



## COMUNE DI RIMINI



OGGETTO	<b>RICHIESTA PARERE PRELIMINARE RETE ACQUEDOTTO</b> <b>P.U.A. - SCHEDA 12 / 9 - P.R.G. / V - Via Fantoni</b>	
UBICAZIONE	Via Fantoni - C.T. Rimini, Foglio 86, mappali n° (proprietà Soc. FLAMCO): 248 - 1546 - 1549 - 1551 - 1553 - 1557 - 1630 - 1631 - 1650 - 1651 (proprietà Comune di Rimini): 1547 - 1550 - 1552 - 1554 - 1556 - 1558	
PROPRIETA'		
PROGETTISTA	Arch. Laila Filippi	
IMPIANTISTI	Arch. Luciano Raschi	Geom. Giancarlo Sormani
	Ing. Marco Polazzi (Ubiservice s.r.l.)	Per. Ind. Luciano Zavaglia
COLLABORATORI	Arch. Igor Magnani Arch. Manuela Muccini Geom. Emanuele Pacassoni	

Tav: F01

RELAZIONE IDROLOGICA

data:  
Luglio 2015

# **RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA**

## **PIANO URBANISTICO ATTUATIVO VIA FANTONI**

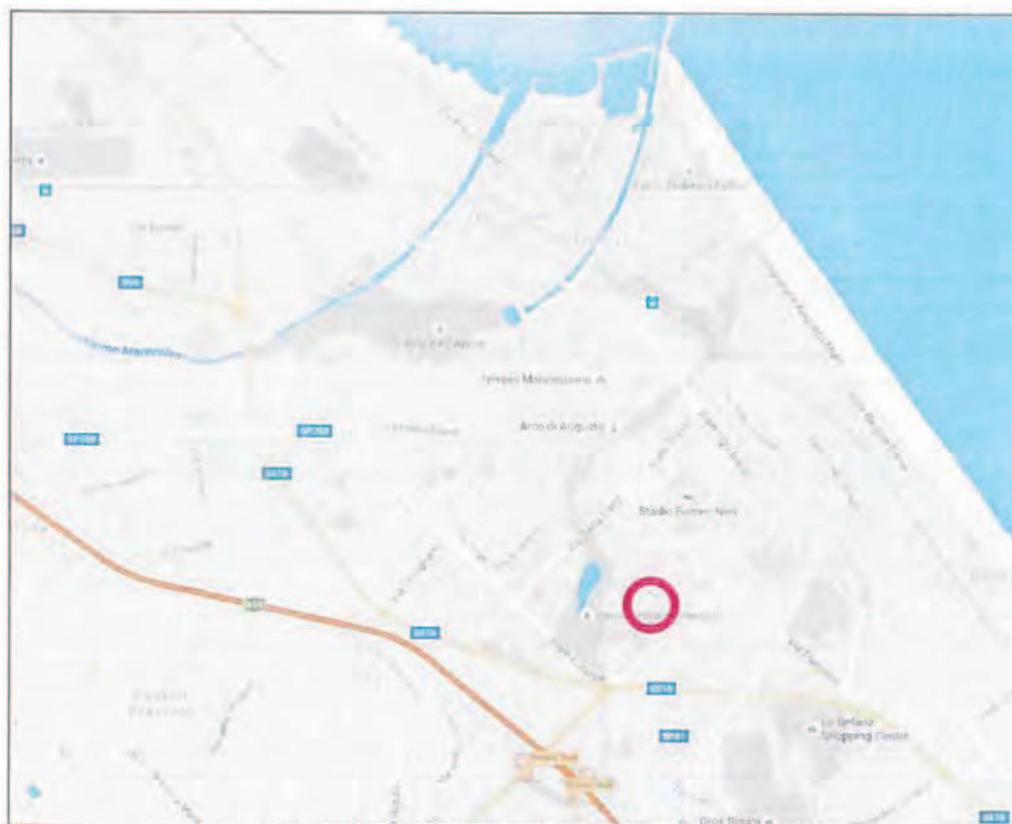
### **SCHEDA 12/9 – PRG/V**

### **COMUNE DI RIMINI**

#### **1. PREMESSE E INQUADRAMENTO TERRITORIALE**

L'area per la quale ci si appresta ad affrontare lo studio della regimazione delle acque meteoriche superficiali e dell' "invarianza idraulica" in applicazione all'art. 11 delle norme di Piano Stralcio Idrogeologico dell'Autorità di Bacino Marecchia-Conca, ha una estensione di circa **1,25 ha** e si trova in via Fantoni nel Comune di Rimini. Si veda le seguenti figure per un inquadramento cartografico.

Il lotto in questione verrà scorporato in due comparti, uno relativo all'insediamento residenziale (pari a circa 5500 mq.) e l'altro relativo al verde e parcheggio pubblico da realizzarsi sulla via Fantoni (pari a circa 7000 mq.) di fronte all'ingresso secondario delle scuole G.B. Casti.



*Inquadramento del lotto in oggetto da cartina stradale*



*Inquadramento del lotto in oggetto da ortofotocarta satellitare*

Al fine di verificare la compatibilità idraulica della rete si sono eseguite verifiche di massima con udometrici di progetto; i calcoli di dettaglio e di dimensionamento dei condotti, saranno eseguiti in fase di progetto definitivo; per quanto riguarda i calcoli di invarianza idraulica, essi sono stati eseguiti con vari metodi così da ottimizzare i volumi di stoccaggio.

Si rammenta che il recettore finale sarà una condotta del diametro del 500 mm. posta in asse della via Fantoni con scorrimento verso la rete della via Flaminia Conca.

## **2. CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO**

Al fine del dimensionamento dei volumi necessari per l'invarianza idraulica e per il dimensionamento degli specchi delle condotte di fognatura, risulta importante definire in dettaglio il grado di permeabilità e di impermeabilità della soluzione progettuale così da confrontarla con lo stato di fatto e scegliere le soluzioni più idonee al fine di non aumentare i carichi meteorici a valle. Dalla seguente figura si osserva l'attuale uso del suolo del comparto in oggetto, che è coperto da incolto ed alberature, e da qualche piccolo manufatto.

Varie sono le metodologie per determinare la permeabilità dei suoli in fase di progetto;

Oltre al calcolo semplificato si svolgeranno anche calcoli idraulici di maggiore dettaglio per supportare le scelte e rendersi maggiormente conto della realtà dei fenomeni fisici in oggetto.

Metodologie di maggior dettaglio andrebbero a valutare le singole sotto-aree in funzione della specifica destinazione attribuendo ad ognuna un coefficiente di deflusso da tabelle comparative (vedi anche cap. 5.3) e mediando i risultati pesati sulle rispettive aree contribuenti.

Si veda in **allegato** le valutazioni eseguite.



Uso del suolo attuale dell' area in oggetto da satellite

Per rispettare le normative vigenti e per maggior cautela si sono considerate le aree accorpandole in due parti principali:

- **permeabili:** verde privato e pubblico, viabilità e parcheggi drenanti, piazzole;
- **impermeabili:** strade asfaltate, edifici, pavimentazioni non drenanti.

Si sono attribuiti i seguenti coefficienti:

- verde residenziale e parco: 0,15;
- verde residenziale con solai interrati: 0,25;
- parcheggi e strade drenanti a betonelle o elementi alveolari: 0,50;
- tetti edifici, piste asfaltate ma in mezzo a verde: 0,85;
- strade, rampe, marciapiedi e piste ciclabili asfaltate limitrofe a strade: 0,95.

Si veda in **allegato** il calcolo della permeabilità dei comparti, tramite la suddivisione fra aree verdi, edifici, strade e parcheggi drenanti e marciapiedi. Le cartine delle permeabilità proposte sono divise per i due comparti considerati (PRIVATO e PUBBLICO), allo STATO DI FATTO ed allo STATO DI PROGETTO. Si riassume tali calcoli nella seguente tabella con i coefficienti di deflusso finali (medie pesate).

Descrizione	Area (ha)
Area totale del lotto	<b>1,220</b>
<b>Totale area PRIVATA</b>	<b>0,547</b>
Coeff. di deflusso PRE-OPERA : 0,303	
Coeff. di deflusso POST-OPERA: 0,685	
<b>Totale area PUBBLICA</b>	<b>0,697</b>
Coeff. di deflusso PRE-OPERA : 0,354	
Coeff. di deflusso POST-OPERA: 0,522	

### 3. SCELTE PROGETTUALI E DI INVARIANZA IDRAULICA

Con l'applicazione del principio di invarianza idraulica (nel rispetto art.11 Piano Stralcio di Bacino) non si aumenterà l'apporto idrico di progetto rispetto alla situazione attuale.

L'obbiettivo principale della progettazione dei sistemi di raccolta, canalizzazione e smaltimento delle acque meteoriche dell'intera area oggetto della presente è quello di mantenere invariato il regime idraulico della zona e la pressione sui condotti e sui canali principali di scolo.

Quanto appena detto, cioè mantenere la "invarianza idraulica" dell'area, significa operare in modo che la portata d'acqua che attualmente confluisce nei ricettori non aumenti dopo l'intervento di urbanizzazione, o meglio, siccome sicuramente aumenterà l'afflusso alla rete dovrà essere controllato in modo da non superare l'attuale stato di carico alla stessa durante l'evento critico che si ha per un determinato tempo di ritorno T.

Quindi in ultima analisi si dovrà procedere in modo che durante la pioggia critica alla rete affluisca al massimo la portata relativa allo stato attuale e la restante la si scoli durante il periodo successivo ove la precipitazione si è ridotta o addirittura annullata.

L'obbiettivo prefissato si raggiunge mediante la realizzazione di bacini o volumi, detti di "laminazione", aventi capacità tale da riuscire a contenere il quantitativo d'acqua in eccedenza rispetto a quella che può essere scaricata alla rete durante la pioggia critica.

Per il calcolo della "strozzatura" si veda il cap.4.3; per garantire l'invarianza idraulica occorre inserire alla fine della rete (prima del recettore in strada pubblica) una strozzatura del diametro calcolato in *allegato*.

Dai calcoli idraulici di dettaglio effettuati per l'invarianza idraulica (vedi cap.4 ed *allegato*) con tutti i metodi a disposizione utilizzando i valori ottenuti dalla media dei metodi stessi (il metodo dell'AdB è stato posto nella categoria di quelli a T=30 anni, anche se non ci sono riscontri scientifici su quale sia il suo tempo di ritorno) si sono ottenuti i risultati seguenti.

#### **AREA PRIVATA**

**T=10 anni:** Volume necessario = **81 mc.**

**T=30 anni:** Volume necessario = **101 mc.**

La proposta progettuale (si veda *l'allegato* in cui sono calcolati i volumi a disposizione) consiste in:

- realizzazione di rete principale lungo la strada di accesso in progetto con **sovradimensionamento** delle fognature tramite tubazioni scatolari 1,20x0,80 ("maxi-tubo"); si è calcolato che il contributo alla laminazione della rete nella sua parte terminale (non si considera la rete nel verde privato e nelle corti) per una lunghezza complessiva di 94 mt. sia pari a circa 96 mc. massimi (scatolare pieno); ulteriore invaso si avrà per rigurgito dagli scatolari nei condotti Ø 400 presenti a monte, per altri 6 mc.
- **pozzetti** di ispezione di dimensioni 0,80 x 0,80 mt., per un numero di 10, così da contenere al massimo circa 5 mc (0,80 mt. di tirante nel pozzetto);

- realizzazione di **strozzatura** con tubo  $\varnothing$  100 per un lunghezza di 7 mt.; si è scelto di non adottare il diametro di calcolo pari a 80 mm. per ridurre indesiderate occlusioni con materiale flottante (fogliame e altro); dovrà comunque essere tenuto sempre pulito tale tubo di strozzatura che sarà realizzato in materiali (tipo ghisa, acciaio,..) tali da tenere la pressione che si instaura a causa dell'invaso negli scatolari a monte.

Vi sarà quindi una potenziale invasore di **102 mc.** che risulta sufficientemente cautelativo, con completo riempimento degli scatolari di progetto; per tempi di ritorno di 10 anni, gli scatolari si riempiranno per un 80% del loro volume massimo (tiranti di 65 cm.).

Per le specifiche planoaltimetriche sul dimensionamento e posizionamento dello scatolare-vasca e per i particolari costruttivi si rimanda agli elaborati allegati al presente progetto.

### AREA PUBBLICA

**T=10 anni:** Volume necessario = **35 mc.**

**T=30 anni:** Volume necessario = **45 mc.**

La proposta progettuale (si veda *l'allegato* in cui sono calcolati i volumi a disposizione) consiste in:

- realizzazione di rete principale lungo la strada di accesso in progetto con **sovradimensionamento** delle fognature tramite tubazioni scatolari 1,20x0,80 ("maxi-tubo"); si è calcolato che il contributo alla laminazione della rete nella sua parte terminale (non si considera la rete nel verde privato e nelle corti) per una lunghezza complessiva di 42 mt. sia pari a circa 40 mc. massimi (scatolare pieno); ulteriore invasore si avrà per rigurgito dagli scatolari nei condotti  $\varnothing$  400 presenti, per altri 3 mc.
- **pozzetti** di ispezione di dimensioni 0,80 x 0,80 mt., per un numero di 5, così da contenere al massimo circa 2,6 mc (0,80 mt. di tirante nel pozzetto);
- realizzazione di **strozzatura** con tubo  $\varnothing$  100 per un lunghezza di 3 mt.; si è scelto di non adottare il diametro di calcolo pari a 80 mm. per ridurre indesiderate occlusioni con materiale flottante (fogliame e altro); dovrà comunque essere tenuto sempre pulito tale tubo di strozzatura che sarà realizzato in materiali (tipo ghisa, acciaio,..) tali da tenere la pressione che si instaura a causa dell'invasore negli scatolari a monte.

Vi sarà quindi una potenziale invasore di **46 mc.** che risulta sufficientemente cautelativo, con completo riempimento degli scatolari di progetto; per tempi di ritorno di 10 anni, gli scatolari si riempiranno per un 75% del loro volume massimo (tiranti di 60 cm.).

Per le specifiche planoaltimetriche sul dimensionamento e posizionamento dello scatolare-vasca e per i particolari costruttivi si rimanda agli elaborati allegati al presente progetto.

## 4 TEORIA SULLE VASCHE VOLANO DI LAMINAZIONE DELLE RETI

### 4.1 Premesse

Il principio di invarianza idraulica sancisce che la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di una area debba essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo in quell'area.

