiale e che la rete di regimazione di superficie intercetta e convoglia alle vasche V1÷V5;

$\psi = 1 - \varphi$ = coefficiente di infiltrazione, frazione della precipitazione che penetra

attraverso la superficie del rilevato e che il drenaggio sotterraneo deve raccogliere;

i = intensità di precipitazione, in mm/h, ricavata dalle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica dell'All. R18 per la durata di 15 minuti;

A = superficie contribuente, in km²; Q = portata, in m³/s.

Poiché ψ è il complemento di φ, la scelta del valore di φ ha effetti opposti sui due sottosistemi: un φ elevato massimizza la portata della rete superficiale e minimizza quella del drenaggio, un φ basso fa il contrario. Non esiste quindi un unico valore cautelativo, e adottare per entrambi i sottosistemi lo stesso valore significherebbe necessariamente dimensionarne uno in difetto. Si assume pertanto, per ciascun sottosistema, l'estremo dell'intervallo che lo pone nella condizione più gravosa. Non è una contraddizione ma il criterio ordinario di verifica indipendente dei sottosistemi: le due ipotesi non sono mai impiegate insieme in una stessa verifica, e dove il confronto è necessario — al § 9.6, dove le portate dei due sottosistemi si sommano nel medesimo ricettore — si torna al bilancio fisico, in cui φ + ψ vale esattamente uno.

Nelle fasi intermedie di abbancamento la superficie si presenta in materiale granulare compattato, priva di copertura vegetale, con φ compreso fra 0,70 e 0,80: per il drenaggio si adotta l'estremo inferiore, φ = 0,70 e quindi ψ = 0,30. Nell'assetto finale rinverdito la superficie è inerbita e arbustata su riporto compattato, con φ compreso fra 0,40 e 0,50: si adotta φ = 0,40 e quindi ψ = 0,60. Per la rete superficiale del capitolo 4 si è per contro mantenuto φ = 0,80, estremo superiore dell'intervallo delle fasi intermedie, che è la condizione di massimo ruscellamento.

Occorre chiarire che il valore di ψ così ottenuto non è una stima del processo di infiltrazione, bensì un suo limite superiore. L'infiltrazione effettiva non è governata dalla pioggia disponibile ma dalla conducibilità idraulica del materiale compattato, ed è quindi minore, attenuata e ritardata rispetto al picco pluviometrico. L'impiego dell'intensità di durata quindici minuti accentua ulteriormente la cautela, poiché un picco di tale durata non può infiltrarsi per intero. Il dimensionamento che segue è pertanto ampiamente conservativo, e il margine che ne risulta va letto come riserva rispetto a fenomeni non computati, quali le venute d'acqua dal substrato e dai fronti conservati.

8.4 — Portata da raccogliere

L'infiltrazione si calcola con la formula del metodo razionale applicata all'aliquota infiltrata, $Q_{inf} = \psi \cdot i \cdot A / 3{,}6 = (1 - \varphi) \cdot i \cdot A / 3{,}6$, con Q_{inf} in m³/s, i in mm/h e A in km². La superficie di riferimento è quella complessiva dell'area di intervento, pari a 16.000 m² = 0,016 km². A titolo di esempio, nell'assetto finale e per T = 50 anni con i dati di progetto: $Q_{inf} = 0{,}60 \cdot 169{,}4 \cdot 0{,}016 / 3{,}6 = 0{,}452$ m³/s.

Configurazione	φ	ψ = 1 − φ	Q_inf, T = 25 anni	Q_inf, T = 50 anni
Fasi intermedie, superficie nuda compattata — dati di progetto	0,70	0,30	202 l/s	226 l/s
Assetto finale rinverdito — dati di progetto	0,40	0,60	403 l/s	452 l/s
Assetto finale rinverdito — controllo con i dati di Levanto	0,40	0,60	484 l/s	543 l/s

La condizione dimensionante è quella dell'assetto finale con l'evento cinquantennale, cui corrispondono 452 l/s con i dati di progetto e 543 l/s con quelli di controllo. È un risultato che merita di essere sottolineato: contrariamente all'intuizione, il drenaggio profondo lavora al massimo non durante i lavori ma ad opera compiuta, perché la superficie rinverdita infiltra più di quella compattata e nuda. Le verifiche che seguono sono condotte su questa condizione, e ne discende che le tubazioni vanno posate con la capacità dell'assetto finale fin dal primo livello.

8.5 — Capacità delle tubazioni

Prima del calcolo occorre una precisazione sui tipi di tubazione e sulla designazione dei diametri. Per semplificare l'approvvigionamento, la posa e la manutenzione, il progetto impiega due soli diametri, distinti per funzione. Le tubazioni di grande diametro sono tutte in calcestruzzo, di diametro interno 600 mm, diametro esterno 720 mm e spessore 60 mm, secondo la UNI EN 1916: microfessurate per le condotte centrali del drenaggio, a parete piena con giunto a bicchiere e guarnizione per le condotte di scarico al fosso del capitolo 9 e per il tubo guaina dell'attraversamento stradale del § 7.3. Le tubazioni di piccolo diametro sono tutte DN/ID 250 a parete strutturata secondo la UNI EN 13476-3, che riferisce il diametro nominale al diametro interno, con classe di rigidità anulare SN 8: microfessurate per le dorsali del drenaggio, non forate per le condotte di alimentazione e di troppo pieno degli specchi acquei del capitolo 7 e per gli scarichi di fondo delle vasche. Fanno eccezione soltanto il tubo microfessurato DN 100 del drenaggio di tergo delle vasche, che è un dreno di piede con funzione diversa, e il mezzo tubo DN 500 in acciaio, che è una canaletta e non una condotta. In entrambe le serie la maggiorazione rispetto al fabbisogno idraulico è voluta e verificata, e tutti i calcoli impiegano il diametro interno effettivo.

