



DGR 6273/2022 - OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA SUL
COLATORE GANDIOLO E DELL'ATTRAVERSAMENTO SULLA SP243
IN COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA
CUP: B18H22000760002

OGGETTO:

SERVIZIO PER LA REDAZIONE
DEL PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTO ESECUTIVO



P&P Consulting Engineers Studio Associato
Via Pastrengo, 9 - 24068 - Seriate (BG)
+39 035 3235700 - fax +39 035 3235750
E-mail: info@pepconsultingengineers.it

Timbro:



Livello di Progetto:

PFTE ☐
Esecutivo ☒

Elaborato:

RELAZIONE IDRAULICA E IDROLOGICA

Autor:

MM

Codice:

140_21_SC

Scala:

REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:
00	31/05/2024	Prima emissione
01	05/11/2024	Verifica progetto RV-001-00

Tavola:

A.05

Data:

Maggio 2024

INDICE

PARTE I – IDROLOGIA

1. PREMESSA INTRODUTTIVA.....	4
2. IL COLLETTORE GENERALE DI BONIFICA (CGDB).....	4
3. IL BACINO DRENATO: CARATTERIZZAZIONE, STATI IDROLOGICI, IDRAULICI E FUNZIONALITÀ	5
4. METODOLOGIA IDROLOGICA, IPOTESI A BASE DI VERIFICA	16
5. ANALISI IDROLOGICA	17
BIBLIOGRAFIA E RIFERIMENTI	21

PARTE II – IDRAULICA

6. PREMESSA INTRODUTTIVA.....	23
7. IPOTESI DEL CALCOLO IDRAULICO	24
8. IL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO.....	24
9. CARATTERIZZAZIONE MORFOLOGICA E GEOMETRICA DELL'ALVEO	26
10. PARAMETRI IDRAULICI E CONDIZIONI AL CONTORNO UTILIZZATI	26
11. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA E LORO ANALISI	29
12. IL RIGURGITO DEL PO	32
BIBLIOGRAFIA E RIFERIMENTI	35

PARTE III – CONCLUSIONI

13. VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DELL'OPERA SECONDO LA DIRETTIVA 4 DI P.A.I.	37
14. CONSIDERAZIONI COMPLESSIVE FINALI	37

PARTE I – Dott. Ing. Ettore Fanfani

**DETERMINAZIONE DELLA PORTATA Tr_{200} NEL COLLETTORE GENERALE DI
BONIFICA DEL BASSO LODIGIANO, ALLA SEZIONE DI CHIUSURA DELLA
TRATTA FINALE**

Maggio 2023

1. Premessa introduttiva

La presente indagine, di base idrologica, ha come finalità l'accertamento della compatibilità idraulica per il ponte della strada provinciale 243 da eseguire ex novo in sovrappasso al collettore Generale di Bonifica in luogo di quello esistente all'interno dell'abitato di Castel Nuovo Bocca d'Adda in Provincia di Lodi.

La procedura assunta segue le indicazioni riportate in 5.1.2.3 delle NTC 2018 pubblicate sulla G.U. s.g.n°42 del 20 febbraio 2018, ovvero, determina sulla base di una specifica indagine, la portata di piena con tempo di ritorno di 200 anni (T_{200}) defluente nel Collettore Generale di Bonifica del Basso Lodigiano e la corrispondente altezza idrica che, nel contesto idrologico assunto, si potrebbe instaurare nella sezione coincidente con il ponte stradale. Lo studio, in ordine a tutti gli aspetti pluviometrici, territoriali e fisici del canale stesso, tra le altre cose, determina le corrispondenti dinamiche idrauliche nella tratta esaminata del corso d'acqua, indicando in particolare, la differenza minima che si può instaurare tra la quota del massimo livello idrico (T_{200}) e l'attuale quota dell'impalcato e ciò per fornire ai progettisti strutturali l'intorno altimetrico su cui dimensionare gli impalcati stradali, tenuto conto che la "luce libera" deve essere $f_L \geq 1,50m$. Va detto che, rispetto all'attuale struttura viabilistica, oltretutto a quelle presenti a monte e valle della stessa, il nuovo manufatto risulterà molto meno pregiudizievole agli scorrimenti del collettore, non fosse altro perché, di unica luce, non invaderà, come attualmente, l'area liquida del corso d'acqua. Ciò, tuttavia, non modifica l'approccio "accorto" delle analisi nella consapevolezza che, pur apparentemente semplice la ricerca della minima luce libera", in realtà richiede, come si vedrà, valutazioni complesse; pertanto, l'indeterminazione, o più precisamente l'incertezza di alcuni parametri ed entità, comunque sempre variabili in un intorno ragionevolmente certo, inducono, per ovvie ragioni cautelari della sicurezza, *a considerare, tra le possibili, la condizione più sfavorevole.*

2. Il Collettore Generale di Bonifica (CGdB)

Il Collettore generale di bonifica, è un corso d'acqua artificiale che drena, e marginalmente anche distribuisce, il territorio depresso del Lodigiano idrografico, intendendosi come quel lembo di pianura che, dal gradone alluvionale si estende fino al Po tra i fiumi Lambro (ad occidente) ed Adda ad oriente. Verosimilmente, almeno in parte, di origine naturale (probabile fosse l'antico corso del Lambro che si immetteva in Po circa 20 km più a valle dell'attuale punto) si sviluppa, in senso trasversale, da ovest ad est, all'interno del così detto territorio "basso" quasi parallelamente all'argine maestro del grande fiume, nel quale si immette dopo un percorso di ~35Km, in corrispondenza dell'abitato di Castel Nuovo Bocca d'Adda, lungo la sponda destra del meandro di Isola Serafini.