È difficile valutare a livello generale ed a priori, come deve essere proprio dell'urbanistica e dello Strategic Environmental Assessment o SEA, quali siano gli interventi di mitigazione degli impatti idrologici indotti dall'impermeabilizzazione e regolarizzazione delle superfici. Il Piano di Bacino recepisce il principio di invarianza idraulica, rendendone obbligatorio il rispetto nella predisposizione dei piani di livello comunale all'atto di definire gli indici e gli standard urbanistici.

Di fatto, l'unico modo per garantire l'invarianza idraulica delle trasformazioni è quello di prevedere volumi di stoccaggio temporaneo dei deflussi che compensino, mediante un'azione laminante, l'accelerazione dei deflussi e la riduzione dell'infiltrazione che sono un effetto inevitabile di ogni trasformazione di uso del suolo da non-urbano ad urbano. Tuttavia, al momento non è possibile dare linee guida stringenti riguardo le modalità di calcolo dei volumi richiesti a fronte di una prefissata quota di impermeabilizzazione.

### 4.2 Metodi di calcolo

#### 4.2.1 Metodo dell'invaso con semplificazione (Moriggi-Zampaglione)

Questo metodo (*Paoletti e Rege Gianas, 1979*) schematizza il funzionamento del bacino afferente, avente superficie  $S$ , come un serbatoio lineare di costante di vaso  $K$  sollecitato da una precipitazione di durata  $\theta$  ad intensità costante  $i$  e con coefficiente d'afflusso  $\varphi$  costante durante l'evento.

Date tali ipotesi l'onda di piena che perviene alla sezione di chiusura del bacino di estensione  $S$  è espressa dalle relazioni:

$$\begin{aligned} p &= \varphi * S * a * \theta^{(n-1)} \\ Q &= p * (1 - e^{-t/k}) && \text{per } t \leq \theta \text{ (fase di crescita)} \\ Q &= p * (1 - e^{-\theta/k}) * e^{-(t-\theta)/k} && \text{per } t > \theta \text{ (fase di esaurimento)} \end{aligned}$$

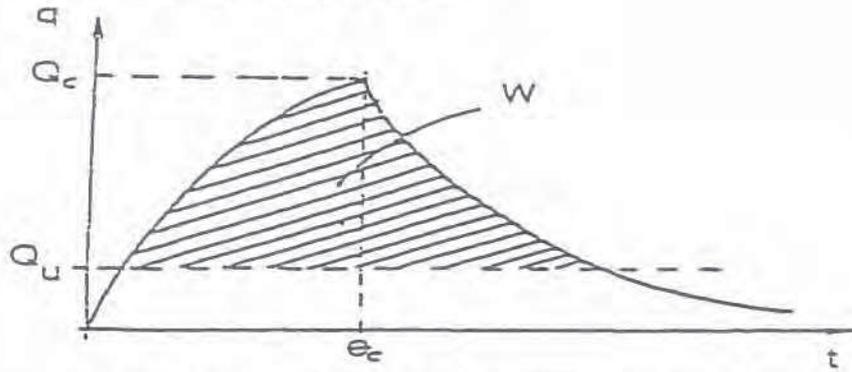
Si osservi che in tali ipotesi la portata al colmo dell'onda di piena si raggiunge al tempo  $\theta$  in cui termina la precipitazione a vale:

$$Q = p * (1 - e^{-\theta/k})$$

Il valore di  $\theta$  che rende massima la portata al colmo  $Q$  si definisce durata critica di pioggia ( $c$ ) e la corrispondente portata al colmo portata critica della rete  $Q_c$ .

Fissato un rapporto  $m = 1/\eta$  tra la portata massima  $Q_c$  entrante nella vasca e la portata  $Q_u \max$  che si desidera al più in uscita dalla stessa, assunta costante durante l'evento (cioè  $Q_u(t) = Q_u \max$ ), si può quantificare il volume idrico  $W$  da immagazzinare nel serbatoio quando è in arrivo da monte un'onda di piena, come quella mostrata in figura, dovuta ad una pioggia costante di durata  $\theta$  generica.

modello dell'invaso lineare

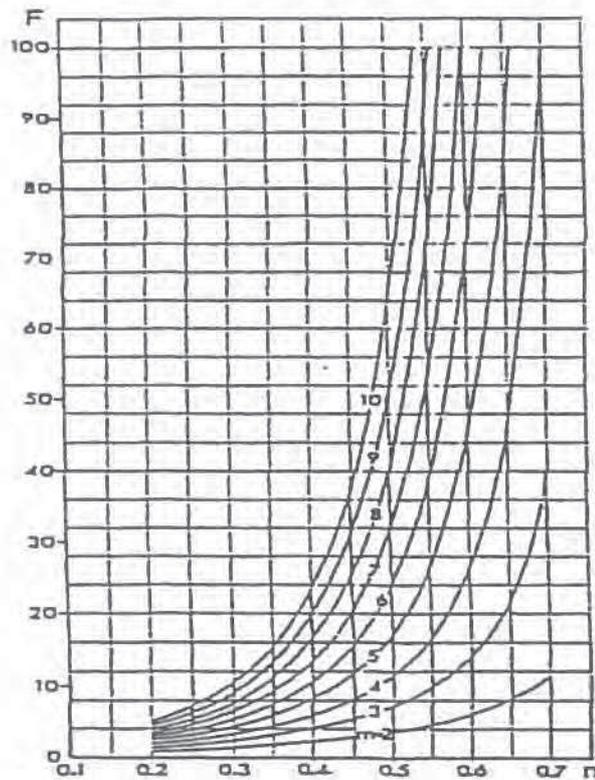


La condizione di massimo per il volume da immagazzinare può essere sinteticamente scritta nella forma:

$$\theta_c / k = F(n, m)$$

con F parametro dimensionale riportato sul grafico seguente.

Diagramma dei valori della funzione  $F(n, m)$  per il dimensionamento delle vasche volano attraverso il metodo dell'invaso



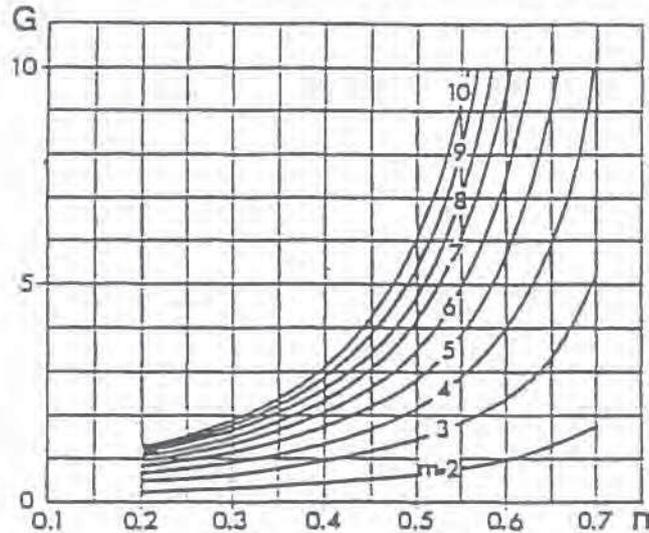
La durata critica per la vasca  $\theta_c$  può essere immediatamente calcolata ricavando il valore di F in funzione del rapporto di laminazione m e del valore di n di interesse e moltiplicando tale valore per la costante di invaso k del bacino a monte della vasca.

Il valore massimo della vasca può essere espresso dal seguente rapporto:

$$W_{i \max} / Q_c = k * G(n, m)$$

dove  $W_{i \max}$  rappresenta appunto il volume da assegnare alla vasca; per agevolare il calcolo l'andamento della funzione G è riportata in figura.

Diagramma dei valori della funzione  $G(n,m)$  per il dimensionamento delle vasche volano attraverso il metodo dell'invaso



Moriggi e Zampaglione pur partendo dalle medesime impostazioni concettuali, propongono, per ridurre i calcoli matematici, le seguenti formulazioni interpolari per determinare il tempo critico  $\theta_c$ :

$$\theta_c = (1/C2) * (Qu \max / (n * \varphi * S * a))^{1/(n-1)}$$

$$\text{con } C2 = 0,165 * n / (\eta + 0,01) - ((-0,01) / 30 + 0,5)$$

e per il volume da assegnare alla vasca:

$$Wi \max = (\varphi * S * a * \theta_c^n * (0,95 - \eta^{2/3})^{3/2}$$

Essendo S la superficie (in mq) del bacino sotteso,  $\theta_c$  espresso in ore, a in metri/ora", Qu max in mc / ora e i Wi max in mc.

#### 4.2.2 Metodo della corrivazione (cinematico)

L'impostazione concettuale è del tutto analoga a quella del metodo precedente, differendo solo per la scelta del modello adottato a rappresentare il bacino a monte, e cioè il metodo di corrivazione anziché quello dell'invaso lineare.

La trattazione analitica è certamente più semplice, dato che il tempo critico per il bacino  $\theta_c$  coincide con il suo tempo di corrivazione  $T_0$ , almeno per curve aree-tempi lineari. In generale il tempo critico della vasca  $\theta_w$  deve essere superiore al tempo di corrivazione. Con riferimento ai simboli il volume da invasare nella vasca ha espressione:

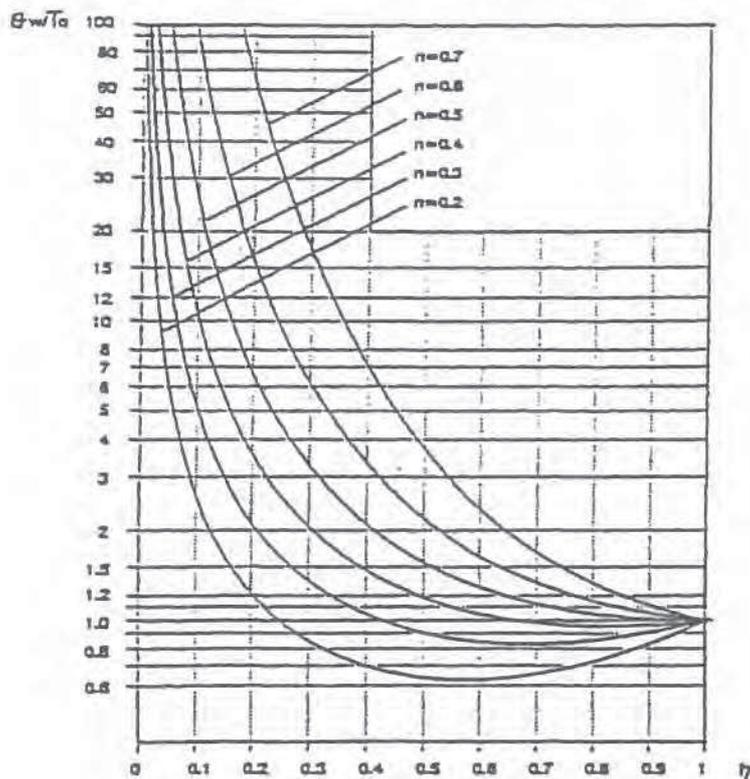
$$W = (Q' - Qu) * (0 - T_0) + T_0 * (Q' - Qu)^2 / Q'$$

dopo alcuni passaggi e derivando si ottiene:

$$n * \varphi * S * a * \theta_w^{n-1} + (1-n) * T_0 * Qu^2 * \theta_w^{-n} / (\varphi * S * a) - Qu = 0$$

che definisce la condizione di massimo per il volume da invasare nella vasca. Essa è riportata in forma di abaco nella figura seguente ( $\eta$  è il rapporto di laminazione).

Diagramma per la determinazione della durata critica  $\theta_w$  per vasche volano con il metodo di corrivazione in funzione di  $n$  ed  $\eta$



Il dimensionamento viene effettuato ricavando dapprima per tentativi il valore  $\theta_w$  ed inserendo poi tale valore per ottenere il volume  $W_i$  max da assegnare alla vasca.

Rispetto al precedente, questo metodo appare più semplice da utilizzare e presenta il concreto vantaggio di riferirsi al tempo di corrivazione al bacino  $To$ , che è un parametro di maggiore immediatezza fisica rispetto alla costante di invaso.

#### 4.2.3 Metodo cinematico-invaso semplificato

Tale metodo consiste nel prendere a riferimento vari idrogrammi di pioggia a diverse durate, schematizzabili con trapezi con fase di crescita fino al raggiungimento del tempo di corrivazione complessivo della rete, fase costante in base alla durata di pioggia e fase calante di tempo sempre pari a quello di corrivazione.

Con il metodo cinematico si calcola quindi il picco di portata da considerare come massimo raggiungibile nei diagrammi trapezi; tramite semplice equazione di bilancio dei volumi (invaso) si determina il volume massimo di ottimizzazione da stoccare ferma restando (ipotesi semplificatoria) la portata di efflusso in uscita (vincolo da parte dell'Ente gestore del ricettore); a varie durate di pioggia, dunque, i volumi da stoccare raggiungeranno un massimo per poi diminuire a causa della diminuzione di pioggia distribuita in tempi maggiori.

Tale metodo fornisce dei valori certamente attendibili se pur di massima; si veda in allegato i calcoli relativi.

#### 4.2.4 Metodi empirici dell' Autorità di Bacino Conca - Marecchia e del Consorzio di Bonifica di Rimini

Da valutazioni e studi eseguiti l'Autorità di Bacino Conca – Marecchia, prescrive di utilizzare per un dimensionamento di massima un valore fisso di **350 mc/ha** applicato alle aree impermeabilizzate. Tale valore risulta indipendente dal tipo di trasformazione eseguita e dai tempi di ritorno per i quali si vuole dimensionare le vasche.

Vista la posizione del lotto in oggetto, questo metodo sarà preso come riferimento ed a base dei calcoli presenti in allegato.

Anche il Consorzio di Bonifica di Rimini fornisce valori di prima approssimazione in base all'esperienza (sepur di pochi anni) ed alle tarature eseguite: tale valore si attesta sui 250 mc/ha da applicare all'intera area trasformata (nel nostro caso solo il 40% del totale), considerando una media degli indici di urbanizzazione (e quindi di impermeabilizzazione) previsti da PRG nel territorio riminese.

Tali riferimenti sepur semplificati, possono aiutare per mantenere i giusti ordini di grandezza che tramite i metodi numerici possono dare valori a volte inattendibili, causa errori di calcoli o dati immessi errati.