La capacità delle condotte si calcola con la formula di Gauckler-Strickler in moto uniforme, Q = K_s · R^(2/3) · i_f^(1/2) · A_s, dove K_s è il coefficiente di scabrezza in m^(1/3)/s, R il raggio idraulico, i_f la pendenza longitudinale e A_s l'area della sezione liquida. Per una condotta circolare a sezione piena valgono A_s = π·d²/4 e R = d/4. Si assumono K_s = 77 m^(1/3)/s per il calcestruzzo microfessurato, corrispondente a un coefficiente di Manning n = 0,013, e K_s = 100 m^(1/3)/s per le tubazioni a parete strutturata con parete interna liscia, corrispondente a n = 0,010.

A titolo di esempio, per la dorsale secondaria DN/ID 250 con la pendenza dell'1 % adottata dalla Tav. D11: A_s = π · 0,250² / 4 = 0,0491 m²; R = 0,250 / 4 = 0,0625 m; R^(2/3) = 0,1575; i_f^(1/2) = 0,1000; Q = 100 · 0,1575 · 0,1000 · 0,0491 = 0,0773 m³/s = 77,3 l/s.

Il calcolo è condotto a sezione piena. Per la formula di Strickler il grado di riempimento h/d = 0,80, che è il criterio di progetto usuale per le condotte a pelo libero, restituisce circa il 98 % della portata a sezione piena, e il massimo assoluto si colloca a h/d ≈ 0,94 con un valore superiore del 7,6 %. Ripetendo il calcolo per i diametri di progetto e per le pendenze significative si ottiene il quadro seguente; la seconda riga riporta la condotta centrale con scabrezza degradata del 10 %, assunta cautelativamente per tenere conto dell'invecchiamento della parete interna in esercizio.

Tubazione	i_f = 0,50 %	i_f = 0,75 %	i_f = 1,00 %	i_f = 1,25 %	i_f = 1,50 %	i_f = 2,00 %
Condotta centrale Ø int. 600 in cls (K_s = 77)	435 l/s	532 l/s	615 l/s	687 l/s	753 l/s	869 l/s
Condotta centrale con scabrezza degradata (K_s = 70)	395 l/s	484 l/s	559 l/s	625 l/s	684 l/s	790 l/s
Dorsale secondaria DN/ID 250 (K_s = 100)	55 l/s	67 l/s	77 l/s	86 l/s	95 l/s	109 l/s

8.6 — Verifica della condotta centrale e delle dorsali secondarie

Condotta centrale. Per effetto del collegamento in cascata, la condotta centrale del livello 125,00 riceve le acque di tutti e tre i livelli ed è quindi verificata sull'intera portata infiltrata dell'area di intervento; i tratti superiori convogliano portate minori, circa 280 l/s quello del livello 143,00 e 90 l/s quello del livello 152,00 con i dati di controllo, e sono ampiamente verificati. Si prescrive una pendenza longitudinale non inferiore all'1,00 %, che è quella adottata dalla Tav. D11, cui corrisponde una capacità di 615 l/s a sezione piena e di 601 l/s al grado di riempimento 0,80, con margine del 36 % sui dati di progetto e dell'11 % su quelli di controllo. Dove i dislivelli disponibili lo consentono si raccomanda di adottare la pendenza dell'1,25 %, che porta il margine sui dati di controllo al 27 % e lo mantiene positivo anche nell'ipotesi di scabrezza degradata.

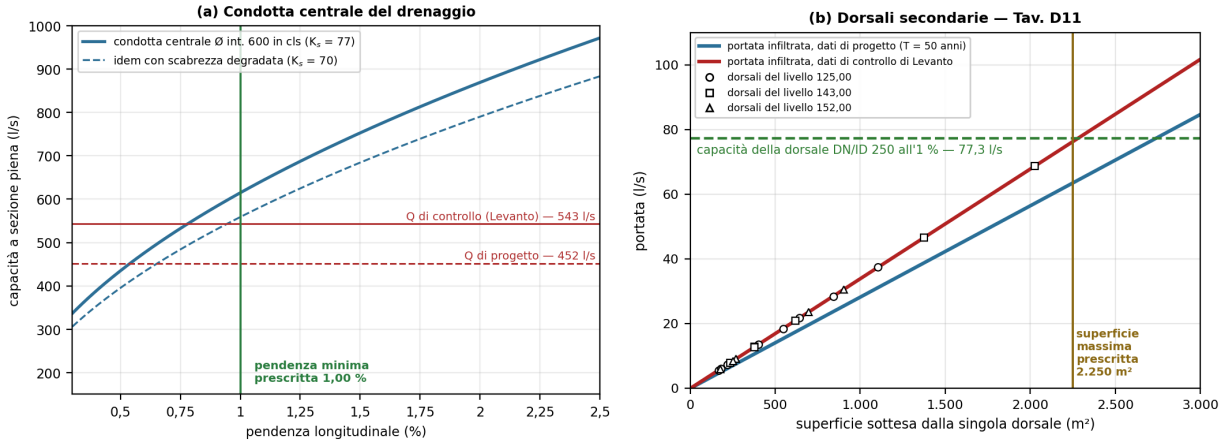


Fig. 10 — (a) Capacità della condotta centrale al variare della pendenza, confrontata con la portata infiltrata di progetto e con quella della verifica di controllo, anche nell'ipotesi di scabrezza degradata. (b) Portata infiltrata in funzione della superficie sottesa dalla singola dorsale, confrontata con la capacità della dorsale DN/ID 250 alla pendenza dell'1 %, con i punti rappresentativi delle diciannove dorsali della Tav. D11.