Con riferimento allo schema planimetrico riportato a seguire, può essere distinto in cinque tratte ciascuna delle quali, per origine, assume un nome differente:

- tratto 1-2: Ancona Km. 14,342 (gestito dal Consorzio di bonifica Muzza Bassa Lodigiana)
- tratto 2-3: Mortizza Km. 5,651 (gestito da AIPo)
- tratto 3-4: Allacciante Km. 3,814 (gestito dal Consorzio di bonifica Muzza Bassa Lodigiana)
- tratto 4-6: Gandiolo-Tosi Km. 11,303 (gestito da AIPo)

Nella stessa planimetria sono individuate le aree (colore verde) sottese dal collettore nella sua funzione di distributore, il bacino imbrifero, come si vedrà meglio a seguire, risulta invece più ampio oltretutto composito, diretto ed indiretto.

Le quattro tratte sopra descritte sono state eseguite in tempi diversi (comunque all'interno del trentennio 1815-1835) è ciò rende conto delle caratteristiche del percorso che nella prima e terza tratta risultano

decisamente più regolari; le altre sono invece, verosimilmente, il risultato di una regolarizzazione sulla traccia di un alveo naturale esistente. In quasi tutto il tracciato il corso d'acqua è provvisto di strada alzaia, in buona parte su entrambi i lati. La particolarità forse più evidente, come meglio si dirà in seguito, sono le giaciture rispetto al piano di campagna, mentre la quota di scorrimento risulta sempre più bassa delle aree limitrofe, gli apici di sponda sono, dopo la tratta 1-2 (che riceve a gravità), progressivamente più alti, ovvero il canale è arginato e risulta in rilevato rispetto ai suoli attigui che a volte drenano meccanicamente, in questo specifico stato idraulico il collettore, funzionalmente diventa una propaggine delle arginature di Po che si spingono a ritroso all'interno del territorio fino alle terre più alte poste ad ovest, difendendo quelle più basse che da Guardamiglio si sviluppano ad est. La sezione trasversale, di forma trapezia o multi trapezia, è di dimensioni variabili, con profondità di circa 4m e larghezze apicali di circa 12,00m in corrispondenza dell'incile sotto l'argine maestro sinistro del Lambro, fino alla tratta terminale (quella in esame) in cui la profondità tra fondo ed alzaia è >8,00m e la distanza tra le stesse supera i 40m, e ciò in un contesto affatto regolare che, come vedremo, induce ad approssimazioni cautelative. Nelle tratte 2-3 e 4-5 il CGdB è in gran parte a doppia sezione trapezia con l'area superiore in genere ampia che funge da golena, tuttavia, mai occupata da acque proprie, bensì solo in occasione dei rigurgiti del Po, quando gli afflussi territoriali sono prossimi a zero. Trattasi in ogni caso di un canale di apprezzabili dimensioni e potenzialità il cui volume d'invaso "fluente" è $\approx 2 \times 10^6 \text{ m}^3$. Numerosi i manufatti di attraversamento viari, rilevanti (A1; ss9; Tav) ma altresì di piccole dimensioni tra cui molti ponti stradali minori o campestri ed alcuni ponti-canale. Lo scarico nel meandro di Isola Serafini avviene con uno stramazzo con duplice salto in successione in corrispondenza dei quali l'alveo è trapezoidale e, pur con evidenti irregolarità, rivestito in conglomerato cementizio e comunque tale da permettere di definire con ragionevole precisione le dimensioni minime. Il manufatto immette l'acqua in golena superando un dislivello geodetico di circa 7m e quindi affluisce in Po. Il deflusso è generalmente sempre libero o tuttalpiù parzialmente rigurgitato ad esclusione delle piene del 1994 e 2000 (circostanza accertata direttamente) oltreché del 1951 (circostanza desunta per analogia e da immagini fotografiche) di questa condizione si dirà successivamente perché riguarda le ipotesi assunte a base delle analisi. Nel punto 3, alla fine della tratta Mortizza e inizio dell'Allacciante, è presente (vedasi foto a bordo della planimetria), un manufatto di regolazione a doppia via (il Chiavicone) che consente il direzionamento dei deflussi tanto verso valle (tratta 3-4-5) quanto direttamente in Po; la capacità di scarico è praticamente illimitata rispetto alle corrivazioni, il vincolo è infatti dovuto al livello del fiume.

3. Il bacino drenato: caratterizzazione, stati idrologici, idraulici e funzionalità

Per una definizione sufficientemente completa degli aspetti idrologici e quindi idraulici è utile partire dal bacino generale, quello che è racchiuso entro i tre fiumi: Lambro ad ovest (1), Adda ad est (2) e Po a sud (3) individuabili nella figura riportata a seguire. A loro volta i tre versanti, al fine di individuare superfici relativamente omogenee, possono ulteriormente dividersi in due parti, definendo quindi sei sotto unità di cui due sono afferenti al Collettore Generale di Bonifica, ovvero, parte del bacino 3_A e parte del 3_B. Queste aree, pur nel contesto di incremento della occupazione antropica avvenuto in tutto il Paese, hanno mantenuto una certa "ruralità", le urbanizzazioni sono rimaste relativamente contenute e i suoli sono infatti in grande prevalenza rimasti permeabili, con destinazione prevalente ad uso agrario ma anche naturale. Un raffronto con le classiche aree di bonifica del Ferrarese rilevano che la densità insediativa dei suoli in esame è ancora molto contenuta, paragonabile a quelli meno urbanizzati del Ferrarese stesso, sui quali da oltre cinquanta anni si effettuano delle misurazioni del rapporto afflussi-deflussi tanto da poter disporre, oggi, di coefficienti idrometrici e di deflusso di natura analoga che conferiscano credibilità "reale" alle risultanze delle analisi e dei calcoli idrologici, anche i nostri. La particolarità più evidente dal