#### 4.2.5 Metodo dell'invaso adottato dall' Autorità dei Bacini Romagnoli

L'Autorità dei Bacini Romagnoli ha indicato una procedura più articolata e rispondente alla reale trasformazione urbanistica, per garantire il principio di invarianza idraulica; tale procedura si fonda sul metodo dell'invaso, con considerazioni di permeabilità.

Si adotta quale misura del volume minimo di vaso da prescrivere in aree sottoposte ad una quota di impermeabilizzazione I (% dell'area che viene trasformata) ed in cui viene lasciata inalterata una quota P (tale che I + P = 100 %), il valore convenzionale elaborato utilizzando sempre il metodo dell'invaso, e dato dalla seguente formula:

$$w = w^{\circ} * (\varphi / \varphi^{\circ})^{(1/1-n)} - 15 I - w^{\circ} P$$

essendo  $w^{\circ} = 50$  mc/ha;

$\varphi$  : coefficiente di deflusso dopo la trasformazione;

$\varphi^{\circ}$  : coefficiente di deflusso prima della trasformazione;

$n=0.48$  (esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora, stimato nell'ipotesi che le percentuali della pioggia oraria cadute nei 5', 15' e 30' siano rispettivamente il 30%, 60% e 75%, come risulta plausibile da numerosi studi sperimentali citati in letteratura – si veda ad es. *Paoletti*, 1996);

ed I e P espressi come frazione dell'area trasformata.

Il volume così ricavato è espresso in mc/ha e deve essere moltiplicato per l'area totale dell'intervento, a prescindere dalla quota P che viene lasciata inalterata. Per la stima dei coefficienti di deflusso ( $\varphi$  e  $\varphi^{\circ}$ ) si fa riferimento alla relazione convenzionale:

$$\varphi^{\circ} = 0.9 * Imp^{\circ} + 0.2 * Per^{\circ}$$

$$\varphi = 0.9 * Imp + 0.2 * Per$$

in cui Imp e Per sono rispettivamente le frazioni dell'area totale da ritenersi impermeabile e permeabile, prima della trasformazione (se connotati dall'apice<sup>o</sup>) o dopo (se non c'è l'apice<sup>o</sup>).

In linea generale, si dovrà ritenere permeabile ogni superficie non rivestita con pavimentazioni di alcun genere, mentre per pavimentazioni dal carattere semipermeabile si dovrà valutare caso per caso in sede di concessione edilizia anche sulla base delle specifiche tecnologiche dei prodotti impiegati. È da notare che anche le aree che non vengono pavimentate con la trasformazione, ma vengono sistemate e regolarizzate, devono essere incluse a computare la quota I. La quota P dell'area in trasformazione è costituita solo da quelle parti che non vengono significativamente modificate, mediante regolarizzazione del terreno o altri interventi anche non impermeabilizzanti, dalla trasformazione.

#### 4.3 Calcolo strozzatura

Al fine di calcolare i volumi con i metodi sopra citati (specie quello di corrivazione) e per garantire il non superamento di portate di efflusso secondo le prescrizioni degli Enti gestori dei ricettori (si è scelto il più cautelativo pari a 10 l/sec\*ha secondo le prescrizioni del Consorzio di Bonifica della Romagna, sede di Rimini), occorre definire le dimensioni delle strozzature poste a valle delle reti da "invariate".

A causa dei possibili rigurgiti della rete pubblica in strada sulla futura rete in progetto, il dimensionamento delle strozzature sarà condizionato anche dai livelli che si instaurano al ricettore e dai livelli che si ingenerano sulle vasche, con scarico solo nel caso di gradiente positivo da monte a valle.

Anche la lunghezza delle strozzature determina una differente portata in uscita; sono state dunque dimensionate anche tali grandezze, con attenzione a non estendere troppo tali tratti in pressione (problemi di sovraccarico, sollecitazione e possibile rottura dei tubi); si dovrà comunque prevedere una particolare cura alla realizzazione di tali strozzatura sia dal punto di vista dei materiali che delle giunzioni.

Si adotta le formulazioni sugli efflussi in pressione da serbatoio condizionati ai livelli (di monte e valle) ed alle perdite che si ingenerano nei percorsi e negli imbocchi; si veda la figura e le formule seguenti.



$$H1 = H2 + (\alpha_{1,1} + \alpha_{1,2}) \frac{Q^2}{2g\Omega_1^2} + \beta_1 \frac{Q^2}{\phi_1^2} L_1$$

$$H2 = H3 + (\alpha_{2,1} + \alpha_{2,2}) \frac{Q^2}{2g\Omega_2^2} + \beta_2 \frac{Q^2}{\phi_2^2} L_2$$

$$Q = K\sqrt{\Delta H}$$

Si veda *l'allegato* per le specifiche di calcolo di tali strozzature.

## 5 PROCEDURE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA RETE BIANCA

### 5.1 Metodo di calcolo

Per il dimensionamento della rete dei "Collettori Pluviali" in progetto si utilizzerà il metodo cinematico (o della corrivazione) in quanto risulta più cautelativo di quello dell'invaso e perchè più semplice dal punto di vista concettuale.

Il metodo della corrivazione considera prevalenti nel bacino i fenomeni di traslazione dell'acqua. Esso si basa sulla conoscenza del Tempo  $T_0$  di corrivazione del bacino, definito come il "tempo necessario ad una particella di acqua per raggiungere la sezione di chiusura del bacino lungo il percorso idraulicamente più lungo". Si ammette che tale tempo sia una costante caratteristica del bacino sotteso alla sezione considerata, indipendente all'evento meteorico e dalle diverse condizioni stagionali della superficie del bacino stesso.

In generale, il tempo di corrivazione del bacino è dato da:

$$T_0 = t_r + t_e$$

e cioè della somma del tempo  $t_r$  di "traslazione" lungo i rami costituenti il percorso idraulicamente più lungo ("asta principale") del bacino e del tempo di entrata  $t_e$  (tempo di accesso).

Il tempo di traslazione lo si calcolerà per tentativi ipotizzando un diametro ed una pendenza del condotto, calcolando la velocità idrica in moto uniforme a massimo riempimento ed applicandola alla lunghezza del condotto stesso.

Per i bacini urbani la taratura derivante dall'estesa esperienza ormai acquisita nella progettazione e verifica di molte reti di drenaggio ha condotto ad assumere per  $t_e$  valori normalmente compresi tra 3' e 15', in funzione della densità dell'urbanizzazione, della dimensione dell'area scolante presa in esame e dell'intensità dell'evento meteorico. Si vedano in proposito la seguente tabella.

*Tempo di ingresso in rete  $t_e$*

Tipi di bacini	$t_e$ (min)
centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali	5 + 7
centri commerciali con pendenze modeste e caditoie meno frequenti	7 + 10
aree residenziali di tipo intensivo con piccole pendenze e caditoie poco frequenti	10 + 15

Una delle formule tradizionali e maggiormente adottate per il calcolo della portata critica, cioè dalla portata al colmo dell'evento critico, in una sezione di chiusura di un bacino naturale od artificiale è la cosiddetta "formula razionale":

$$Q_c(T) = \xi(T) \cdot i(\theta_c, T) \cdot S / 0.36$$

in cui  $Q_c$  è la portata critica in litri/s,  $i(\theta_c, T)$  è l'intensità media di pioggia (in mm/ora) dell'evento considerato, corrispondente alla durata di pioggia critica  $\theta_c$  (ore) ed al tempo di ritorno  $T$  (anni),  $S$  è la superficie del bacino in ha ( $i \cdot S$  è quindi la portata media di pioggia), 0.36 è un fattore dimensionale legato alle unità di misura usate per  $Q$ ,  $i$  ed  $S$ , mentre  $\xi(T) = \varphi \cdot \epsilon$  è un coefficiente minore dell'unità che rappresenta il complesso dei meccanismi di perdita idrologica e di trasformazione afflussi-deflussi (coefficiente di deflusso), anch'essi

dipendenti da T e a causa dei quali la portata  $Q_c$  risulta in ogni caso minore della portata di pioggia.

Le tarature eseguite hanno dimostrato che la formula razionale può consentire un'adeguata stima delle portate critiche di dimensionamento  $Q_c(T)$ , almeno per bacini non troppo grandi (<200-250 ha), purché si tenga conto di correzioni che ne evitino la tendenza della sottostima.

Nei riguardi del metodo di corrivazione, prima Mignosa (1989) e poi Mambretti e Paletti (1996) hanno verificato, confrontando statisticamente la formula razionale con le distribuzioni di probabilità delle portate al colmo calcolate con lunghe serie di eventi reali, che è possibile adottare la formula classica purché  $\xi(T)$  sia assunto pari al solo coefficiente d'afflusso  $\varphi$  (assumendo cioè  $\varepsilon = 1$ ); da quanto precede si ha:

$$Q_c = \varphi * i(\vartheta_c, T) * S / 0.36$$

(con  $Q_c$  in litri/s,  $i$  in mm/ora e  $S$  in ha) e purché la durata critica  $\vartheta_c$  (ore) sia calcolata con la relazione:

$$\vartheta_c = t_e + t_r / 1.5$$

ove  $t_e$  e  $t_r$  hanno significato già esposto.

## 5.2 Dati di pioggia utilizzati

Gli studi statistici delle precipitazioni portano alla determinazione delle cosiddette curve DDF di possibilità pluviometrica, a cui viene di solito data l'espressione monomia:

$$h = a'(T) * \theta^n$$

in cui :

$h$  è l'altezza di pioggia in mm

$\theta$  è l'altezza di pioggia in ore

$a'; n'$  sono due costanti da determinarsi in funzione del tempo di ritorno  $T$  prefissato (normalmente  $n'$  è pressoché indipendente dal tempo di ritorno  $T$ , mentre dipende molto dalla durata critica dell'evento, per cui solo il parametro  $a'$  risulta in pratica funzione di  $T$  ed in funzione dell'estensione del bacino interessato (ragguaglio delle piogge dell'area)).

L'intensità media di pioggia è data da:

$$i = h / \theta = a'(T) * \theta^{n-1}$$

Poiché presentano un andamento concavo verso l'asse delle ascisse, a causa del quale l'esponente  $n'$  è minore dell'unità, l'intensità media  $i$  è decrescente con la durata di pioggia ( $n-1 < 1$ ), in accordo con la comune esperienza che indica negli scrosci più brevi quelli di maggiore intensità media.

In termini probabilistici ne consegue che, a parità di tempo di ritorno  $T$  prescelto per le piogge, si possono ottenere differenti portate al colmo  $Q$ , a ciascuna delle quali, può correlarsi un differente valore di  $T$ ; quindi le curve di pioggia di dato  $T$  non conducono necessariamente a portate al colmo aventi il medesimo  $T$ . Nella formula razionale e nella pratica corrente, tuttavia, questo problema viene superato, invero in modo alquanto empirico, ammettendo che, tra tutte le possibili precipitazioni  $i(t)$ , proprio quella di intensità costante pari al valore medio  $i$  conduca ad una portata al colmo  $Q$  avente il medesimo  $T$  delle piogge.

Le formule monomie utilizzate per il dimensionamento della rete bianca e delle vasche di laminazione (vedi capitolo 4) sono state ricavate dalle elaborazioni dei dati del S.I.M.N. effettuate da Consorzio di Bonifica di Rimini.

I parametri delle curve di pioggia, per precipitazioni di durata inferiore all'ora, utilizzate per i calcoli sono riassunti nella tabella seguente.

	T= 10 anni	T= 30anni
a	43,23	54,64
n	0,67	0,73

### 5.3 Coefficienti di deflusso

Per semplicità di calcolo si determina il coefficiente di deflusso pari a quello di afflusso tabellato da manuale, considerando il fattore di ritardo pari all'unità (cautelativo) ed i coefficienti considerati una costante del bacino indipendentemente dall'evento.

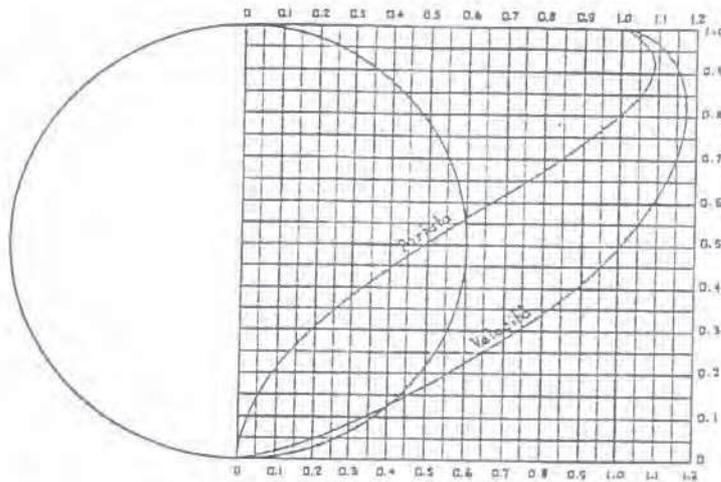
Man mano che procede il calcolo si determinerà una media pesata dei coefficienti di deflusso in base alle aree drenate. Si veda la tabella seguente.

*Coefficienti di afflusso  $\phi$  per varie tipologie urbane*

Tipologia urbana	Coefficiente di afflusso $\phi$
<b>Commerciale</b>	
Centro	da 0.70 a 0.95
Periferia	da 0.50 a 0.70
<b>Residenziale</b>	
Monofamiliare	da 0.30 a 0.50
Unità plurifamiliari, isolate	da 0.40 a 0.60
Unità plurifamiliari, contigue	da 0.60 a 0.75
Residenziale (extra urbano)	da 0.25 a 0.40
Appartamenti	da 0.50 a 0.70
<b>Industriale</b>	
Industria pesante	da 0.50 a 0.80
Industria leggera	da 0.60 a 0.90
Parchi, cimiteri	da 0.10 a 0.25
Parco giochi	da 0.20 a 0.35
Aree ferroviarie	da 0.20 a 0.35
Aree non urbanizzate	da 0.10 a 0.30

### 5.4 Calcolo della portata uniforme

Si utilizza la classica formula di Chezy e determinazione delle scabrezze con la seconda formula di Bazin, secondo le curve di deflusso indicate qui di seguito per condotti circolari. I parametri di scabrezza provengono da valori tabellati (si veda la tabella a pagina seguente); si è considerato una ipotesi di scabrezze derivante da condotti in cemento non in perfette condizioni (usato) ai fini cautelativi.