Dorsali secondarie. Per le dorsali il parametro di progetto non è la portata complessiva, ma la superficie che ciascuna sottende. Si determina pertanto l'infiltrazione specifica, riferita a 1.000 m² di superficie contribuente, e la si confronta con la capacità della singola dorsale. Con A = 1.000 m², ψ = 0,60 e T = 50 anni si ottengono 28,2 l/s ogni 1.000 m² con i dati di progetto e 33,9 l/s con quelli di controllo; la superficie massima servibile da una dorsale DN/ID 250 con pendenza dell'1 %, di capacità 77,3 l/s, vale quindi 2.739 m² nel primo caso e 2.280 m² nel secondo. Per confronto, una dorsale DN/ID 200 alla medesima pendenza ne servirebbe 1.510 e 1.257.

Poiché la disposizione delle dorsali è quella della Tav. D11, la verifica è condotta sulle superfici effettivamente sottese da ciascuna di esse. La superficie drenata di ciascun livello, misurata sugli elaborati digitali della tavola, è stata ripartita fra le tubazioni con il criterio della minima distanza (poligoni di Thiessen), attribuendo ogni punto del ripiano alla tubazione drenante più vicina, condotta centrale compresa. Si prescrive che ciascuna dorsale sottenda una superficie non superiore a 2.250 m², con pendenza longitudinale non inferiore all'1,00 %. Per livello si ottiene:

Livello	Superficie drenata dal livello	Dorsali: numero, diametro e sviluppo	Superficie massima sottesa da una dorsale
125,00 m s.l.m.	5.085 m²	8 DN/ID 250 — 264 m	1.105 m²
143,00 m s.l.m.	5.521 m²	6 DN/ID 250 — 183 m	2.026 m²
152,00 m s.l.m.	2.710 m²	5 DN/ID 250 — 123 m	904 m²
Limite prescritto, pendenza 1 %	—	DN/ID 250	2.250 m²
Totale	13.316 m²	19 dorsali — 570 m	—

La condizione è soddisfatta da tutte le dorsali. La più caricata è la dorsale terminale occidentale del livello 143,00, che confluisce nel tombino di valle e sottende la porzione sud-occidentale del ripiano, priva di altre dorsali: con 2.026 m² il margine sul limite ricavato dai dati di controllo, che è dimensionante, è del 13 %. Tutte le altre sottendono meno di 1.400 m² e lavorano con margini superiori al 60 %. L'adozione del DN/ID 250 per tutte le dorsali, in luogo del DN/ID 200 che sarebbe sufficiente per diciassette di esse, unifica la fornitura e aggiunge una riserva di capacità nei confronti dell'intasamento parziale, che in una tubazione

non più ispezionabile dopo il ricoprimento è il principale fattore di degrado. Il risultato dipende dalla disposizione delle dorsali e non dal loro numero complessivo: in fase esecutiva ogni variazione di tracciato va riverificata con il medesimo criterio, mentre una dorsale aggiuntiva o una pendenza maggiore dell'1 % sono sempre a favore di sicurezza.

8.7 — Recapito del drenaggio e qualificazione delle acque drenate

Il drenaggio sotterraneo raccoglie, nella condizione di verifica, una portata dello stesso ordine di grandezza di quella dell'intera rete superficiale. Individuarne il recapito non è quindi un dettaglio di tracciato: da esso dipendono sia il dimensionamento delle opere di valle sia la qualificazione giuridica delle acque.

Il recapito del drenaggio è nella vasca di sedimentazione V4. I tre livelli sono collegati in cascata dai tombini di collegamento verticale descritti al § 8.1, e le acque drenate dell'intero sistema raggiungono la condotta centrale del livello 125,00, che termina nella vasca V4 con immissione mediante opera di imbocco e dissipazione in massi secondo il § 6.10; dalla vasca esse raggiungono il fosso attraverso la condotta interrata di scarico meridionale del § 9.3. La scelta è compatibile con la funzione di accumulo della vasca per una ragione di tempi, che si illustra di seguito.

> Le acque drenate non arrivano in vasca insieme al ruscellamento. Il deflusso superficiale raggiunge le vasche con tempi di corrivazione di pochi minuti, e il volume di prima pioggia è invasato, secondo il § 6.7, nei primi due minuti e mezzo circa di un evento intenso. L'aliquota infiltrata deve invece attraversare il rilevato compattato, il nucleo drenante e le tubazioni dei tre livelli, e raggiunge la vasca V4 attenuata e con un ritardo dell'ordine delle ore rispetto al colmo pluviometrico, per effetto della bassa conducibilità idraulica del materiale compattato, come chiarito al § 8.3. Quando il deflusso del drenaggio diventa significativo il volume di prima pioggia è già stato trattenuto e il colmo superficiale si è esaurito: il contributo del drenaggio non sottrae capacità di accumulo e si sovrappone soltanto alla fase di esaurimento dell'evento.
>
> Rispetto al drenaggio la vasca V4 lavora quindi come sedimentatore a flusso continuo nella fase di esaurimento dell'evento. Le acque drenate hanno un carico solido strutturalmente inferiore a quello del ruscellamento superficiale, avendo attraversato il nucleo drenante in inerte selezionato e il geotessile di avvolgimento, che operano come filtro granulometrico: il transito in vasca costituisce un'ulteriore fase di chiarificazione e consente di riunire in due soli punti di scarico, controllabili, tutte le acque restituite al fosso.
>
> La capacità delle opere di valle è verificata anche in questa configurazione. Nella condizione più gravosa dell'assetto finale l'intero contributo del drenaggio, assunto per cautela pari al valore di controllo di 543 l/s, che è un limite superiore secondo il § 8.3, si immette in V4. Il valore è inferiore alla capacità della soglia sfiorante di V4 a franco nullo, pari a 950 l/s (§ 6.11), e alla capacità della condotta di scarico meridionale in calcestruzzo di diametro interno 600 mm con scabrezza degradata alla pendenza di progetto dell'1,5 %, pari a 684 l/s (§ 9.3), con un margine del 26 %. Poiché il colmo del drenaggio si presenta a colmo superficiale esaurito, i due contributi non si sommano al colmo e le opere di valle restano verificate. La vasca V5 e la condotta di scarico settentrionale non ricevono acque del drenaggio.