punto di vista idraulico è la densità di rete che incide significativamente sulla dinamica afflussi deflussi, con l'incidenza del volume proprio di invaso delle canalizzazioni che fungono da vere proprie casse di espansione e ciò senza tenere conto del reticolo minore e soprattutto di quello "campestre" ovvero quello proprio della infrastruttura di distribuzione e drenaggio degli appezzamenti; una particolarità fisica che unitamente alla consistente capacità di assorbimento dei suoli riduce apprezzabilmente i coefficienti udometrici dei due bacini; 3_A e 3_B sono pertanto classificabili come territori a forte connotazione di bonifica, in particolare il secondo in cui sono presenti 5 impianti idrovori di cui 3 si immettono direttamente nel CGdB. La caratterizzazione territoriale di 3_A e 3_B , ai fini della presente analisi, può essere circoscritta a tre classi di suolo: superficie rurale o verde, impermeabile da infrastrutture per la viabilità ed impermeabile urbanizzata e/o produttiva commerciale.

Per 3_A la individuazione delle aree e relative dinamiche idrologiche-idrauliche che afferiscono al Collettore, sono relativamente semplici, ovvero, è ben definibile come una parte apprezzabile della superficie, quella centrale e settentrionale, tramite tre colatori o direttamente conferisce al CGdB i propri deflussi, in particolare nella tratta 1-2. Pertanto, complessivamente, per il bacino 3_{Asi} ha:

-superficie totale lorda (Ha) 16.860,00

-superficie rurale o verde (Ha) 15.140,00

-superficie impermeabile da infrastrutture per la viabilità (Ha) 382,00

-superficie urbanizzata e/o produttiva commerciale (Ha) 1.338,00.

Queste superfici si devono intendere al lordo delle detrazioni che verranno effettuate nell'analisi idrologica in quanto non afferenti al CGdB. Dal punto di vista idraulico la presenza dei numerosi canali prevalentemente artificiali presenti nel bacino (S.I.B.I.T.E.R.al III° ordine di diramazione, in realtà essa si produce fino all'VIII° ordine) che concorrono in modo significativo alla riduzione della trasformazione afflussi-deflussi, può essere riassunta come segue: sviluppo dei canali $\approx 510\text{Km}$, corrispondente volume d'invaso fluente $\approx 3 \times 10^6 \text{m}^3$.

Per 3_B invece alla pur relativamente semplice individuazione areale, non corrispondono dinamiche altrettanto "sbrigative" in quanto i meccanismi variano in relazione alle diverse situazioni di intensità dell'evento che possono definirsi nei seguenti stati convenzionali di: normalità, criticità moderata-media, elevata ed eccezionale (vedasi schemi allegati).

Nello stato (1) di normalità le condizioni al contorno (tre fiumi ed afflussi da 3_A - 3_B) non danno luogo a criticità, di conseguenza anche quelle interne (rete ed impianti) risultano regolari; in particolare nel CGB che è recapito del territorio " 3_{B1} " (per scolo a gravità) e dei territori " 3_{B2} - 3_{B3} - 3_{B4} " (scolo per sollevamento alternato con tre distinti impianti B_2 - B_3 - B_4), i deflussi raggiungono livelli contenuti e costanti $\leq H_{M0}$, le immissioni avvengono tutte a correnti libere (H_{M0} = altezza limite per scaricare a gravità). Anche se idrologicamente estranee alle nostre considerazioni, a puro titolo conoscitivo è importante ricordare che analoghe favorevoli condizioni contraddistinguono generalmente le reti ed i canali principali anche dei bacini " 3_{B5} - 2_B " tributari, in questo stato idrologico, a corrente libera, rispettivamente di Adda e Po; i loro specifici impianti idrovori sono quindi inattivi ($H_{M0} = H_{V0}$), in proposito, per contestualizzare l'area, va ricordato inoltre che, essendo di estensione relativamente contenuta, risulta estremamente raro che, all'interno del territorio basso (2_B e 3_B), si presentino situazioni idrologiche idrauliche non omogenee. La condizione (2) di criticità moderata-media (vedasi schema della dinamica idrica) si verifica quando le portate generate direttamente (Q_{3B}) sommate a quelle indirette provenienti dal gradone e dalle aree poste più a nord, $[(Q_{3A})+(Q_{3'B})]$, originano apprezzabili deflussi verso il reticolo di bonifica che risulta essere con gli invasi già limitati. Vanno quindi progressivamente a ridursi tanto il presupposto precedente di scarico continuo a gravità, quanto la