Si vedano, per un maggior dettaglio del calcolo, le seguenti tabelle:

*Parametri di scabrezza per canali e condotte [Marchi e Rubatta, 1981].*

TIPO DI CANALIZZAZIONE	Marchi Colebrook $\epsilon$ [mm]	Bazin $\gamma$ [ $m^{1/2}$ ]	Kutter $m$ [ $m^{1/2}$ ]	Gauckler- Strickler $K_S$ [ $m^{1/2} s^{-1}$ ]	Manning $n$ [ $m^{-1/2} s$ ]
1) Pareti di cemento perfettamente liscio. Pareti di legno piallato. Pareti metalliche senza risalti nei giunti.	0,15+0,20	0,06	0,12	100+90	0,011
Idem ma con curve	0,2+0,4	0,10	0,18	90+85	0,012
2) Pareti di cemento non perfettamente liscio. Muratura in mattoni molto regolare. Pareti metalliche con chiodatura ordinaria.	0,4+1,0	0,16	0,20+0,25	85+75	0,013
3) Pareti di cemento in non perfette condizioni. Muratura ordinaria più o meno accurata. Pareti di legno grezzo, eventualmente con fessure.	2+5	0,23+0,36	0,35+0,55	70+65	0,014+0,015
4) Pareti di cemento solo in parte intonacate; qualche deposito sul fondo. Muratura irregolare (o di pietrame). Terra regolarissima senza vegetazione.	8	0,46	0,55+0,75	60	0,018
5) Terra abbastanza regolare. Muratura vecchia, in condizioni non buone, con depositi di limo al fondo.	15+30	0,60+0,85	0,75+1,25	50	0,020+0,022
6) Terra con erba sul fondo. Corsi d'acqua naturali regolari.	70	1,30	1,50	40	0,025
7) Terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturali con ciottoli e ghiaia.	120+200	1,75	2,00	35	0,030
8) Canali in abbandono con grande vegetazione. Corsi d'acqua con alveo in ghiaia e movimento di materiali sul fondo, oppure scavati in roccia con sporgenze.	300+400	2,0+2,3	3,00	30	0,035

## 5.5 Pre-dimensionamento delle reti bianche

Come detto precedentemente il calcolo di massima è stato eseguito con stima degli udometrici settore per settore e dimensionamento tramite ausilio di tabelle di portata a varie pendenze.

Le pendenze delle condotte variano da un minimo dello 0.3 % ad un max dell'1 %.

Il ricoprimento minimo sopra l'estradosso della condotta è previsto di almeno 50 cm, comprendendo in questi anche il pacchetto stradale.

I materiali sono ancora da definirsi (progetto esecutivo) ma saranno presumibilmente in PVC per i condotti, in CLS per gli scatolari, con giunti a bicchiere nei casi di funzionamento a gravità. I diametri minimi saranno di 200 mm a parte per la strozzatura (che sarà realizzata, come già detto al cap.3, in ghisa o acciaio). La posa delle condotte avverrà sempre su letto di cls magro di spessore almeno 10 cm.

Il cambio di diametro e/o di pendenza viene effettuato sempre in corrispondenza di pozzetti, prefabbricati in c.a. vibrato, di dimensioni adeguate a quelle delle tubazioni afferenti.

Il calcolo di dettaglio della rete, con i metodi sopra esposti (in maniera iterativa al fine di determinare i diametri e le pendenze ottimali), verrà eseguito in fase di progetto definitivo-esecutivo.

**RELAZIONE IDROLOGICA  
ALLEGATO 1 - AREA PRIVATA**

# LOTTIZ. VIA FANTONI RIMINI

## Zona 1: Edifici (AREA PRIVATA)

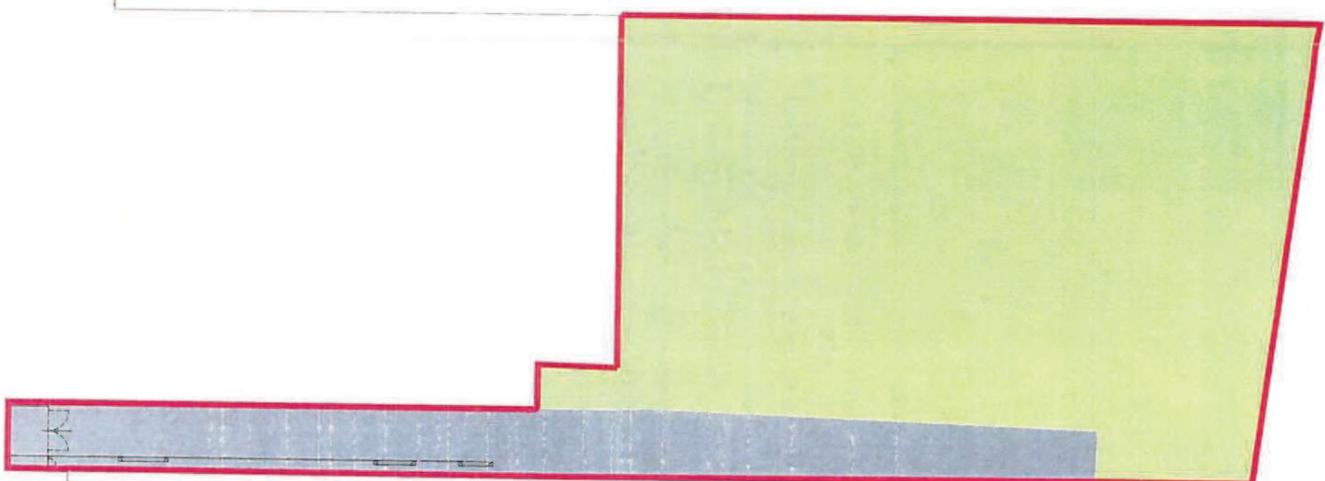
Calcolo aree		TOT	0,5466	ha
<b>pre-opera</b>				
VERDE	area	coeff deflusso		
verde incolto	(mq.)			
	4716	0,20		0,303
STRADA ASFALTATA				
	750	0,95		
	<b>totale</b>	<b>5466</b>	0,30	
<b>post-opera</b>				
VERDE	area	coeff deflusso		
verde permeabile	850	0,15		127,5
VERDE SU SOLETTA CLS	area	coeff deflusso		
verde semi-permeabile	468	0,25		117
PARCHEGGI DRENANTI				
	655	0,5		327,5
STRADE - MARCIAPIEDI - RAMPE				
	2048	0,95		1945,6
EDIFICATO				
tetti	1445	0,85		1228,25
	<b>totale</b>	<b>5466</b>		
DI CUI				
SUP. RESA IMPERM.:	3070,5			
		metodo AdB Rom.		metodo analitico
perm	1645,5	0,2		
imp.	3820,5	0,9		
		<b>0,689</b>	post	<b>0,685</b>
	I	0,699		
	P	0,301		

# TAVOLA PERMEABILITA'

## 1) - STATO DI FATTO PRIVATO

### Legenda

	AREA PERMEABILE (coeff. defl. = 0.15)	= 4716 mq
	AREA IMPERMEABILE (coeff. defl. = 0.95)	= 750 mq



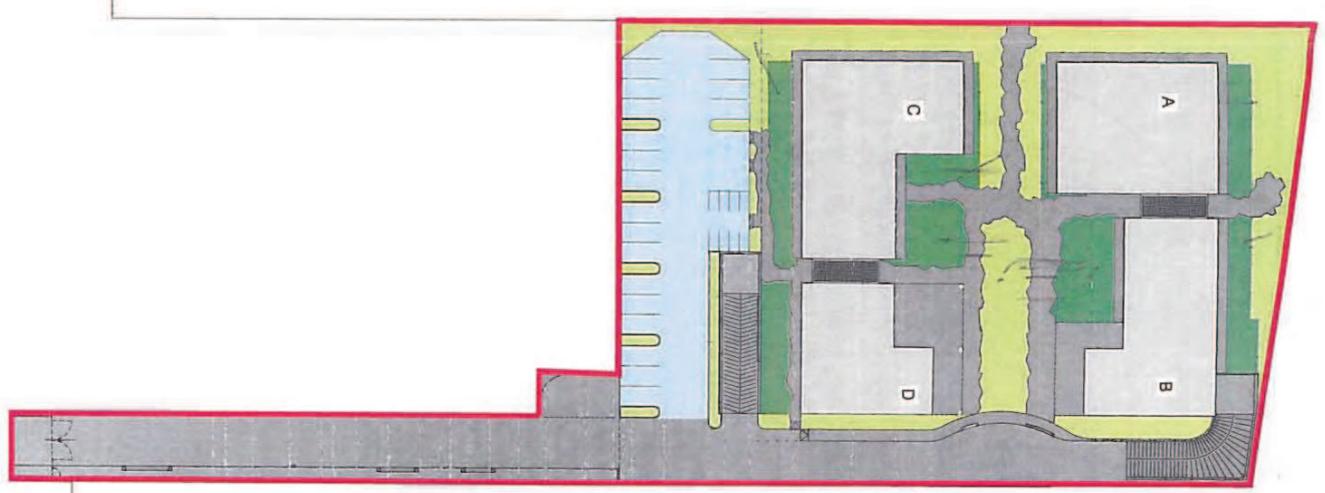
VIA FANTONI

# TAVOLA PERMEABILITA'

## 2) - PROGETTO PRIVATO

Legenda

	AREA PERMEABILE (coeff. defl. = 0.15)	= 850 mq
	AREA PERMEABILE (coeff. defl. = 0.25)	= 468 mq
	AREA SEMI-PERMEABILE (coeff. defl. = 0.50)	= 655 mq
	AREA IMPERMEABILE (coeff. defl. = 0.85)	= 1445 mq
	AREA IMPERMEABILE (coeff. defl. = 0.95)	= 2048 mq



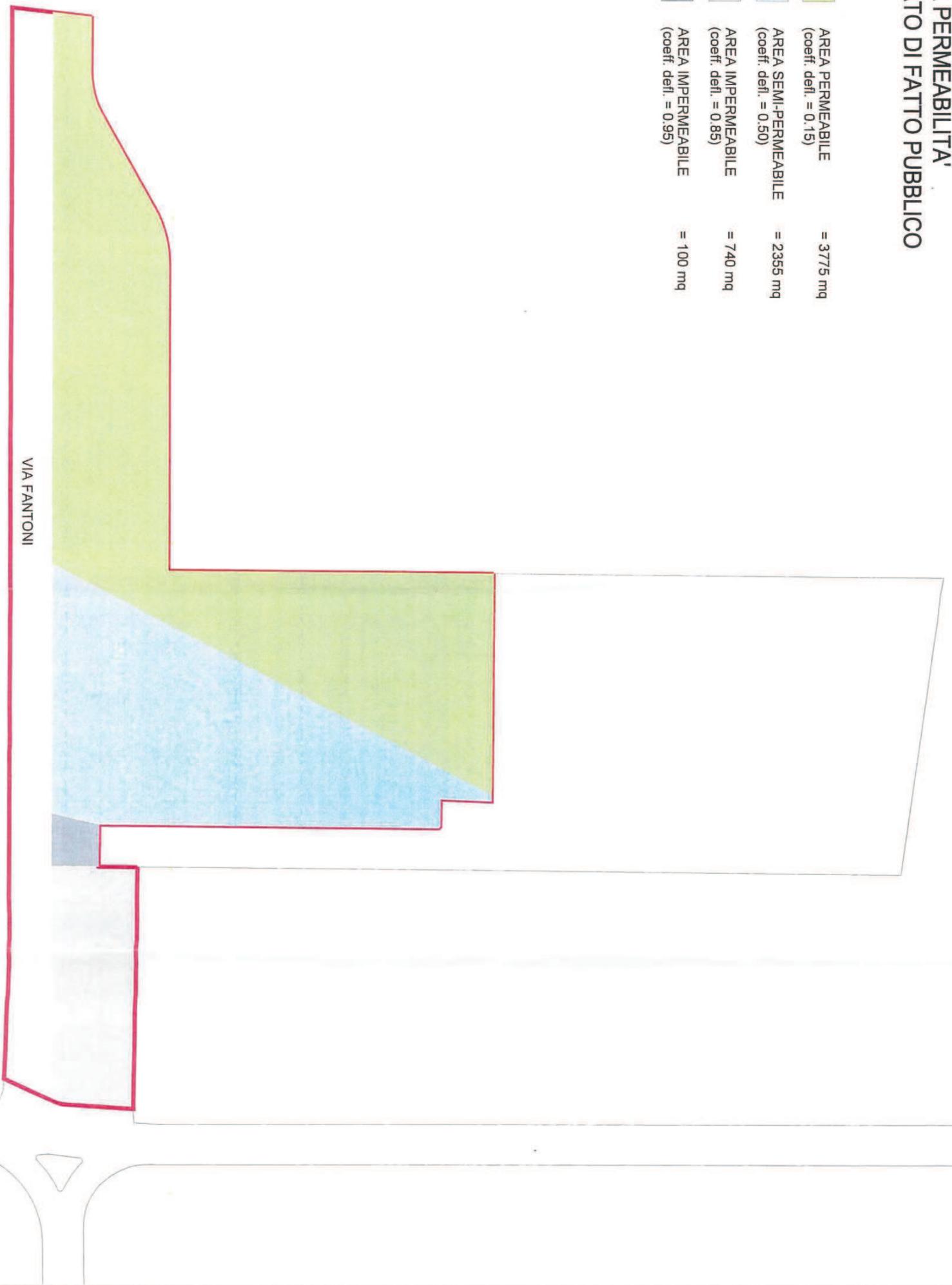
VIA FANTONI

# TAVOLA PERMEABILITA'

## 3) - STATO DI FATTO PUBBLICO

Legenda

	AREA PERMEABILE (coef. defl. = 0.15)	= 3775 mq
	AREA SEMI-PERMEABILE (coef. defl. = 0.50)	= 2355 mq
	AREA IMPERMEABILE (coef. defl. = 0.85)	= 740 mq
	AREA IMPERMEABILE (coef. defl. = 0.95)	= 100 mq



# TAVOLA PERMEABILITA'

## 4) - PROGETTO PRIVATO

Legenda

	AREA PERMEABILE (coeff. defl. = 0.15)	= 3625 mq
	AREA IMPERMEABILE (coeff. defl. = 0.85)	= 847 mq
	AREA IMPERMEABILE (coeff. defl. = 0.95)	= 2498 mq