Quanto alla qualificazione delle acque, essa richiede di stabilire preliminarmente la natura del corpo attraversato. Il rilevato non è un deposito di rifiuti soggetto al D.Lgs. 36/2003 e le acque che vi percolano non sono percolato di discarica: il corpo di riporto è costituito da materiali inerti ammessi al recupero ambientale, con i requisiti di accettabilità e le verifiche di conformità stabiliti dagli All. R2 e R15, e l'operazione di recupero è disciplinata dalla Parte Quarta del D.Lgs. 152/2006. Ne discende che le acque raccolte dal drenaggio sono acque meteoriche di infiltrazione che hanno attraversato un corpo di materiali conformi ai criteri di accettabilità.

La qualificazione comporta due obblighi operativi, che si prescrivono espressamente. Il primo

è il controllo di conformità del materiale conferito, secondo i criteri di accettabilità dell'All. R15 e con riferimento alle concentrazioni soglia di contaminazione della colonna A della Tabella 1, Allegato 5 alla Parte Quarta, Titolo V del D.Lgs. 152/2006: è il presidio a monte, e la sua inosservanza non è compensabile a valle. Il secondo è il monitoraggio delle acque drenate allo sbocco della condotta centrale del livello 125,00, prima dell'immissione in V4, e ai due tombini di collegamento, che consentono di attribuire un'eventuale anomalia al livello di provenienza.

8.8 — Criteri di filtro, durabilità e manutenzione

- Nucleo drenante in materiale inerte selezionato, lavato, di pezzatura 20÷40 mm, con contenuto di fine passante al setaccio 0,063 mm non superiore al 2 % in massa.
- Geotessile nontessuto agugliato di avvolgimento, in polipropilene, massa areica non inferiore a 200 g/m², con apertura di filtrazione O_{90} compresa fra 0,08 e 0,15 mm e comunque tale da rispettare il criterio di ritenzione $O_{90} \le 2 \cdot d_{85}$ rispetto al materiale di abbancamento e il criterio di permeabilità k del geotessile ≥ 10 volte k del terreno (Giroud, 1982). Sovrapposizione dei teli non inferiore a 0,30 m.
- Letto di sabbia di 0,10 m con funzione di regolarizzazione e ripartizione dei carichi; non ha funzione filtrante, affidata al geotessile.
- Tombini di collegamento verticale fra i livelli in elementi prefabbricati in calcestruzzo di diametro interno non inferiore a 1.000 mm, posati sul nodo terminale della condotta del livello superiore e sul corrispondente nodo della condotta del livello inferiore, sopraelevati per anelli successivi con il procedere dell'abbancamento, con fondo sagomato a dissipazione del salto, gradini di accesso e chiusino al piano finale. I tombini e lo sbocco in V4 sono i punti di ispezione e lavaggio della rete: le dorsali, una volta ricoperte, non sono più raggiungibili, ed è per questo che sono verificate con margine e protette dal geotessile secondo i punti precedenti.
- Ispezione televisiva della condotta centrale alla consegna di ciascun livello e poi con cadenza quinquennale, con lavaggio a pressione controllata se l'occlusione supera il 20 % della sezione.
- Divieto di transito di mezzi pesanti sulla trincea in assenza del ricoprimento di progetto, e verifica topografica delle quote di fondo prima del rinterro di ciascun livello, poiché una contropendenza locale non è più correggibile una volta abbancato il rilevato soprastante.

9 — Recapito finale e restituzione al fosso

9.1 — Schema di raccolta e recapito

Il recapito delle acque chiarificate provenienti dalle cinque vasche è il fosso posto al confine orientale dell'area, attraverso i due punti di scarico individuati dalla Tav. D12. I troppo pieno degli specchi acquei hanno recapito autonomo alla cunetta della strada di accesso, secondo il § 7.4, e non concorrono al bilancio che segue; il drenaggio sotterraneo recapita alla vasca V4 secondo il § 8.7 e concorre, con arrivo ritardato, al bilancio del § 9.6.

Cinque vasche e due sezioni di scarico implicano che il recapito meridionale raccolga più di un sottobacino, e che la portata di riferimento non sia quella di un solo manufatto. Lo schema di collegamento discende dalla posizione relativa delle vasche e dei due punti di recapito, restituiti dal file vettoriale della Tav. D12, e si articola in due rami indipendenti.

Ramo meridionale. V3 recapita a V2, V2 recapita a V4; V1 recapita direttamente a V4; V4 recapita allo scarico meridionale. È il ramo che serve la porzione occidentale, meridionale e nord-orientale dell'area, e raccoglie 10.866 m² di superficie contribuente.

Ramo settentrionale. V5 è autonoma e recapita direttamente allo scarico settentrionale. Serve il sottobacino orientale di V5 e raccoglie 4.988 m².

I collegamenti fra le vasche sono realizzati a cielo aperto, con le medesime canalette della rete di raccolta superficiale del capitolo 4 e secondo il medesimo criterio di impiego: canaletta trapezia in geocomposito antierosivo sui tratti con pendenza non superiore al 4 %, mezzo tubo DN 500 in acciaio zincato ondulato su quelli più acclivi. Non vi è alcuna ragione per interrare questi tratti, che si sviluppano lungo i gradoni e i ripiani e non attraversano superfici di transito; il collegamento a pelo libero è inoltre ispezionabile a vista, non richiede pozzetti né manovre in ambiente confinato, e rende immediatamente visibile un'ostruzione. La rete di collegamento non è dunque un sottosistema distinto, ma la prosecuzione della rete di raccolta a valle delle vasche.

Sono interrati soltanto i due tratti terminali, quello che dalla vasca V4 raggiunge lo scarico meridionale e quello che dalla vasca V5 raggiunge lo scarico settentrionale, perché i loro tracciati attraversano superfici destinate al transito dei mezzi d'opera; sono interrate, per la stessa ragione, le due condotte di alimentazione degli specchi acquei del § 7.3. Nel resto del comparto non vi sono tubazioni in pressione né a pelo libero.