laminazione in linea propria della rete che, a conti fatti, è $\geq 1,2\text{m}^3 \times 10^6$; quest'ultima circostanza risulta frequente in occasione di fenomeni immediatamente successivi. Gli impianti (vedasi schemi) progressivamente vengono azionati per il superamento della prevalenza ($H_{V1}-H_{M1}$), che tende a "rovesciarsi", contestualmente si provvede alla regolazione dei deflussi di monte fino al vertice estremo di 3A, ovvero, già in questa fase vengono azionate le regolazioni che direzionano gli afflussi verso Adda (colatore Muzza) e Lambro (colatore Venere) la finalità è quella del contenimento dei livelli H_{M1} tali da assicurare un regolare drenaggio dei territori sottesi il che comporta quando possibile un funzionamento intermittente delle pompe; tendenzialmente le idrovore determinano l'abbassamento del livello di monte a valori prossimi ad H_{M0} , raggiunti i quali si disattiva l'impianto. Generalmente questa circostanza è caratterizzata da un deflusso contenuto dei fiumi che consentono uno scarico a gravità. I tempi di corrivazione aumentano nel passaggio dai suoli al collettore che avviene alternativamente per pompaggio. Lo stato di rischio risulta elevato (3) allor quando, secondo le ipotesi poste alla base della presente indagine, le condizioni precedenti permangono (come meglio si evidenzierà in seguito) per tutto il tempo $t_p(T_{200})$ raggiungendo il colmo pluviale e di piena ed a ciò si aggiunge uno stato idrometrico del Po che necessita della chiusura delle chiaviche per evitare i rigurgiti dalla golena e non permette altresì l'azionamento del Chiavicone. Gli apprezzabili volumi propri d'invaso disponibili sono azzerati e con essi la capacità di laminazione propria della rete, su cui si poteva fare affidamento nelle condizioni precedenti. La portata Q_{T3B} , ovvero, tutta quella che affluisce-defluisce nel territorio basso (escludendo 3B1 che tuttavia contribuisce significativamente all'altezza H_{V2} nel CGB) deve essere sollevata con prevalenze progressivamente crescenti al crescere del livello nel collettore lungo la tratta 3-4-5, ciò contribuisce ad aumentare il tempo di corrivazione T_c . Lo stesso collettore raggiunge la portata massima nelle condizioni peggiori che, dalla sua realizzazione ad oggi (~100 anni), non è mai stata superata; corrispondente a questa rappresentazione è stata l'alluvionale del novembre 2014, affine non tanto nella piovosità quanto nei deflussi per il ripetersi in successione delle manifestazioni, il tempo di ritorno in quell'occasione è stato valutato ≈ 200 anni, interessante è il rilievo del massimo profilo libero raggiunto dal Gandiolo che, pur non valendo agli effetti della presente determinazione, ne conferma "ufficiosamente" i risultati.

Uno stato di rischio eccezionale potenziale può essere ipotizzato ammettendo che al contesto di cui sopra si associno livelli di piena del Po $\approx (T_{200})$. Questa ipotesi non viene considerata nel presente studio in quanto è da considerarsi, se mai possibile, ben $>$ di $T_r = 200$ giacché si dovrebbero verificare coincidenze altamente improbabili. Le registrazioni ufficiali disponibili confermano quest'ultima implausibile circostanza che idrologicamente ha più di una ragione, considerato che le acque che provocano gli stati alluvionali del Po lungo la riviera in esame provengono, pur nello stesso contesto meteorico di quelli che originano le piene del CGdB, da molto più lontano (Piemonte e valle d'Aosta) con tempi di corrivazione anche 3 volte superiori. Volendo caratterizzare nella sua generalità il Bacino 3gsi ha:

-superficie totale lorda (Ha) 14.178,00

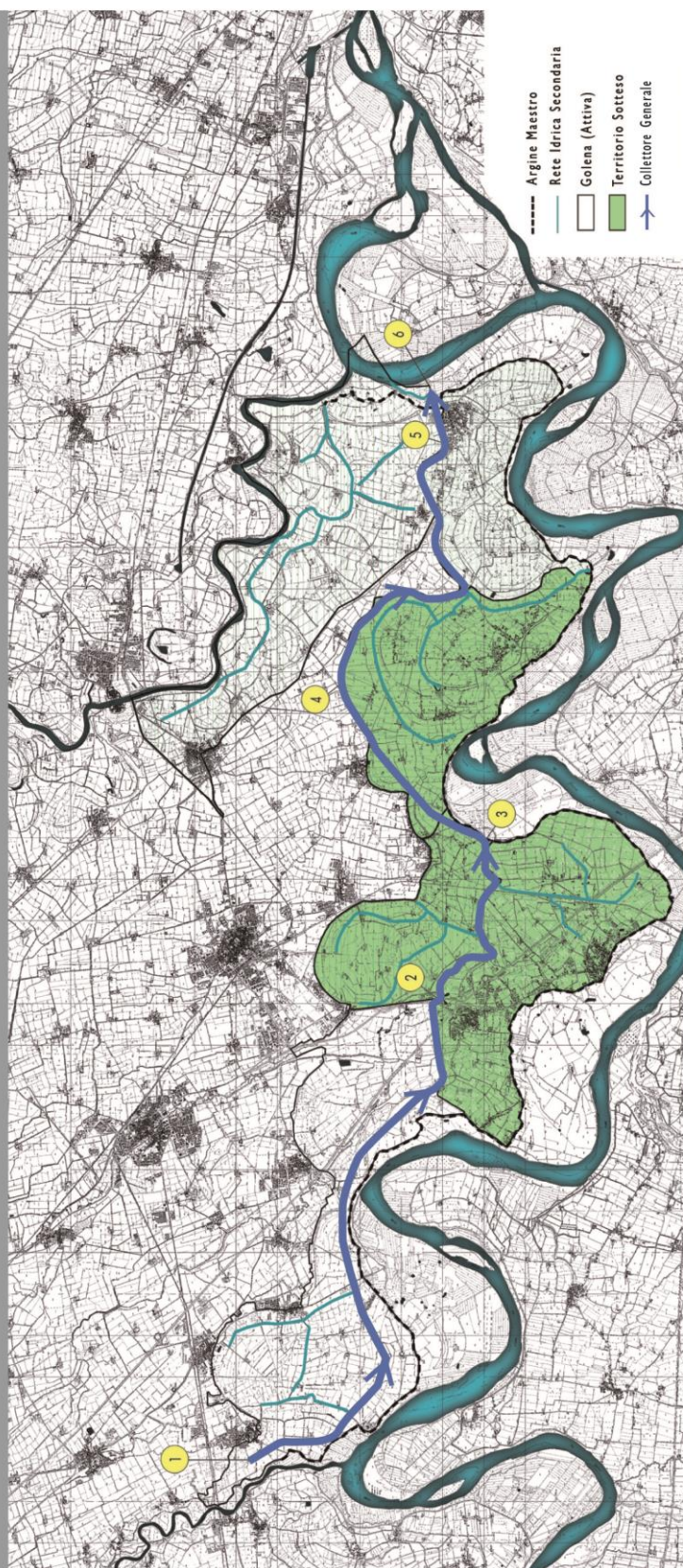
-superficie rurale o verde (Ha) 13.059,00