# LOTTO EDIFICATO

## METODI DI DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI LAMINAZIONE

T = 30 anni,

(dati Cons. di Bon. Romagna: staz. Rimini)

Tempo di ritorno	30	anni	pioggia	a	54,64
Portata entrante	111,2	l/sec	(Tp < 1 h)	n	0,73
Portata uscente massima	5	l/sec			
Area scolante	0,547	ha	Portata uscente specifica	10,00	
Tempo di corrivazione	5	min.			
Coeff. deflusso	0,69				

### 1) Metodo dell'invaso secondo Piano di Bacino Fiumi Romagnoli (Pistocchi)

	W <sub>0</sub>	50			
coeff. di deflusso dopo	φ <sub>t</sub>	0,69	volume spec.	volume vasca	
coeff. di deflusso prima	φ <sub>0</sub>	0,30	w	W	
esponente pioggia convenzionale	n	0,48	mc/ha totali	mc	
area impermeabile	I	0,70	215	117	mc
area permeabile	P	0,30		cautelativo	

### 2) Metodo dell'invaso semplificato da Moriggi - Zampaglione

Portata entrante	Q <sub>e max</sub>	400	mc/ora		
Portata uscente	Q <sub>u max</sub>	19	mc/ora	t critico vasca	
Area bacino	S	5466	m <sup>2</sup>	C <sub>2</sub>	1,889
coeff. di deflusso	φ <sub>t</sub>	0,685		θω	0,719 ore
pioggia oraria	α	0,05464	m/ora <sup>n</sup>		
esponente pioggia	n	0,48		Volume vasca	
rapporto di laminaz.	η	0,05		W <sub>i max</sub>	104 mc

### 3) Metodo cinematico

Portata uscente	Q <sub>u max</sub>	19	mc/ora	tabella	ψ=θω/τ <sub>x</sub>	4,50
Area bacino	S	5466	m <sup>2</sup>		θω	0,38
coeff. di deflusso	φ <sub>t</sub>	0,68530004				ore
pioggia oraria	α	0,05464	m/ora <sup>n</sup>		Volume vasca	
esponente pioggia	n	0,73			W <sub>i max</sub>	
rapporto di laminaz.	η	0,05			91	mc
tempo di corrivazione	t <sub>c</sub>	0,08	ore			mc

### 4) Autorità di Bacino Marecchia-Conca (Rimini)

Superficie trasformata impermeabile	S	0,307	ha	Volume vasca	
Volume unitario per ettaro	mc/ha	350	min	107	

### MEDIA FRA METODI 2-3-4

101

mc

volume relativo

185

mc/ha

# LOTTO EDIFICATO

## METODI DI DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI LAMINAZIONE

T = 10 anni,

Tempo di ritorno	10	anni	pioggia	a	43,23
Portata entrante	102,1	l/sec		n	0,67
Portata uscente massima	5	l/sec			
Area scolante	0,547	ha	Portata uscente specifica 10,00		
Tempo di corrivazione	5	min.	l/sec ha		
Coeff. deflusso	0,69				

### 1) Metodo dell'invaso semplificato da Moriggi - Zampaglione

Portata entrante	$Q_{e\ max}$	368	mc/ora			
Portata uscente	$Q_{u\ max}$	19	mc/ora	t critico vasca		
Area bacino	S	5466	mq	C2	1,794	
coeff. di deflusso	$\phi t$	0,69		$\theta\omega$	0,847	ore
pioggia oraria	$\alpha$	0,04323	m/ora^n			
esponente pioggia	n	0,48		Volume vasca		
rapporto di laminaz.	$\eta$	0,05		$W_{i\ max}$	93	mc

### 2) Metodo cinematico

Portata uscente	$Q_{u\ max}$	19	mc/ora	tabella	$\psi = \theta\omega / \tau_z$	4
Area bacino	S	5466	mq		$\theta\omega$	0,33 ore
coeff. di deflusso	$\phi t$	0,69				
pioggia oraria	$\alpha$	0,04323	m/ora^n		Volume vasca	
esponente pioggia	n	0,67			$W_{i\ max}$	
rapporto di laminaz.	$\eta$	0,05			70	mc
tempo di corrivazione	$t_c$	0,08	ore			mc

**MEDIA FRA METODI 1-2**      **81** mc      volume relativo      149      mc/ha

**DIMENSIONAMENTO STROZZATURA**

**Diametro condotto 80 mm.**

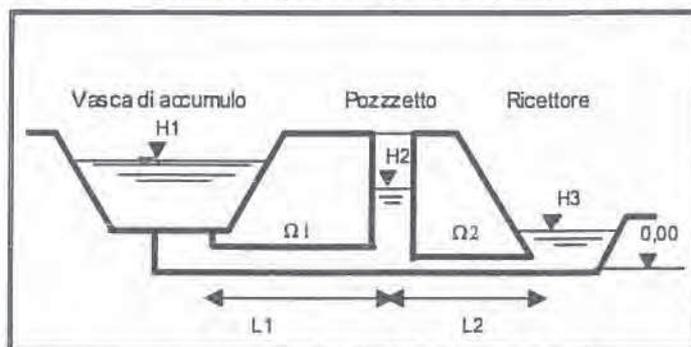
**Luce di scarico a battente**

Portata sotto battente a luce totalmente rigurgitata

Il dimensionamento del tubo in pressione viene calcolato con il principio dei vasi comunicanti in condizione di moto permanente.

Partendo da valle verso monte si possono evidenziare le seguenti considerazioni:

- Il carico piezometrico H3 a valle è dato dalle condizioni di moto uniforme della corrente
- Il carico piezometrico H2 nel pozzetto è pari al livello della quota dell'acqua.
- Il carico piezometrico H1 nel bacino è pari alla quota del pelo libero.



<b>Area di bacino drenata</b>	A = 0,5466 ha
<b>Udometrico agricolo</b>	u = 10 l/sec * ha
<b>Portata di massima di progetto</b>	Q = 5,5 l/sec

<b>Tubazione di collegamento bacino - pozzetto</b>	
Diametro tubo di scarico vasca	Φ1 = 400 mm
Lunghezza	L1 = 1,0 m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c1 = 60 m <sup>1/3</sup> *sec <sup>-1</sup>
Area sezione bagnata	Ω1 = 0,13 mq
Raggio idraulico	R1 = 100 cm
Coefficiente di perdita di imbocco	α11 = 1,00
Coefficiente delle perdite di sbocco	α12 = 1,00
Perdite distribuite in condotta	β1 = 0,0039 m/sec <sup>2</sup>
Coefficiente perdite di carico I tratto	ζ1 = 7

<b>Tubazione di uscita</b>	
Diametro tubo di allaccio al ricettore	Φ2 = 80 mm
Lunghezza	L2 = 7,0 m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c2 = 60 m <sup>1/3</sup> *sec <sup>-1</sup>
Area sezione bagnata	Ω2 = 0,01 mq
Raggio idraulico	R2 = 20 cm
Coefficiente di perdita di imbocco	α21 = 1,00
Coefficiente delle perdite di sbocco	α22 = 1,00
Perdite distribuite in condotta	β2 = 0,0066 m/sec <sup>2</sup>
Perdita di carico clapet	μ = 0,2 m
Coefficiente perdite di carico II tratto	ζ2 = 18223,49

<b>Condizioni idrauliche richieste al contorno</b>	
(N.B.: le altezze H sono riferite alla quota scorrimento nel ricettore)	
Altezza pelo libero nella vasca	H1 = 1,00 m
Altezza pelo libero nel ricettore di valle	H3 = 0,50 m
Battente totale	dH = 0,50 m
Coefficiente globale di scarico "K"	k = 0,007
<b>Portata</b>	Q = 0,005 mc/sec
	pari a Q = 5,2 l/sec
Altezza del pelo libero nel pozzetto di scarico	H2 = 1,00 m

**LOTTO EDIFICATO****Calcolo volume disponibile d'invaso****T=30 anni****VOLUME NECESSARIO 101 MC****A) Fognatura**

<i>Diametro (m)</i>	<i>H utile (m)</i>	<i>Area deflusso (mq)</i>	<i>Lung. Tot. (ml)</i>	<i>Volume (mc)</i>
1,2x0,80	pieno	0,960	94	90,2
0,4	pieno	0,126	50	6,3
				<u>96,5</u>

**B) Pozzetti di ispezione**

<i>Dimensioni</i>	<i>h media utile (mq)</i>	<i>n.</i>	<i>Volume utile (mc)</i>
0.8x0.8	0,8	10	<u>5,1</u>

**TOTALE 101,6****T=10 anni****VOLUME NECESSARIO 81 MC****A) Fognatura**

<i>Diametro (m)</i>	<i>H utile (m)</i>	<i>Area deflusso (mq)</i>	<i>Lung. Tot. (ml)</i>	<i>Volume (mc)</i>
1,2x0,80	0,65	0,780	94	73,3
0,4	pieno	0,126	50	6,3
				<u>79,6</u>

**B) Pozzetti di ispezione**

<i>Dimensioni</i>	<i>h media utile (mq)</i>	<i>n.</i>	<i>Volume utile (mc)</i>
0.8x0.8	0,8	10	<u>3,2</u>

**TOTALE 82,8**

RELAZIONE IDROLOGICA  
ALLEGATO 2 - AREA PUBBLICA

# LOTTIZ. VIA FANTONI RIMINI

## Zona 2: Verde-parcheggi (AREA PUBBLICA)

Calcolo aree		TOT	0.697	ha
<b>pre-opera</b>				
VERDE	area	coeff deflusso		
verde incolto	(mq.)			
	3775	0.15		0.354
PIAZZALE MISTO	2355	0.50		
AREA PARCHEGGIO BIANCA	740	0.85		
STRADA ASFALTATA	100	0.95		
<b>totale</b>	<b>6970</b>	0.35		
<b>post-opera</b>				
VERDE	area	coeff deflusso		
verde permeabile	3625	0.15		543.75
STRADE - MARCIAPIEDI - RAMPE	2498	0.95		2373.1
PISTE NEL VERDE	847	0.85		719.95
<b>totale</b>	<b>6970</b>			
DI CUI				
SUP. RESA IMPERM.:	1327.5			
		metodo AdB Rom.		metodo analitico
perm	3625	0.2		
imp.	3345	0.9		
		<b>0.536</b>	post	<b>0.522</b>
	I	0.480		
	P	0.520		

Zona 2: Verde-parcheggi (AREA PUBBLICA)

**METODI DI DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI LAMINAZIONE**

T = 30 anni,

(dati Cons. di Bon. Romagna: staz.Rimini)

Tempo di ritorno	30	anni	pioggia	a	54.64
Portata entrante	108	l/sec	(Tp < 1 h)	n	0.73
Portata uscente massima	7	l/sec			
Area scolante	0.697	ha	Portata uscente specifica	10.00	
Tempo di corrivazione	5	min.			
Coeff. deflusso	0.52				

**1) Metodo dell'invaso secondo Piano di Bacino Fiumi Romagnoli (Pistocchi)**

	Wo	50			
coeff. di deflusso dopo	$\varphi_t$	0.52	volume spec.	volume vasca	
coeff. di deflusso prima	$\varphi_0$	0.35	w	W	
esponente pioggia convenzionale	n	0.48	mc/ha totali	mc	
area impermeabile	I	0.48	72	50	mc
area permeabile	P	0.52			

**2) Metodo dell'invaso semplificato da Moriggi - Zampaglione**

Portata entrante	$Q_{e \max}$	389	mc/ora		
Portata uscente	$Q_{u \max}$	25	mc/ora	t critico vasca	
Area bacino	S	6970	mq	C2	1.556
coeff. di deflusso	$\varphi_t$	0.522		$\theta_\omega$	1.020 ore
pioggia oraria	$\alpha$	0.05464	m/ora^n	Volume vasca	
esponente pioggia	n	0.48		$W_{i \max}$	42 mc
rapporto di laminaz.	$\eta$	0.07			

**3) Metodo cinematico**

Portata uscente	$Q_{u \max}$	25	mc/ora	tabella	$\psi = \theta_\omega / \tau_z$	2.00
Area bacino	S	6970	mq		$\theta_\omega$	0.17 ore
coeff. di deflusso	$\varphi_t$	0.52177905			Volume vasca	
pioggia oraria	$\alpha$	0.05464	m/ora^n		$W_{i \max}$	
esponente pioggia	n	0.73			48	mc
rapporto di laminaz.	$\eta$	0.07				
tempo di corrivazione	$t_c$	0.08	ore			mc

**4) Autorità di Bacino Marecchia-Conca (Rimini)**

Superficie trasformata impermeabile	S	0.133	ha	Volume vasca	
Volume unitario per ettaro	mc/ha	350	min	46	

**MEDIA FRA METODI 2-3-4**      **45** mc      volume relativo      65      mc/ha

Zona 2: Verde-parcheggi (AREA PUBBLICA)

**METODI DI DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI LAMINAZIONE**

**T = 10 anni,**

Tempo di ritorno	10	anni	pioggia	a	43.23
Portata entrante	99.16	l/sec		n	0.67
Portata uscente massima	7	l/sec			
Area scolante	0.697	ha	Portata uscente specifica 10.00		
Tempo di corrivazione	5	min.			l/sec ha
Coeff. deflusso	0.52				

**1) Metodo dell'invaso semplificato da Moriggi - Zampaglione**

Portata entrante	$Q_{e\ max}$	357	mc/ora			
Portata uscente	$Q_{u\ max}$	25	mc/ora	t critico vasca		
Area bacino	S	6970	m <sup>2</sup>	C2	1.480	
coeff. di deflusso	$\varphi t$	0.52		$\theta\omega$	1.199	ore
pioggia oraria	$\alpha$	0.04323	m/ora <sup>n</sup>			
esponente pioggia	n	0.48		Volume vasca		
rapporto di laminaz.	$\eta$	0.07		$W_{i\ max}$	35	mc

**2) Metodo cinematico**

Portata uscente	$Q_{u\ max}$	25	mc/ora	tabella	$\psi = \theta\omega / \tau_x$	1.5
Area bacino	S	6970	m <sup>2</sup>		$\theta\omega$	0.13
coeff. di deflusso	$\varphi t$	0.52				ore
pioggia oraria	$\alpha$	0.04323	m/ora <sup>n</sup>		Volume vasca	
esponente pioggia	n	0.67			$W_{i\ max}$	
rapporto di laminaz.	$\eta$	0.07			34	mc
tempo di corrivazione	$t_c$	0.08	ore			mc

**MEDIA FRA METODI 1-2**      **35** mc      volume relativo      50      mc/ha

**DIMENSIONAMENTO STROZZATURA**

**Diametro condotto 80 mm.**

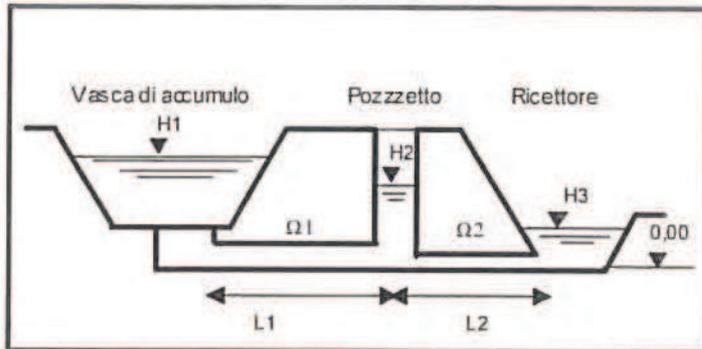
**Luce di scarico a battente**

Portata sotto battente a luce totalmente rigurgitata

Il dimensionamento del tubo in pressione viene calcolato con il principio dei vasi comunicanti in condizione di moto permanente.