Tratto	Vasche afferenti	Sviluppo	Q_{50} di progetto	Q_{50} di controllo	Manufatto
V3 → V2	V3	83,4 m	39,8 l/s	47,8 l/s	canaletta a cielo aperto
V2 → V4	V3 + V2	27,3 m	121,2 l/s	145,5 l/s	canaletta a cielo aperto
V4 → scarico meridionale	V1 + V2 + V3 + V4	56,0 m	409,0 l/s	491,3 l/s	condotta interrata in calcestruzzo — d int. 600 mm
V1 → V4	V1	93 m circa	100,9 l/s	121,2 l/s	canaletta a cielo aperto
V5 → scarico settentrionale	V5	5,8 m	187,7 l/s	225,5 l/s	condotta interrata in calcestruzzo — d int. 600 mm

Le portate sono sommate senza accreditare alcuno sfalsamento temporale fra i colmi dei sottobacini e senza accreditare alcuna laminazione da parte degli invasi: entrambe le ipotesi sono cautelative, poiché i sottobacini hanno tempi di corrivazione di poco diversi e il transito attraverso la vasca attenua in misura non nulla il colmo, ma nessuna delle due riduzioni è quantificabile con sicurezza date la modestia dei volumi rispetto al volume dell'evento e la contiguità dei sottobacini.

9.2 — Verifica delle canalette di collegamento

Le canalette di collegamento sono verificate con le formule e le scabrezze del § 4.3: capacità e tirante con n = 0,030, velocità con n = 0,021, su tratto di pendenza del 2 %, che è quella dei ripiani. La portata di verifica è quella cinquantennale dei dati di controllo, cumulata secondo lo schema del paragrafo precedente, e quindi più severa di quella impiegata per le canalette di gronda.

Tratto	Portata di verifica	Tirante y	Franco su h = 0,30	Velocità	Sforzo tangenziale	Esito
V3 → V2	47,8 l/s	0,096 m	0,204 m	1,06 m/s	15 Pa	verificata
V2 → V4	145,5 l/s	0,183 m	0,117 m	1,50 m/s	24 Pa	verificata
V1 → V4	121,2 l/s	0,165 m	0,135 m	1,42 m/s	22 Pa	verificata

Tutte le velocità restano al di sotto del limite di 2,0 m/s proprio della geostuoia non ancora rinverdita, e tutti gli sforzi tangenziali sono ampiamente entro i valori ammissibili richiamati al § 4.3. Il tratto più caricato, V2 → V4, impegna il 41 % della capacità della sezione, che al 2 % di pendenza vale 358 l/s a tirante pieno.

Il margine è la ragione per cui lo schema di collegamento resta verificato anche se il rilievo esecutivo delle quote imponesse un ordine di cascata diverso da quello assunto. La condizione da rispettare è una sola e va prescritta: la vasca dalla quale parte la condotta interrata del ramo meridionale, V4, deve essere l'ultima del ramo, così che nessuna canaletta a cielo aperto sia chiamata a convogliare l'intera portata di ramo, che con 491,3 l/s eccederebbe largamente la capacità della sezione. Con questa condizione rispettata, qualunque ordinamento delle vasche di monte è ammissibile.

Ove la pendenza disponibile lungo il tracciato di collegamento superi il 4 % si adotta il mezzo tubo DN 500 in acciaio zincato ondulato, secondo il criterio del § 4.3. Le pendenze minime che ne garantiscono la capacità sulle portate cumulate sono dello 0,22 % per il tratto V3 → V2, dell'1,40 % per il tratto V1 → V4 e del 2,02 % per il tratto V2 → V4: tutte inferiori al 4 % oltre il quale il manufatto viene impiegato, per cui la sostituzione non introduce alcuna limitazione.

9.3 — Verifica delle due condotte interrate di scarico

Le due condotte terminali sono in calcestruzzo a parete piena secondo la UNI EN 1916, di diametro interno 600 mm, diametro esterno 720 mm e spessore 60 mm, con giunto a bicchiere e guarnizione elastomerica: sono gli stessi elementi delle condotte centrali del drenaggio, nella versione non forata. La condotta meridionale riceve le portate delle vasche V1, V2, V3 e V4; la condotta settentrionale riceve la sola vasca V5. L'adozione del medesimo diametro per entrambe, in luogo del diametro minore che basterebbe alla settentrionale, risponde al criterio di unificazione del § 8.5.

La capacità si calcola con la formula di Gauckler-Strickler a sezione piena, con K_s = 77 m^(1/3)/s per il calcestruzzo, come per le condotte centrali del § 8.5: A_s = π · 0,600² / 4 = 0,282743 m²; R = 0,600 / 4 = 0,150 m; R^(2/3) = 0,282311; alla pendenza di progetto dell'1,5 %, Q = 77 · 0,282311 · 0,122474 · 0,282743 = 0,753 m³/s, cui corrisponde una velocità a sezione piena di 2,66 m/s. La verifica è ripetuta con K_s = 70 m^(1/3)/s, assunto cautelativamente per una parete interna in esercizio, ed è questa la verifica che determina la pendenza da prescrivere. La tabella riporta i valori della condotta meridionale, che è quella dimensionante.