-superficie impermeabile da infrastrutture per la viabilità (Ha) 328,00

-superficie urbanizzata e/o produttiva commerciale (Ha) 791,00

Queste superfici, analogamente a quanto detto per 3A si devono intendere al lordo delle detrazioni che verranno effettuate nell'analisi idrologica in quanto non afferenti al CGdB. Dal punto di vista idraulico la presenza dei numerosi canali prevalentemente artificiali presenti nel bacino (S.I.B.I.T.E.R.al III° ordine di diramazione, in realtà essa si produce fino all'VIII° ordine) che concorrono in modo significativo alla riduzione della trasformazione afflussi-deflussi, può essere riassunta come segue: sviluppo dei canali $\approx 360\text{Km}$, corrispondente volume d'invaso fluente $\approx 2,8 \times 10^6 \text{m}^3$

IL COLLETTORE GENERALE DI BONIFICA



Il canale "Allacciate" (3-4)
nella tratta immediatamente a valle
del "Chiavicone" (3).



Il collettore principale di Bonifica,
tratta "Gandilo" (4-5) nei pressi
di Corno Vecchio.



Il "Chiavicone" di S. Stefano,
manufatto idraulico di
deviazione dei deflussi (3).
Quando i livelli bassi del Po lo
consentono le acque vengono
dirette immediatamente
nel fiume stesso tramite
lo scarico di destra.
In caso contrario vengono deviate
(con le paratoie di sinistra)
nel canale "Allacciate" e quindi
di nuovo in Po a Castelnuovo,
potendo contare sul maggior
dislivello disponibile.
Questo accorgimento era
già previsto dal progetto
che l'ing. Antonio Tosi
aveva elaborato nei primi
anni del XX secolo.

BACINI IDRAULICI PRINCIPALI



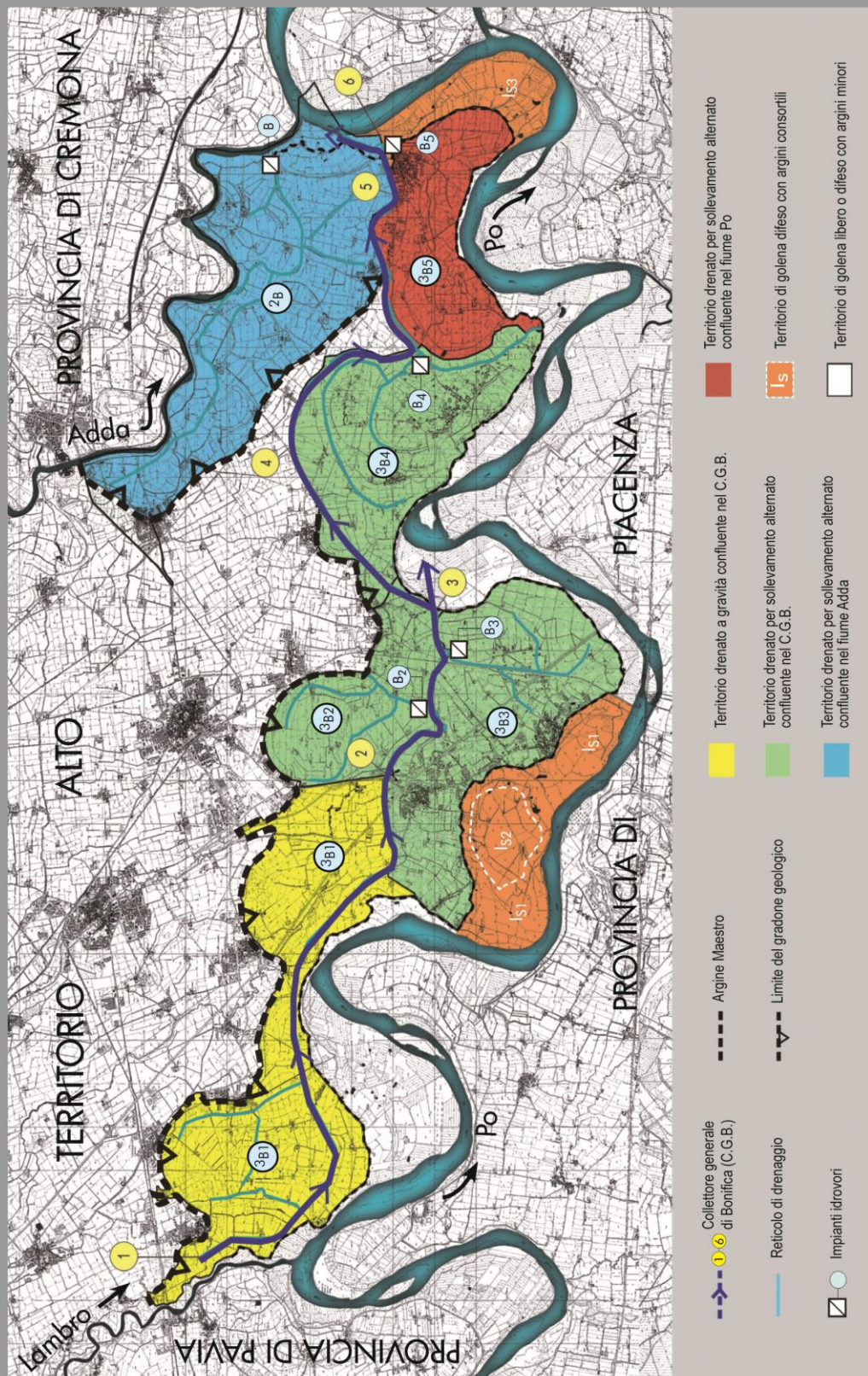
Il comprensorio è diviso in unità territoriali omogenee o bacini idraulici principali secondo gli andamenti del drenaggio verso i tre grandi fiumi: 1- Lambro 2- Adda 3- Po.