Partendo da valle verso monte si possono evidenziare le seguenti considerazioni:

- Il carico piezometrico H3 a valle è dato dalle condizioni di moto uniforme della corrente
- Il carico piezometrico H2 nel pozzetto è pari al livello della quota dell'acqua.
- Il carico piezometrico H1 nel bacino è pari alla quota del pelo libero.



Area di bacino drenata	A = 0.697 ha
Udometrico agricolo	u = 10 l/sec * ha
Portata di massima di progetto	Q = 7.0 l/sec

<b>Tubazione di collegamento bacino - pozzetto</b>	
Diametro tubo di scarico vasca	$\Phi 1 = 400$ mm
Lunghezza	L1 = 1.0 m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c1 = 60 m <sup>1/3</sup> *sec <sup>-1</sup>
Area sezione bagnata	$\Omega 1 = 0.13$ mq
Raggio idraulico	R1 = 100 cm
Coefficiente di perdita di imbocco	$\alpha 11 = 1.00$
Coefficiente delle perdite di sbocco	$\alpha 12 = 1.00$
Perdite distribuite in condotta	$\beta 1 = 0.0039$ m/sec <sup>2</sup>
Coefficiente perdite di carico I tratto	$\zeta 1 = 7$

<b>Tubazione di uscita</b>	
Diametro tubo di allaccio al ricettore	$\Phi 2 = 80$ mm
Lunghezza	L2 = 3.0 m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c2 = 60 m <sup>1/3</sup> *sec <sup>-1</sup>
Area sezione bagnata	$\Omega 2 = 0.01$ mq
Raggio idraulico	R2 = 20 cm
Coefficiente di perdita di imbocco	$\alpha 21 = 1.00$
Coefficiente delle perdite di sbocco	$\alpha 22 = 1.00$
Perdite distribuite in condotta	$\beta 2 = 0.0066$ m/sec <sup>2</sup>
Perdita di carico clapet	$\mu = 0.2$ m
Coefficiente perdite di carico II tratto	$\zeta 2 = 10117.96$

<b>Condizioni idrauliche richieste al contorno</b>	
(N.B.: le altezze H sono riferite alla quota scorrimento nel ricettore)	
Altezza pelo libero nella vasca	H1 = 1.00 m
Altezza pelo libero nel ricettore di valle	H3 = 0.50 m
Battente totale	dH = 0.50 m
Coefficiente globale di scarico "K"	k = 0.010
Portata	Q = 0.007 mc/sec
	pari a Q = 7.0 l/sec
Altezza del pelo libero nel pozzetto di scarico	H2 = 1.00 m

Zona 2: Verde-parcheggi (AREA PUBBLICA)

**Calcolo volume disponibile d'invaso**

**T=30 anni**

**VOLUME NECESSARIO 45 MC**

**A) Fognatura**

<i>Diametro (m)</i>	<i>H utile (m)</i>	<i>Area deflusso (mq)</i>	<i>Lung. Tot. (ml)</i>	<i>Volume (mc)</i>
1,2x0,80	pieno	0.960	42	40.3
0.4	pieno	0.126	25	3.1
				<b>43.5</b>

**B) Pozzetti di ispezione**

<i>Dimensioni</i>	<i>Area (mq)</i>	<i>h media utile (mq)</i>	<i>n.</i>	<i>Volume utile (mc)</i>
0.8x0.8	0.8	0.64	5	2.6

**TOTALE 46.0**

**T=10 anni**

**VOLUME NECESSARIO 35 MC**

**A) Fognatura**

<i>Diametro (m)</i>	<i>H utile (m)</i>	<i>Area deflusso (mq)</i>	<i>Lung. Tot. (ml)</i>	<i>Volume (mc)</i>
1,2x0,80	0.6	0.720	42	30.2
0.4	pieno	0.126	25	3.1
				<b>33.4</b>

**B) Pozzetti di ispezione**

<i>Dimensioni</i>	<i>Area (mq)</i>	<i>h media utile (mq)</i>	<i>n.</i>	<i>Volume utile (mc)</i>
0.8x0.8	0.8	0.64	5	1.6

**TOTALE 35.0**



## COMUNE DI RIMINI



OGGETTO

**RICHIESTA PARERE PRELIMINARE RETE ACQUEDOTTO  
P.U.A. - SCHEDA 12 / 9 - P.R.G. / V - Via Fantoni**

UBICAZIONE

Via Fantoni - C.T. Rimini, Foglio 86, mappali n°  
(proprietà Soc. FLAMCO): 248 -1546 -1549 -1551-1553 -1557-1630 -1631-1650 -1651  
(proprietà Comune di Rimini): 1547 - 1550 -1552 - 1554 - 1556 -1558

PROPRIETA'



PROGETTISTA

Arch. Laila Filippi  
via della Loreta 12, - 47853 Coriano (RN)  
cell. 333/3842781 - mail: studiolailafilippi@libero.it  
P.IVA 00791360407 laila.filippi@archiworldpec.it

IMPIANTISTI

**Arch. Luciano Raschi**  
(Impianti Meccanici e Ex. Legge 10 / 91)  
via I. Versari n. 7 - 47922 Rimini (RN).  
Tel. 0541-777508, info@tecnostudiorimini.it

**Geom. Giancarlo Sormani**  
(Impianti regimazione Ac  
Via Caduti di Marzabott  
mail: giancarlosormani@  
Tel. 0541-778600

**Ing. Marco Polazzi** (Ubiservice s.r.l.)  
( Impianti Energie Rinnovabili )  
Via dello Stambecco 6 - 47923, Rimini (RN).  
Tel. 0541-786987, mail: marco.polazzi@ubisol.it

**Per. Ind. Luciano Zavaglia**  
(Impianti Elettrici e Assimilati)  
Via Valentini 11 - 47922, Rimini (RN), Tel. 0541-791524  
mail: lucianozavaglia@studionewton.com

COLLABORATORI

**Arch. Igor Magnani**  
via Cà del Drago 39 - 47924, Rimini (RN). mail: igormagnani@libero.it  
**Arch. Manuela Muccini**  
Via Flaminia Conca 43 - 47923, Rimini (RN), mail: manuela@muccinirimini.com  
**Geom. Emanuele Pacassoni**  
Via Madrid 70 - 47924, Rimini (RN), mail: info@studiopacassoni.com

Tav : F01/BIS      RELAZIONE IDROLOGICA INTEGRATIVA

data:  
Luglio 2015

# **RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA**

## **INTEGRATIVA**

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO VIA FANTONI**

**SCHEDA 12/9 – PRG/V**

**COMUNE DI RIMINI**

### **1. PREMESSA**

La presente relazione è ad integrazione della relazione idrologica generale (All.1) già presentata presso gli Enti competenti; ciò al fine di fornire ulteriori indicazioni tecniche per altro già fornite con calcoli di dettaglio nella precedente ed aggiornare alcuni dimensionamenti in riferimento alla sola parte relativa al PUA in oggetto di realizzazione privata.

Tale relazione è anche in risposta alla nota dell'AdB Marecchia-Conca (Prot. n. 481 del 31 agosto 2015) ed in seguito agli incontri tecnici svolti con la stessa Autorità e con tecnici della Provincia di Rimini.

Il lotto relativo all'insediamento residenziale è pari a circa 5500 mq. e si trova prospiciente la via Fantoni (in Comune di Rimini) di fronte all'ingresso secondario delle scuole G.B. Casti.

### **2. CALCOLO DEI VOLUMI NECESSARI PER L'INVARIANZA IDRAULICA**

Il calcolo eseguito dalla relazione generale ha utilizzato vari metodi idraulico-idrologici al fine del dimensionamento dei volumi necessari per non aumentare l'impatto idrico sui recettori; avendo a che fare con una rete complessa, ritenendolo di non competenza dei proponenti e non avendo a disposizione i dati di tutta la rete urbana della zona prospiciente non si è potuto calcolare la "capacità di smaltimento delle portate di piena dei corpi idrici recettori" come enuncia l'art.11 a1 delle norme del Piano di Bacino.

Per ottemperare l'art.2.5 comma 2 delle norme del PTCP, come si evince dalla relazione idrologica generale in cui si sono applicati al caso in oggetto dei metodi fisicamente basati (invaso modificato da Moriggi-Zampaglione e cinematico) imponendo un vincolo di portata all'uscita (pari a 10 l/sec ha) i volumi di stoccaggio necessari possono oscillare da valori leggermente superiori ai 350 mc/ha imperm. a valori anche del 10% inferiori.

Si ritiene dunque di applicare l'art.11 sopra citato, in senso stretto (se pure, a parere degli scriventi, in via piuttosto cautelativa) predisponendo una raccolta delle acque meteoriche in invasi pari precisamente a 350 mc/ha di superficie effettivamente impermeabilizzata con l'intervento.

Per quanto riguarda le superfici permeabili ed impermeabili si ritengono valide le planimetrie allegate alla relazione idrologica generale (TAVOLA PERMEABILITA'-1)STATO DI FATTO PRIVATO e TAVOLA PERMEABILITA'- 2)PROGETTO PRIVATO); al fine di escludere le aree permeabili dal conteggio si sono spostate ed eliminate delle parti di rete fognaria nel retro degli edifici, lasciando solo quelle relative agli scarichi dei pluviali, poste nel progetto originale nelle aree verdi perimetrali (indicate in verde chiaro nelle tavole permeabilità); si veda elaborato planimetrico integrativo.

Sarà inoltre scorporato dal conteggio delle aree impermeabili di nuova realizzazione l'area già asfaltata esistente per giungere ai lotti del PUA, come si evince dalla Tavola della permeabilità dello stato di fatto proposta nel progetto originario.

Dunque al fine dell'applicazione del volume imposto da art. 11 alle aree effettivamente impermeabilizzate si avrà:

655 mq. (area semipermeabile, contata cautelativamente come tutta impermeabile) +  
 1445 mq. (area impermeabile tetti PUA) +  
 2048 mq. (area impermeabile marciapiedi e strade PUA) –  
 -750 mq. (area impermeabile già presente allo stato di fatto) =  
**3398 mq. totali** -

Applicando  $350 \text{ mc/sec} \times 0,340 \text{ ha}$  si ottiene: **119 mc.** che saranno i mc. da stoccare al fine di garantire l'invarianza/miglioramento idraulico dell'intervento rispetto alla situazione attuale in cui è presente una tubazione  $\varnothing 200$  sulla strada ed in allaccio alla rete sulla via Fantoni. Si fa notare che tale valore di 119 mc. risulta anche superiore a quello calcolato con metodo dell'invaso (AdB Fiumi Romagnoli) che è risultato il più cautelativo fra i metodi di calcolo utilizzati. (pari a 117 mc).

### 3. SCELTE PROGETTUALI

La rete interna è dimensionata secondo i canoni dell'idraulica classica, mentre per i volumi di invaso si sovradimensionerà l'ultimo tratto di fognatura sulla strada esistente con un maxi-tubo e strozzatura finale al fine di garantire comunque uno scarico mantenendolo o regolato secondo quanto predisposto dall'art.2.5 delle norme del PTCP (10 l/sec per ha).

Si veda la seguente tabella.

#### Calcolo volume disponibile d'invaso

VOLUME NECESSARIO	<b>119</b>	MC
-------------------	------------	----

#### A) Fognatura

Diametro (m)	H utile (m)	Area deflusso (mq)	Lung. Tot. (ml)	Volume (mc)
1,2x0,80	pieno	0.960	112	107.5
0.4	pieno	0.126	30	3.8
				<b>111.3</b>

#### B) Pozzetti di ispezione

Dimensioni	Area (mq)	h media utile (mq)	n.	Volume utile (mc)
1x1	1	1.00	0.80	10
				<b>8.0</b>

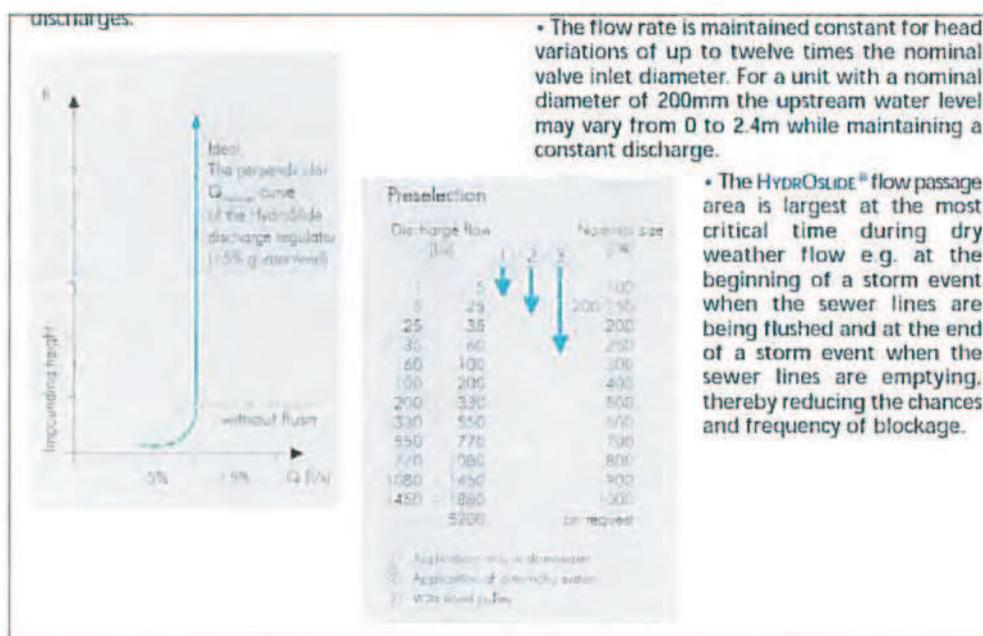
TOTALE **119.3**

La proposta progettuale, dunque, consiste in:

- realizzazione di rete principale lungo la strada di accesso in progetto con **sovradimensionamento** delle fognature tramite tubazioni scatolari 1,20x0,80 ("maxi-tubo"); si è calcolato che il contributo alla laminazione della rete nella sua parte terminale per una lunghezza complessiva di 112 mt. (16 mt. in più rispetto alla proposta progettuale da relazione precedente); ulteriore invaso si avrà per rigurgito

dagli scatolari nei condotti Ø 400 presenti a monte. Il totale del volume invasabile in questa rete (non tenendo conto delle parti a monte e degli allacci) sarà di **111 mc.**

- **pozzetti** di ispezione di dimensioni 1,00 x 1,00 mt., per un numero di 10, così da contenere al massimo circa **8 mc** (0,80 mt. di tirante nel pozzetto);
- realizzazione di **strozzatura** con tubo Ø **80** per un lunghezza di 7 mt. (si veda la tabella alla pagina seguente); se in fase di progettazione esecutiva si opterà per un diametro maggiore al fine di ridurre indesiderate occlusioni con materiale flottante (fogliame e altro) si dovrà porre apposita valvola tipo Hydro-slide per garantire le massime portate al ricettore pari a 5,5 l/sec. Tale valvola andrà posizionata nel pozzetto finale a valle del maxi-tubo e subito a monte dell'immissione nella rete di fognatura pubblica. Si veda alcune tipologie nelle immagini seguenti.