Pendenza i_f	Dislivello su 56,0 m	Q (K_s = 77)	Q (K_s = 70)	v a sezione piena	Margine su 491 l/s con K_s = 70
0,50 %	0,28 m	435 l/s	395 l/s	1,54 m/s	− 20 %, insufficiente
0,75 %	0,42 m	532 l/s	484 l/s	1,88 m/s	− 2 %, insufficiente
1,00 %	0,56 m	615 l/s	559 l/s	2,17 m/s	+ 14 %
1,25 %	0,70 m	687 l/s	625 l/s	2,43 m/s	+ 27 %
1,50 %	0,84 m	753 l/s	684 l/s	2,66 m/s	+ 39 %
2,00 %	1,12 m	869 l/s	790 l/s	3,07 m/s	+ 61 %

Si prescrive per entrambe le condotte la pendenza di progetto dell'1,5 % e la pendenza minima ammissibile dell'1,25 %, con divieto assoluto di contropendenze. I dislivelli corrispondenti sono di 0,84 m e 0,70 m sui 56,0 m di sviluppo della condotta meridionale e di 0,09 m e 0,07 m sui 5,8 m di quella settentrionale. Nell'ipotesi di scabrezza degradata la condotta meridionale conserva sulla portata cinquantennale di controllo di 491,3 l/s un margine del 39 % alla pendenza di progetto e del 27 % alla pendenza minima; la condotta settentrionale conserva un margine superiore al 170 % sui 225,5 l/s della vasca V5. Le pendenze inferiori all'1 % non sono ammesse: allo 0,75 % la condotta meridionale non sarebbe verificata nell'ipotesi di scabrezza degradata.

Si segnala il limite superiore. La velocità a sezione piena raggiunge 3,07 m/s al 2 %; il limite convenzionale di 4 m/s per l'abrasione corrisponde, per il diametro interno di 600 mm in calcestruzzo, a una pendenza del 3,4 %: eventuali tratti più acclivi vanno risolti con salti di fondo in pozzetto e non con la pendenza continua.

9.4 — Verifica dell'autopulizia

La condotta lavora in prossimità della sezione piena soltanto al colmo dell'evento cinquantennale; per la quasi totalità del tempo di esercizio essa convoglia la portata di restituzione, dell'ordine di 10 l/s, imposta dalla paratoia dello scarico di fondo. La verifica dell'autopulizia va quindi condotta alle portate di esercizio, ed è la verifica che legittima l'adozione del diametro maggiore. Il calcolo del moto uniforme a sezione parzializzata si svolge con $\theta = 2 \cdot \arccos(1 - 2\,h/d)$, $A_s = (d^2/8) \cdot (\theta - \operatorname{sen}\theta)$, $P = d \cdot \theta / 2$, $R = A_s / P$ e con la medesima formula di Strickler. Alla pendenza di progetto dell'1,5 %, con $K_s = 77$ m^(1/3)/s, si ottiene:

Portata convogliata	Grado di riempimento h/d	Tirante h	Velocità
10 l/s (restituzione prescritta)	0,08	48 mm	0,93 m/s
20 l/s	0,11	67 mm	1,15 m/s
50 l/s	0,17	105 mm	1,51 m/s
100 l/s	0,25	148 mm	1,85 m/s
226 l/s (colmo di controllo, condotta settentrionale)	0,38	225 mm	2,33 m/s
491 l/s (colmo di controllo, condotta meridionale)	0,59	353 mm	2,84 m/s

La velocità si mantiene ovunque largamente superiore alla soglia di autopulizia di 0,60 m/s indicata dalla UNI EN 752. Il risultato può apparire controintuitivo in una condotta tanto sovradimensionata rispetto alla portata di esercizio, e merita di essere spiegato: in moto a pelo libero la velocità dipende dalla pendenza e dal raggio idraulico, non dal diametro nominale, e un tirante sottile su fondo inclinato scorre rapidamente. Risolvendo l'equazione rispetto alla portata si trova che la soglia di 0,60 m/s è raggiunta già a 2,4 l/s alla pendenza dell'1,5 %, e a 2,9 l/s nell'ipotesi di scabrezza degradata, mentre alla portata di restituzione di 10 l/s la condotta scorre a 0,93 m/s: la condotta si autopulisce in qualunque condizione di esercizio prevedibile, e anche in caso di stillicidio residuo a paratoia quasi chiusa.

Alla portata di colmo il grado di riempimento raggiunge 0,59 nella condotta meridionale e 0,38 in quella settentrionale con i dati di controllo, ampiamente entro il limite di 0,80 raccomandato per le condotte a pelo libero: la condotta non entra in pressione e non si verificano risalite nel manufatto di testa.

9.5 — Prescrizioni costruttive

Canalette di collegamento fra le vasche: valgono integralmente le prescrizioni di posa del capitolo 4, con tre integrazioni. Il tratto immediatamente a valle di ciascuna soglia sfiorante è protetto in pietrame per almeno 1,50 m, poiché è il punto in cui la corrente entra nella

canaletta con energia concentrata. Lo sbocco nella vasca di valle è realizzato con opera di imbocco e dissipazione in massi secondo il § 6.10, così da non risospendere il sedimento già depositato. Il tracciato è mantenuto a quota superiore a quella di massima regolazione della vasca ricevente, per evitare il rigurgito.

Condotte interrate di scarico al fosso:

- Tubazione in calcestruzzo a parete piena secondo la UNI EN 1916, di diametro interno 600 mm e diametro esterno 720 mm, per entrambe le condotte, con giunto a bicchiere e guarnizione elastomerica secondo la UNI EN 681-1; classe di resistenza degli elementi determinata secondo la UNI EN 1295-1 sul ricoprimento e sul carico da traffico di cantiere.
- Letto di posa in sabbia di 0,10 m, rinfianco e ricoprimento in sabbia fino a 0,15 m sopra la generatrice superiore, con scavo di larghezza non inferiore a 1,30 m.
- Copertura non inferiore a 0,80 m sulla generatrice superiore in tutti i tratti interessati dal transito dei mezzi d'opera, uniformemente a quanto prescritto al § 7.3 per le condotte di alimentazione degli specchi acquei. Ove il ricoprimento disponibile sia minore si adotta, in alternativa, una soletta ripartitrice in calcestruzzo armato, previa verifica del carico da traffico di cantiere secondo la UNI EN 1295-1.
- Pendenza di progetto dell'1,5 %, minima ammissibile dell'1,25 %, con divieto di contropendenze e verifica topografica delle quote di fondo prima del rinterro.
- Manufatto di testa in calcestruzzo, di luce interna non inferiore a 1,50 × 1,50 m, con la soglia sfiorante della vasca sul lato di monte, lo scarico di fondo DN/ID 250 con paratoia, cunetta di fondo sagomata verso l'imbocco della condotta e chiusino o grigliato carrabile di classe D 400 secondo la UNI EN 124 ove ricadente in area transitata. La luce del manufatto è determinata dalla larghezza della soglia, pari a 2,50 m per V4 e V5, e non dal diametro della condotta.
- Pozzetti di ispezione e lavaggio di diametro interno non inferiore a 1.000 mm a ogni cambio di direzione e a interasse non superiore a 40 m, oltre a quello terminale.
- Manufatto di sbocco al fosso con testata in calcestruzzo o in massi cementati, quota di fondo rilevata e riportata in tavola, e protezione del fondo e delle sponde in pietrame per almeno 2,00 m a valle, dimensionato con il criterio di Isbash sulla velocità di sbocco