In questi sei grandi comparti si riscontra una apprezzabile omogeneità, accomunandosi con buona evidenza le caratteristiche idrauliche e fisiche.

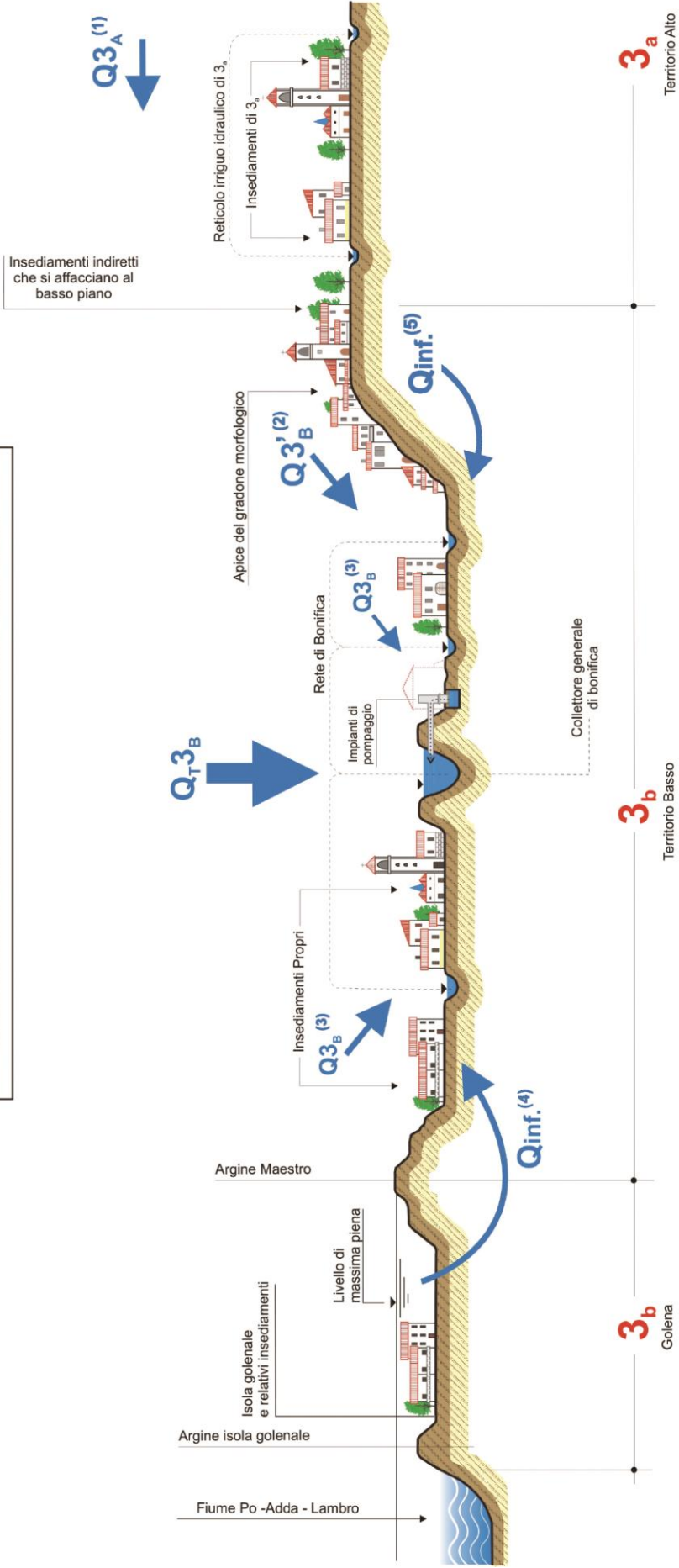
Origine, composizione e comportamento dei suoli, grado di urbanizzazione, pendenza, efficienza delle opere, sviluppo e volume di invaso proprio delle reti oltre che, pedologia, stato colturale, sistemi di irrigazione ecc., si presentano all'interno di ogni comparto, sufficientemente uniformi.