Per le specifiche planoaltimetriche della rete di fognatura, sul posizionamento dello scatolare-vasca e per i particolari costruttivi si rimanda agli elaborati allegati al presente progetto.

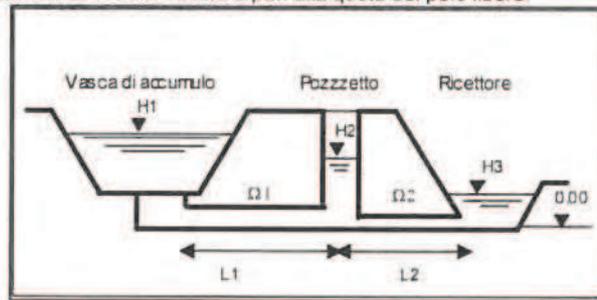
## DIMENSIONAMENTO STROZZATURA

**Diametro condotto** **80** **mm.**

**Luce di scarico a battente**

Il dimensionamento del tubo in pressione viene calcolato con il principio dei vasi comunicanti in condizione di moto permanente. Partendo da valle verso monte si possono evidenziare le seguenti considerazioni:

- Il carico piezometrico H3 a valle è dato dalle condizioni di moto uniforme della corrente
- Il carico piezometrico H2 nel pozzetto è pari al livello della quota dell'acqua.
- Il carico piezometrico H1 nel bacino è pari alla quota del pelo libero.



<b>Area di bacino drenata</b>	A =	<b>0.5466</b>	ha
<b>Udometrico agricolo</b>	u =	<b>10</b>	l/sec * ha
<b>Portata di massima di progetto</b>	Q =	<b>5.5</b>	l/sec

#### Tubazione di collegamento bacino - pozzetto

Diametro tubo di scarico vasca	$\phi 1 =$	<b>400</b>	mm
Lunghezza	L1 =	<b>1.0</b>	m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c1 =	<b>60</b>	$m^{1/3} \cdot sec^{-1}$
Area sezione bagnata	$\Omega 1 =$	0.13	m <sup>2</sup>
Raggio idraulico	R1 =	100	cm
Coefficiente di perdita di imbocco	$\alpha 11 =$	<b>1.00</b>	
Coefficiente delle perdite di sbocco	$\alpha 12 =$	<b>1.00</b>	
Perdite distribuite in condotta	$\beta 1 =$	0.0039	$m/sec^2$
Coefficiente perdite di carico I tratto	$\zeta 1 =$	7	

#### Tubazione di uscita

Diametro tubo di allaccio al ricettore	$\phi 2 =$	<b>80</b>	mm
Lunghezza	L2 =	<b>7.0</b>	m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c2 =	<b>60</b>	$m^{1/3} \cdot sec^{-1}$
Area sezione bagnata	$\Omega 2 =$	0.01	m <sup>2</sup>
Raggio idraulico	R2 =	20	cm
Coefficiente di perdita di imbocco	$\alpha 21 =$	<b>1.00</b>	
Coefficiente delle perdite di sbocco	$\alpha 22 =$	<b>1.00</b>	
Perdite distribuite in condotta	$\beta 2 =$	0.0066	$m/sec^2$
Perdita di carico clapet	$\mu =$	0.2	m
Coefficiente perdite di carico II tratto	$\zeta 2 =$	18223.49	

#### Condizioni idrauliche richieste al contorno

(N.B.: le altezze H sono riferite alla quota scorrimento nel ricettore)

Altezza pelo libero nella vasca	H1 =	<b>1.00</b>	m
Altezza pelo libero nel ricettore di valle	H3 =	<b>0.50</b>	m
Battente totale	dH =	<b>0.50</b>	m
Coefficiente globale di scarico "K"	k =	0.007	
<b>Portata</b>	Q =	<b>0.005</b>	mc/sec
	pari a Q	<b>5.2</b>	l/sec
Altezza del pelo libero nel pozzetto di scarico	H2 =	1.00	m



## COMUNE DI RIMINI



OGGETTO	<b>RICHIESTA PARERE PRELIMINARE RETE ACQUEDOTTO</b> <b>P.U.A. - SCHEDA 12 / 9 - P.R.G. / V - Via Fantoni</b>	
UBICAZIONE	Via Fantoni - C.T. Rimini, Foglio 86, mappali n° (proprietà Soc. FLAMCO): 248 -1546 -1549 -1551-1553 -1557-1630 -1631-1650 -1651 (proprietà Comune di Rimini): 1547 - 1550 -1552 - 1554 - 1556 -1558	
PROPRIETA'		
PROGETTISTA	Arch. Laila Filippi via della Loreta 12, - 47853 Coriano (RN) cell. 333/3842781 - mail: studiolailafilippi@libero.it P.IVA 00791360407      laila.filippi@archiworldpec.it	
IMPIANTISTI	Arch. Luciano Raschi (Impianti Meccanici e Ex. Legge 10 / 91) via I. Versari n. 7 - 47922 Rimini (RN), Tel. 0541-777508, info@tecnostudiorimini.it	Geom. Giancarlo Sormani (Impianti regima Via Caduti di M: mail: giancarlos Tel. 0541-77860
	Ing. Marco Polazzi (Ubiservice s.r.l.) ( Impianti Energie Rinnovabili ) Via dello Stambecco 6 - 47923, Rimini (RN), Tel. 0541-786987, mail: marco.polazzi@ubisol.it	Per. Ind. Luciano Zavaglia (Impianti Elettrici e Assimilati) Via Valentini 11 - 47922, Rimini (RN). Tel. 0541-791524 mail: lucianozavaglia@studionewton.com
COLLABORATORI	Arch. Igor Magnani via Cà del Drago 39 - 47924, Rimini (RN). mail: igormagnani@libero.it  Arch. Manuela Muccini Via Flaminia Conca 43 - 47923, Rimini (RN). mail: manuela@muccinirimini.com  Geom. Emanuele Pacassoni Via Madrid 70 - 47924, Rimini (RN). mail: info@studiopacassoni.com	

Tav : F01/TER      RELAZIONE IDROLOGICA SOSTITUTIVA

data:  
Luglio 2015

# **RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA**

## **INTEGRATIVA**

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO VIA FANTONI**

**SCHEDA 12/9 – PRG/V**

**COMUNE DI RIMINI**

### **1. PREMESSA**

La presente relazione idrologica è parzialmente sostitutiva di quella generale (All.F01) già presentata presso gli Enti competenti; ciò al fine di fornire ulteriori indicazioni tecniche con calcoli di dettaglio ed aggiornare anche alcuni dimensionamenti in riferimento alla parte relativa al PUA in oggetto di realizzazione privata.

Questa relazione è pure in risposta alla nota dell'AdB Marecchia-Conca (Prot. n. 481 del 31 agosto 2015, girata dal Comune di Rimini alla Soc. Promotrice con nota n°186967 del 03.09.2015) nonché a seguito di incontri tecnici svolti con la stessa Autorità e con i tecnici della Provincia di Rimini.

Il lotto relativo all'insediamento residenziale è pari a circa 5500 mq. e si trova prospiciente la via Fantoni (in Comune di Rimini) di fronte all'ingresso secondario delle scuole "G.B. Casti".

Il lotto relativo all'area pubblica (parcheggio e verde) è pari a circa 7000 mq. e si trova prospiciente la via Fantoni adiacente all'area residenziale sopra menzionata.

### **2. CALCOLO DEI VOLUMI DI INVASO NECESSARI**

Il calcolo eseguito dalla relazione generale ha utilizzato vari metodi idraulico-idrologici al fine del dimensionamento dei volumi necessari per non aumentare l'impatto idrico sui recettori; avendo a che fare con una rete complessa, ritenendolo di non competenza dei proponenti e non avendo a disposizione i dati di tutta la rete urbana della zona prospiciente non si è potuto calcolare la "capacità di smaltimento delle portate di piena dei corpi idrici recettori" come enuncia l'art.11 a1 delle norme del Piano di Bacino.

Per ottemperare l'art.2.5 comma 2 delle norme del PTCP, come si evince dalla relazione idrologica generale in cui si sono applicati al caso in oggetto dei metodi fisicamente basati (invaso modificato da Moriggi-Zampaglione e cinematico) imponendo un vincolo di portata all'uscita (pari a 10 l/sec ha), si ottengono valori d'invaso inferiori a quelli imposti da normativa, sia nel caso del lotto residenziale privato che in quello pubblico.

Si ritiene dunque di applicare l'art.11 sopra citato, in senso stretto (seppur, a parere degli scriventi, in via piuttosto cautelativa) predisponendo una raccolta delle acque meteoriche in invasi pari precisamente a 350 mc/ha di superficie effettivamente impermeabilizzata con l'intervento.

Per quanto riguarda le superfici permeabili ed impermeabili si ritengono preliminarmente valide le planimetrie allegate alla relazione idrologica generale (TAVOLE PERMEABILITA' DI PROGETTO) però al fine di escludere le aree permeabili dal conteggio si sono spostate ed eliminate delle parti di rete fognaria prevista nel progetto originario così da non convogliare in fognatura alcune aree precedentemente previste; si veda elaborato planimetrico integrativo (All.F02). Saranno inoltre da predisporre sistemi drenanti nelle aree permeabili indicate in verde scuro (verde sopra ai solai degli interrati) con pacchetti

drenanti su tutta le superfici con inclinazione verso le aree verdi (chiare) così che le piogge ricadenti in tale aree non andranno in alcun modo in rete e si renderanno più salubri e meno soggetti ad umidità e/o percolazioni i solai interrati.

## 2.1. Calcoli per area residenziale PUA

Al fine dell'applicazione del volume imposto da art. 11 alle aree effettivamente impermeabilizzate si avrà:

655 mq. (area semipermeabile, contata cautelativamente come tutta impermeabile) +  
 1445 mq. (area impermeabile tetti PUA) +  
2048 mq. (area impermeabile marciapiedi e strade PUA) =  
**4148 mq. totali**

Applicando  $350 \text{ mc/sec} \times 0,4148 \text{ ha}$  si ottiene: **145 mc.** che saranno i mc. da stoccare al fine di garantire l'invarianza/miglioramento idraulico dell'intervento rispetto alla situazione attuale. Si fa notare che tale valore risulta superiore a quelli calcolati con i metodi idrologici da relazione originaria (104 mc. metodo dell'invaso e 91 mc. metodo cinematico).

La rete interna è dimensionata secondo i canoni dell'idraulica classica, mentre per i volumi di invaso si sovradimensionerà l'ultimo tratto di fognatura sulla strada esistente con un maxi-tubo e strozzatura finale al fine di garantire comunque uno scarico ma mantenerlo regolato secondo quanto predisposto dall'art.2.5 delle norme del PTCP (10 l/sec per ha). Si veda la seguente tabella.