9.6 — Portata complessivamente restituita e compatibilità con il ricettore

Il recettore è il fosso posto al confine orientale dell'area, tratto di reticolo idrografico di 1° ordine che nasce a quota 240 m s.l.m. e confluisce nel rio di fondovalle a quota 85 m dopo uno sviluppo di circa 360 m. La pendenza media vale quindi i = (240 − 85) / 360 = 0,43, cioè il 43 %, pari a circa 23°. L'alveo, rilevato in sopralluogo, è incassato, di sezione approssimativamente trapezia con larghezza di circa 2 m, e ha fondo in roccia e massi.

Allo stato attuale la fossa di cava è una depressione chiusa: il deflusso del vuoto estrattivo, circa 1,26 ha, si raccoglie nel bacino e non recapita al fosso. Nell'assetto di progetto l'intera superficie di intervento, 15.854 m², recapita al fosso attraverso le due condotte di scarico del § 9.3; in quella meridionale confluiscono, tramite la vasca V4, anche le acque del drenaggio profondo del § 8.7. Il progetto comporta quindi un incremento della superficie contribuente del fosso, e la verifica che segue ne accerta la compatibilità.

Per la portata complessiva si torna al bilancio fisico, nel quale φ + ψ = 1: con l'intensità cinquantennale di 15 minuti dei dati di progetto, 169,4 mm/h, la portata che la superficie di intervento può produrre vale Q = i · A / 3,6 = 169,4 · 0,016 / 3,6 = 0,753 m³/s; con i dati di controllo di Levanto, 203,5 mm/h, vale 0,904 m³/s. Il valore è un limite superiore: l'aliquota infiltrata raggiunge la vasca V4 attenuata e ritardata rispetto al colmo superficiale, come chiarito al § 8.3, e il colmo effettivo al ricettore è prossimo a quello della sola rete

superficiale, 596,8 l/s.

La capacità del fosso è stimata in moto uniforme con la formula di Gauckler-Strickler su una sezione trapezia di base 1,00 m e scarpe 1:1, che alla profondità di 0,50 m restituisce la larghezza di 2,00 m rilevata, con coefficiente di Manning n = 0,070 (K_s = 14,3 m^(1/3)/s), valore proprio degli alvei montani con fondo in massi e ciottoli (Chow, 1959). Alla pendenza del 43 % si ottengono: tirante di 0,19 m e velocità di 2,6 m/s per 0,597 m³/s; tirante di 0,22 m e velocità di 2,8 m/s per 0,753 m³/s; tirante di 0,24 m e velocità di 3,0 m/s per 0,904 m³/s. Alla profondità di 0,50 m la capacità della sezione è di circa 3,2 m³/s.

Il contributo dell'area di intervento impegna quindi meno di un quarto della capacità della sezione, anche nella verifica di controllo, e il margine residuo è disponibile per il deflusso del bacino naturale del fosso a monte dei punti di scarico. La corrente è veloce (numero di Froude prossimo a 2) e l'alveo in roccia e massi ne sostiene le velocità; i punti critici sono i due sbocchi delle condotte di scarico, per i quali il § 9.5 prescrive testata, quota di fondo rilevata e protezione in pietrame per almeno 2,00 m dimensionata con il criterio di Isbash.

La verifica assume la sezione descritta e la pendenza media del tratto; il rilievo della sezione del fosso in corrispondenza dei due scarichi delle vasche, da riportare in tavola con le quote di fondo, è condizione di validità della verifica.

10 — Prescrizioni di esercizio e manutenzione

- Realizzazione della rete di raccolta superficiale e del livello di drenaggio sotterraneo contestualmente all'avanzamento di ciascuna fase, sul piano finito della fase stessa e prima della messa in opera del rilevato soprastante, con verifica topografica delle quote di fondo prima del rinterro.
- Ispezione delle vasche dopo ogni evento meteorico significativo e comunque con cadenza mensile; per V1 e V5, che presentano i margini di capienza più contenuti, cadenza quindicinale nei periodi di conferimento intenso. Risezionamento quando il volume occupato dai sedimenti superi un terzo del volume utile: la soglia non è indicativa ma è la condizione di validità della verifica del § 6.3, e i sedimenti rimossi, previa verifica di conformità, sono reimpiegati nel rilevato di ricomposizione ambientale secondo l'All. R15.
- Registrazione, per ciascuna vasca e a ogni intervento, del volume di sedimento rimosso: il dato consente di tarare la frequenza degli interventi sulla produzione solida effettiva, che in fase di progetto è stimata e non misurata.
- Verifica, al termine di ciascuna fase, della corrispondenza fra la superficie scolante effettivamente realizzata e quella assunta a base del dimensionamento, con adeguamento delle opere qualora lo scostamento superi il 15 %.
- Controllo dello stato del paramento murario dopo ogni evento significativo nel primo anno di esercizio e successivamente con cadenza annuale, con ripresa dei giunti degradati e sostituzione degli elementi dissestati; verifica della funzionalità del dreno di tergo di ciascuna vasca con cadenza annuale e comunque prima di ogni svuotamento per manutenzione, secondo il § 6.6.
- Esercizio dell'alimentazione degli specchi acquei secondo le regole del § 7.5: reintegro ammesso in ogni periodo dell'anno con innalzamento non superiore a 0,20 m per ciclo, misura preventiva del livello, paratoia chiusa durante gli eventi meteorici e nelle 48 ore successive, registro delle manovre, lavaggio della condotta e pulizia del filtro a cestello al termine di ciascun ciclo.
- Mantenimento, in ogni momento, del volume di prima pioggia disponibile in ciascuna vasca: il trasferimento agli specchi acquei è condotto a evento concluso e completato entro le 48 ore successive, riportando la vasca al livello di esercizio prima dell'evento successivo.
- Misura del livello dei due specchi acquei con cadenza mensile da aprile a ottobre e