- 1a** - Parte alta del bacino del Lambro
- 1b** - Parte bassa del bacino del Lambro
- 2a** - Parte del bacino dell'Adda compresa nel territorio alto
- 2b** - Parte del bacino dell'Adda compresa nel territorio basso
- 3a** - Parte del bacino del Po compresa nel territorio alto
- 3b** - Parte del bacino del Po compresa nel territorio basso

IL DRENAGGIO DEL TERRITORIO BASSO



**Territorio Basso: Bacini 2b - 3b:
Schema della dinamica idrica**

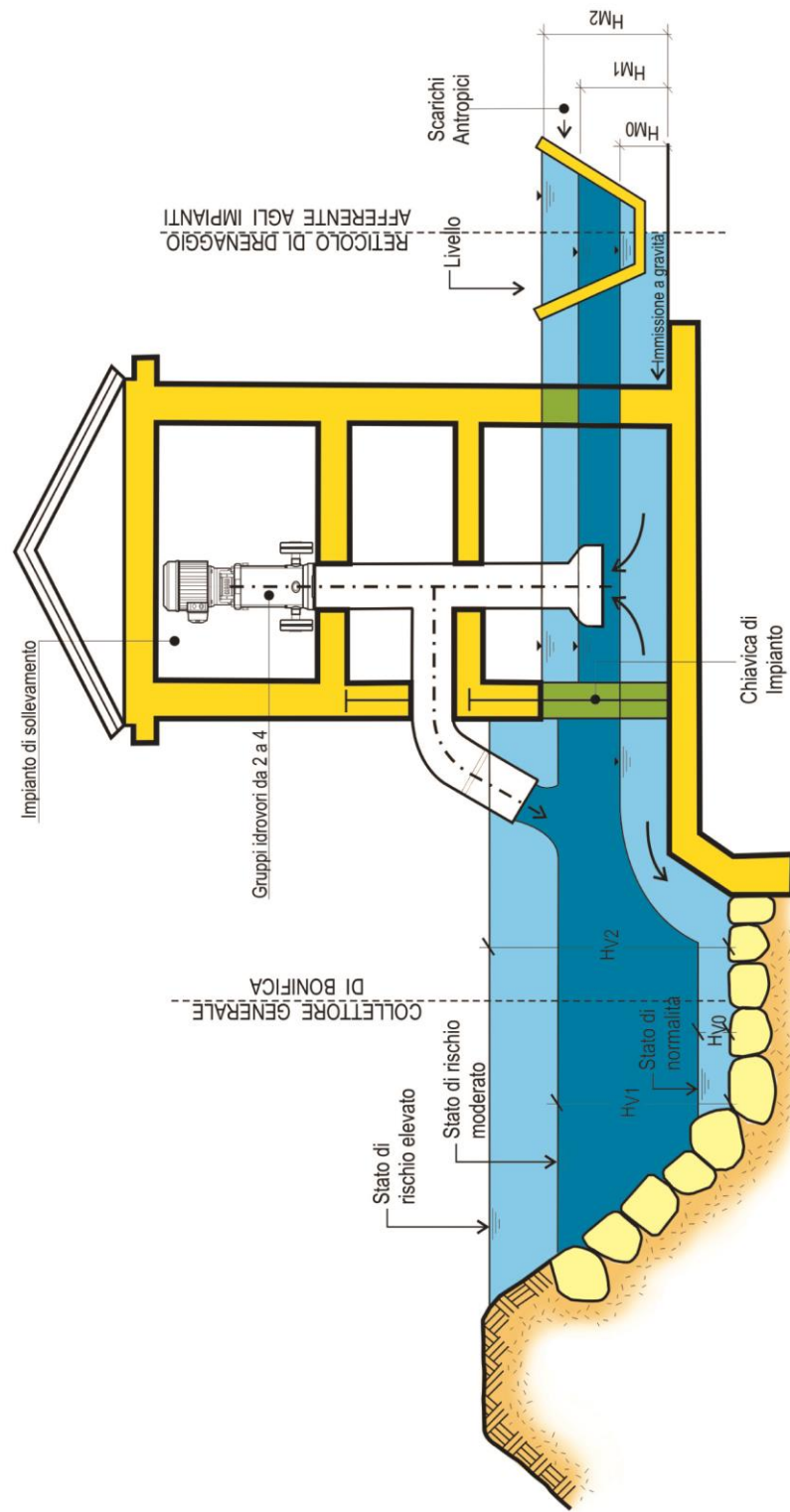


$$Q_T(3_b)=[Q(3_a)]+[Q'(3_a)]+[Q(3b)]+Q_{inf.}+Q_{inf.} \quad (5)$$

H_{V0} = altezza minima del collettore che consente le immissioni a gravità (stato di normalità)

H_{V1} = altezza minima del collettore che consente le immissioni per sollevamento intermittente (stato di criticità moderata-media)

H_{V2} = altezza minima del collettore che richiede un sollevamento continuo (stato di criticità elevato)