### Calcolo volume disponibile d'invaso

VOLUME NECESSARIO	<b>145</b>	MC
-------------------	------------	----

#### A) Fognatura

Diametro (m)	H utile (m)	Area deflusso (mq)	Lung. Tot. (ml)	Volume (mc)
1,2x0,80	pieno	0.960	138	132.5
0.4	pieno	0.126	60	7.6
				<b>140.1</b>

#### B) Pozzetti di ispezione

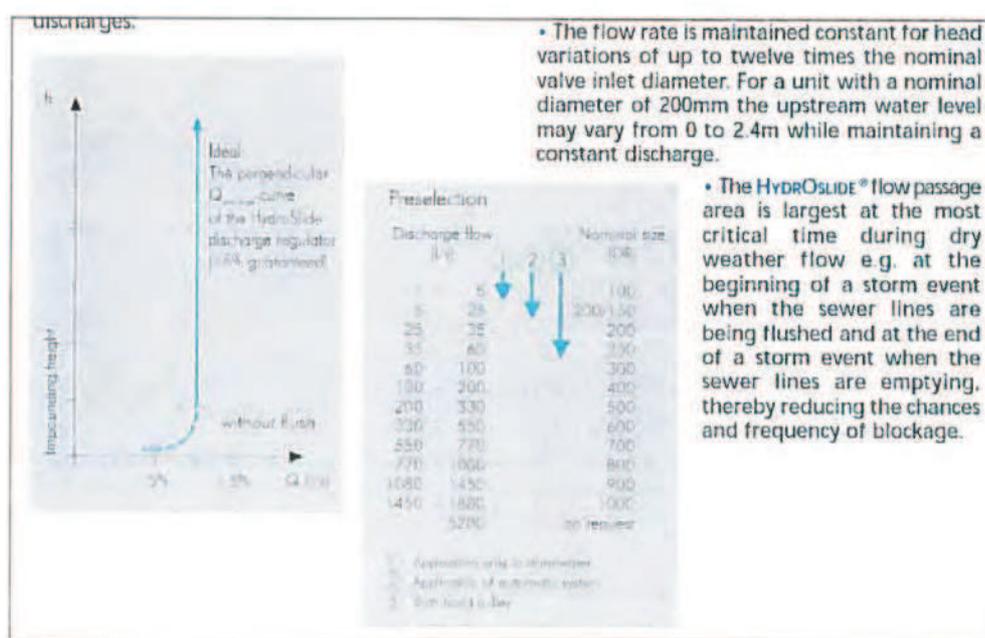
Dimensioni	Area (mq)	h media utile (mq)	n.	Volume utile (mc)
1x2,50	2.50	1.00	2	<b>5.0</b>

TOTALE **145.1**

La proposta progettuale, dunque, consiste in:

- realizzazione di rete principale lungo la strada di accesso in progetto con **sovradimensionamento** delle fognature tramite tubazioni scatolari 1,20x0,80 ("maxi-tubo"); si è calcolato che il contributo alla laminazione della rete nella sua parte terminale per una lunghezza complessiva di 138 mt. (due maxi-tubo accoppiati e collegati nei tratti terminali da pozzetti in opera); ulteriore invaso si avrà nei due maxi-pozzetti e per rigurgito nei condotti Ø 400 presenti a monte. Il totale del volume invasabile in questa rete (non tenendo conto delle parti a monte e degli allacci) sarà di **145,1 mc.**

- realizzazione di **strozzatura** con tubo  $\varnothing$  80 per un lunghezza di 7 mt. (si veda la tabella di calcolo alla pagina seguente); se in fase di progettazione esecutiva si opererà per un diametro maggiore al fine di ridurre indesiderate occlusioni con materiale flottante (fogliame e altro) si dovrà porre apposita valvola tipo Hydro-slide per garantire la **massima portata** al ricettore pari a **5,5 l/sec**. Tale valvola andrà posizionata nel pozzetto finale a valle del maxi-tubo e subito a monte dell'immissione nella rete di fognatura pubblica. Si veda alcune tipologie nelle immagini seguenti.



Per le specifiche planoaltimetriche della rete di fognatura, sul posizionamento dello scatolare-vasca e per i particolari costruttivi si rimanda agli elaborati allegati al presente progetto.

# DIMENSIONAMENTO STROZZATURA

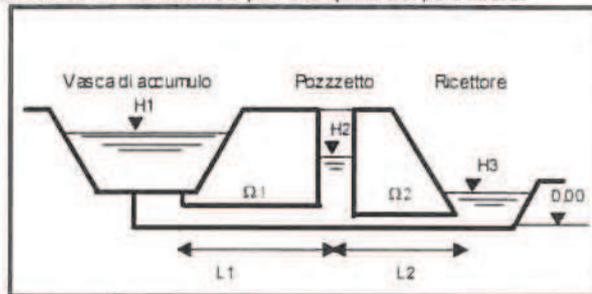
**Diametro condotto 80 mm.**

## Luce di scarico a battente

Il dimensionamento del tubo in pressione viene calcolato con il principio dei vasi comunicanti in condizione di moto permanente.

Partendo da valle verso monte si possono evidenziare le seguenti considerazioni:

- Il carico piezometrico H3 a valle è dato dalle condizioni di moto uniforme della corrente
- Il carico piezometrico H2 nel pozzetto è pari al livello della quota dell'acqua.
- Il carico piezometrico H1 nel bacino è pari alla quota del pelo libero.



<b>Area di bacino drenata</b>	A =	<b>0.5466</b>	ha
<b>Udometrico agricolo</b>	u =	<b>10</b>	l/sec * ha
<b>Portata di massima di progetto</b>	Q =	<b>5.5</b>	l/sec

### Tubazione di collegamento bacino - pozzetto

Diametro tubo di scarico vasca	$\phi 1 =$	<b>400</b>	mm
Lunghezza	L1 =	<b>1.0</b>	m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c1 =	<b>60</b>	$m^{1/3} \cdot sec^{-1}$
Area sezione bagnata	$\Omega 1 =$	0.13	mq
Raggio idraulico	R1 =	100	cm
Coefficiente di perdita di imbocco	$\alpha 11 =$	<b>1.00</b>	
Coefficiente delle perdite di sbocco	$\alpha 12 =$	<b>1.00</b>	
Perdite distribuite in condotta	$\beta 1 =$	0.0039	$m/sec^2$
Coefficiente perdite di carico I tratto	$\zeta 1 =$	7	

### Tubazione di uscita

Diametro tubo di allaccio al ricettore	$\phi 2 =$	<b>80</b>	mm
Lunghezza	L2 =	<b>7.0</b>	m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c2 =	<b>60</b>	$m^{1/3} \cdot sec^{-1}$
Area sezione bagnata	$\Omega 2 =$	0.01	mq
Raggio idraulico	R2 =	20	cm
Coefficiente di perdita di imbocco	$\alpha 21 =$	<b>1.00</b>	
Coefficiente delle perdite di sbocco	$\alpha 22 =$	<b>1.00</b>	
Perdite distribuite in condotta	$\beta 2 =$	0.0066	$m/sec^2$
Perdita di carico clapet	$\mu =$	0.2	m
Coefficiente perdite di carico II tratto	$\zeta 2 =$	18223.49	

### Condizioni idrauliche richieste al contorno

(N.B.: le altezze H sono riferite alla quota scorrimento nel ricettore)

Altezza pelo libero nella vasca	H1 =	<b>1.00</b>	m
Altezza pelo libero nel ricettore di valle	H3 =	<b>0.50</b>	m
Battente totale	dH =	<b>0.50</b>	m
Coefficiente globale di scarico "K"	k =	0.007	
<b>Portata</b>	Q =	<b>0.005</b>	mc/sec
	pari a Q =	<b>5.2</b>	l/sec
Altezza del pelo libero nel pozzetto di scarico	H2 =	1.00	m

## 2.2. Calcoli per area parcheggio e verde pubblico

Al fine dell'applicazione del volume imposto da art. 11 alle aree effettivamente impermeabilizzate si avrà la sola area dei parcheggi e marciapiedi (indicata in grigio scuro nella TAVOLA PERMEABILITA' PROGETTO PUBBLICO) pari a **2498 mq. totali**.

Applicando  $350 \text{ mc/sec} \times 0,2498 \text{ ha}$  si ottiene: **87,5 mc.** che saranno i mc. da stoccare al fine di garantire l'invarianza/miglioramento idraulico dell'intervento rispetto alla situazione attuale. Si fa notare che tale valore risulta superiore a quelli calcolati con i metodi idrologici da relazione originaria (42 mc. metodo dell'invaso e 48 mc. metodo cinematico).

La rete interna è dimensionata secondo i canoni dell'idraulica classica, mentre per i volumi d'invaso si sovradimensionerà l'ultimo tratto di fognatura sulla strada esistente con un maxi-tubo e strozzatura finale al fine di garantire comunque uno scarico ma mantenerlo regolato secondo quanto predisposto dall'art.2.5 delle norme del PTCP (10 l/sec per ha). Si veda la seguente tabella.

### Calcolo volume disponibile d'invaso

VOLUME NECESSARIO	<b>87,5</b>	MC
-------------------	-------------	----

#### A) Fognatura

Diametro (m)	H utile (m)	Area deflusso (mq)	Lung. Tot. (ml)	Volume (mc)
1,2x0,80	pieno	0.960	86	<b>82.6</b>

#### B) Pozzetti di ispezione

Dimensioni	Area (mq)	h media utile (mq)	n.	Volume utile (mc)
1x2,50	2.50	1.00	2	<b>5.0</b>

TOTALE **87.6**

La proposta progettuale, dunque, consiste in:

- realizzazione di rete principale lungo la strada di accesso in progetto con **sovradimensionamento** delle fognature tramite tubazioni scatolari 1,20x0,80 ("maxi-tubo"); si è calcolato che il contributo alla laminazione della rete nella sua parte terminale per una lunghezza complessiva di 138 mt. (due maxi-tubo accoppiati e collegati nei tratti terminali da pozzetti in opera); ulteriore invaso si avrà nei due maxi-pozzetti. Il totale del volume invasabile in questa rete (non tenendo conto delle parti di condotte a monte, dei pozzetti-caditoia e degli allacci) sarà di **87,6 mc.**
- realizzazione di **strozzatura** con tubo  $\varnothing 80$  per un lunghezza di **3 mt.** (si veda la tabella di calcolo alla pagina seguente); se in fase di progettazione esecutiva si opererà per un diametro maggiore al fine di ridurre indesiderate occlusioni con materiale flottante (fogliame e altro) si dovrà porre apposita valvola tipo Hydro-slide per garantire la **massima portata** al ricettore pari a **7,0 l/sec.** Tale valvola andrà posizionata nel pozzetto finale a valle del maxi-tubo e subito a monte dell'immissione nella rete di fognatura pubblica.

Per le specifiche planoaltimetriche della rete di fognatura, sul posizionamento dello scatolare-vasca e per i particolari costruttivi si rimanda agli elaborati allegati al presente progetto.

## LOTTO EDIFICATO

### METODI DI DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI LAMINAZIONE

T = 10 anni,

Tempo di ritorno	10	anni		pioggia	a	43,23
Portata entrante	102,1	l/sec			n	0,67
Portata uscente massima	5	l/sec				
Area scolante	0,547	ha				
Tempo di corrivazione	5	min.				
Coeff. deflusso	0,69					
				<b>Portata uscente specifica</b>		<b>10,00</b>
						l/sec ha

#### 1) Metodo dell'invaso semplificato da Moriggi - Zampaglione

Portata entrante	$Q_{e \max}$	368	mc/ora			
Portata uscente	$Q_{u \max}$	19	mc/ora	t critico vasca		
Area bacino	S	5466	mq	C2	1,794	
coeff. di deflusso	$\varphi t$	0,69		$\theta \omega$	0,847	ore
pioggia oraria	$\alpha$	0,04323	m/ora^n			
esponente pioggia	n	0,48		Volume vasca		
rapporto di laminaz.	$\eta$	0,05		$W_{i \max}$	<b>93</b>	mc

#### 2) Metodo cinematico

Portata uscente	$Q_{u \max}$	19	mc/ora	tabella	$\psi = \theta \omega / \tau_x$	4
Area bacino	S	5466	mq		$\theta \omega$	0,33
coeff. di deflusso	$\varphi t$	0,69				ore
pioggia oraria	$\alpha$	0,04323	m/ora^n		Volume vasca	
esponente pioggia	n	0,67			$W_{i \max}$	
rapporto di laminaz.	$\eta$	0,05			<b>70</b>	mc
tempo di corrivazione	t <sub>c</sub>	0,08	ore			mc

**MEDIA FRA METODI 1-2**

**81**

mc

volume relativo

149

mc/ha

# DIMENSIONAMENTO STROZZATURA

**Diametro condotto 80 mm.**

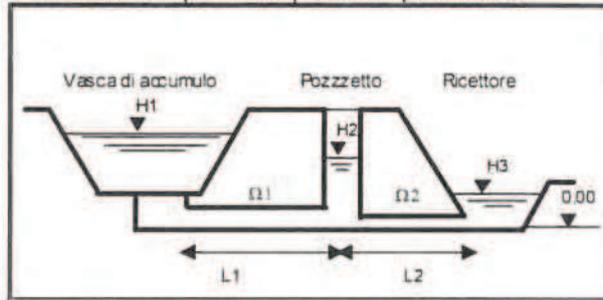
**Luce di scarico a battente**

Portata sotto battente a luce totalmente rigurgitata

Il dimensionamento del tubo in pressione viene calcolato con il principio dei vasi comunicanti in condizione di moto permanente.

Partendo da valle verso monte si possono evidenziare le seguenti considerazioni:

- Il carico piezometrico H3 a valle è dato dalle condizioni di moto uniforme della corrente
- Il carico piezometrico H2 nel pozzetto è pari al livello della quota dell'acqua.
- Il carico piezometrico H1 nel bacino è pari alla quota del pelo libero.



<b>Area di bacino drenata</b>	A =	0.697	ha
<b>Udometrico agricolo</b>	u =	10	l/sec * ha
<b>Portata di massima di progetto</b>	Q =	7.0	l/sec

<b>Tubazione di collegamento bacino - pozzetto</b>			
Diametro tubo di scarico vasca	$\Phi 1 =$	400	mm
Lunghezza	L1 =	1.0	m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c1 =	60	$m^{1/3} \cdot sec^{-1}$
Area sezione bagnata	$\Omega 1 =$	0.13	mq
Raggio idraulico	R1 =	100	cm
Coefficiente di perdita di imbocco	$\alpha 11 =$	1.00	
Coefficiente delle perdite di sbocco	$\alpha 12 =$	1.00	
Perdite distribuite in condotta	$\beta 1 =$	0.0039	$m/sec^2$
Coefficiente perdite di carico I tratto	$\zeta 1 =$	7	

<b>Tubazione di uscita</b>			
Diametro tubo di allaccio al ricettore	$\Phi 2 =$	80	mm
Lunghezza	L2 =	3.0	m
Scabrezza tubaz. secondo Gauckler-Strickler	c2 =	60	$m^{1/3} \cdot sec^{-1}$
Area sezione bagnata	$\Omega 2 =$	0.01	mq
Raggio idraulico	R2 =	20	cm
Coefficiente di perdita di imbocco	$\alpha 21 =$	1.00	
Coefficiente delle perdite di sbocco	$\alpha 22 =$	1.00	
Perdite distribuite in condotta	$\beta 2 =$	0.0066	$m/sec^2$
Perdita di carico clapet	$\mu =$	0.2	m
Coefficiente perdite di carico II tratto	$\zeta 2 =$	10117.96	

<b>Condizioni idrauliche richieste al contorno</b>			
(N.B.: le altezze H sono riferite alla quota scorrimento nel ricettore)			
Altezza pelo libero nella vasca	H1 =	1.00	m
Altezza pelo libero nel ricettore di valle	H3 =	0.50	m
Battente totale	dH =	0.50	m
Coefficiente globale di scarico "K"	k =	0.010	
<b>Portata</b>	Q =	0.007	mc/sec
	pari a Q =	7.0	l/sec
Altezza del pelo libero nel pozzetto di scarico	H2 =	1.00	m