bimestrale nel restante periodo, su asta idrometrica fissa con zero riferito alla quota di sfioro; programmazione del reintegro estivo sulla base della misura e non della constatazione del prosciugamento.

- Controllo dell'attecchimento del cotico sulle canalette in geocomposito entro la prima stagione utile, con risemina delle fallanze; sui tratti con pendenza superiore al 4 % il collaudo idraulico è subordinato all'insediamento della vegetazione.
- Ispezione televisiva della condotta centrale di ciascun livello di drenaggio alla consegna e poi con cadenza quinquennale, con lavaggio a pressione controllata se l'occlusione supera il 20 % della sezione; ispezione dei tombini di collegamento e dello sbocco in V4 con cadenza annuale.
- Lettura piezometrica almeno bimestrale e dopo eventi di particolare rilevanza, con soglia di attenzione definita nell'All. R17.
- Controllo dei solidi sospesi totali ai due scarichi delle vasche e dei parametri del § 8.7 allo sbocco del drenaggio in V4 e ai tombini di collegamento, con frequenze e valori di riferimento definiti nell'All. R17.
- Ispezione dei manufatti di sbocco al fosso e delle protezioni in pietrame dopo ogni evento di piena del ricettore, con ripristino immediato degli scalzamenti.

11 — Riferimenti e bibliografia

- D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152, Parte Terza, artt. 74, 104, 113 e 124, e Allegato 5, Tabella 3; Parte Quarta, Titolo V, Allegato 5, Tabella 1.
- D.Lgs. 25 novembre 1996, n. 624, in materia di sicurezza nelle industrie estrattive.
- Regolamento regionale della Liguria 10 luglio 2009, n. 4, artt. 2, 7 e 9.
- R.D. 11 dicembre 1933, n. 1775, testo unico sulle acque e sugli impianti elettrici.
- D.M. 17 gennaio 2018, Norme tecniche per le costruzioni, capp. 6 e 7.
- UNI EN 124, dispositivi di coronamento e chiusura per zone di circolazione — classi di carico.
- UNI EN 752, connessioni di scarico e collettori di fognatura all'esterno degli edifici.
- UNI EN 1916, tubi e raccordi di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre d'acciaio e armato.
- UNI EN 13476-3, sistemi di tubazioni di materia plastica a parete strutturata per scarichi interrati non in pressione — designazione DN/ID.
- UNI EN 1295-1, progettazione strutturale di tubazioni interrate soggette a diverse condizioni di carico.
- UNI EN 681-1, guarnizioni di tenuta in elastomero per tubazioni per acqua e scarichi.
- UNI EN 998-2, specifiche per malte per opere murarie — malte da muratura.
- Strickler A. (1923), «Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauhigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen», Mitteilungen des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft, Bern.
- Chow V. T. (1959), «Open-Channel Hydraulics», McGraw-Hill, New York — scabrezza degli alvei naturali.
- Hazen A. (1904), «On sedimentation», Transactions of the American Society of Civil Engineers, 53, pp. 45-88.
- Stokes G. G. (1851), «On the effect of the internal friction of fluids on the motion of pendulums», Transactions of the Cambridge Philosophical Society, 9, pp. 8-106.
- Federal Highway Administration (2005), «Design of Roadside Channels with Flexible Linings», Hydraulic Engineering Circular n. 15, 3ª ed., Washington — velocità e sforzi tangenziali ammissibili dei rivestimenti flessibili.

- Theisen M. S. (1992), «The role of geosynthetics in erosion and sediment control: an overview», Geotextiles and Geomembranes, 11, pp. 535-550.
- Giroud J. P. (1982), «Filter criteria for geotextiles», Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, vol. 1, pp. 103-108.
- Isbash S. V. (1936), «Construction of dams by depositing rock in running water», Transactions of the Second Congress on Large Dams, Washington.
- CIRIA, CUR, CETMEF (2007), «The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering», 2ª ed., CIRIA C683, London — criteri di pezzatura, posa e stabilità dei massi.
- Okabe S. (1926), «General theory of earth pressure», Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 12 (1); Mononobe N., Matsuo H. (1929), «On the determination of earth pressure during earthquakes», Proceedings of the World Engineering Congress, Tokyo, vol. 9.
- Vesić A. S. (1975), «Bearing capacity of shallow foundations», in Winterkorn H. F., Fang H. Y. (a cura di), «Foundation Engineering Handbook», Van Nostrand Reinhold, New York.
- Allen R. G., Pereira L. S., Raes D., Smith M. (1998), «Crop evapotranspiration. Guidelines for computing crop water requirements», FAO Irrigation and Drainage Paper 56, Roma.
- ARPAL, Annali Idrologici, Parte I, anni 2003-2012 e 2016-2021, Genova.
- Studio Geologico Piaggi, All. R18 «Caratterizzazione pluviometrica e climatica del sito».
- Tavv. D8, D9, D10, D11 e D12 del progetto; All. R1, R2, R4, R8, R9, R10, R11, R15 e R17.