**IMPIANTO IDROVORO SUL COLLETTORE GENERALE DI BONIFICA:
CONDIZIONI IDRAULICHE E RELATIVI STATI DI CRITICITA'**

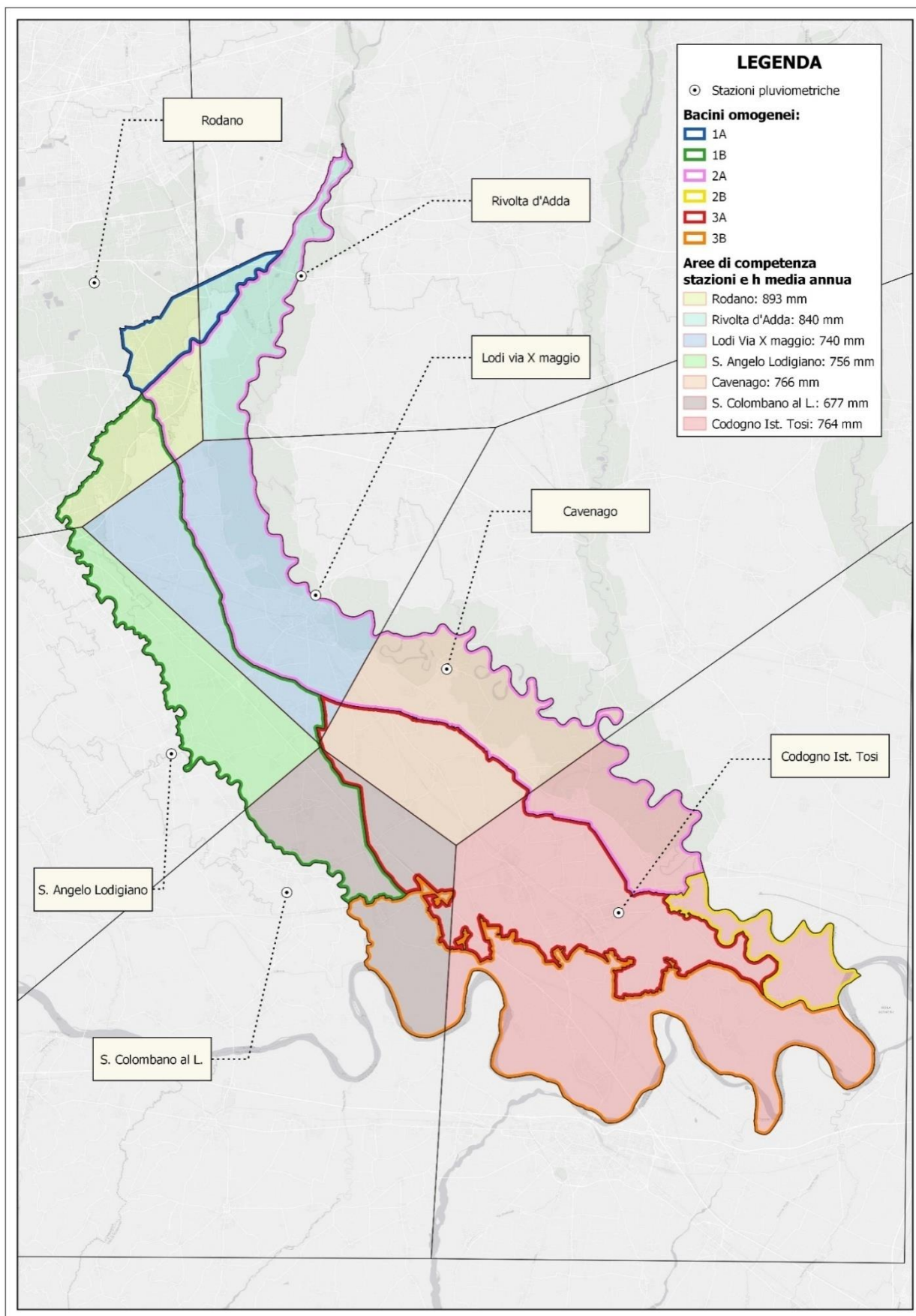
OPERE DI BONIFICA IDRAULICA E DIFESA DEL SUOLO

BACINI DI SCOLO DEL TERRITORIO BASSO

N.	BACINO	SUPERFICIE ha	SVILUPPO Rete principale (km ≅)	CANALE PRINCIPALE DI RECAPITO FINALE	ZERO DI BONIFICA (q.s.l.m.)	IMPIANTO IDROVORO	COMUNI	NOTE
3B1	Alto	2.644	30,00	Ancona	===	===	Orio Litta – Ospedaletto – Senna Lodigiana	Scolo 100% a gravità
3B2	S.Rocco – Guardamiglio	1.920	15,00	S.Sisto	a.b. 42.60 a.a. 44.30	S. Rocco	S.Rocco – Somaglia – Guardamiglio	Scolo parte a gravità e parte meccanico
3B3	Fombio – San Fiorano	1.110	30,00	Allacciante Resina	44.00	Resmina	Fombio – S. Fiorano – S.Stefano	La parte alta del bacino (50%circa) non è sottesa dall'impianto
3B4	S. Stefano – Caselle Landi	1.780	25,00	Seriolo	38.50	Rottino	S.Stefano – Caselle L. Corno Giovine	100% a scolo meccanico alternato
3B5	Adda	1.950	35,00	Collettore	a.b. 37.80 a.a. 38.70	Budriesse	Cornovecchio – Meleti – Maleo – Maccastorna - Castelnuovo	100% a scolo meccanico alternato
2B	Mezzanone Repellini	900	20,00	Mezzanone Repellini	38.50	Castelnuovo	Caselle Landi – Castelnuovo	100% a scolo meccanico alternato
		Ha 10.304	Km 165,00					

IMPIANTI IDROVORI DEL TERRITORIO BASSO

Codice Nome	Bacino	Sotteso	Ubicazione (Comune)	Coord. (G.B.)		Gruppi	Potenza istallata (Kw)	"O" DI BONIFICA q.s.l.m.	Portata smaltit a l/s	Recapito	Prevalenza m.(max)
				X	Y						
B ₂	S.Rocco	3B ₂	S. Rocco	1.556.844.690	4.994.636.140	4	(4 x 75) = 300	42.60-44.30	5.000	Mortizza	3.00
B ₃	Resmina	3B ₃	S. Stefano	1.555.613.400	4.995.254.200	2	(2 x 75) = 150	44.00	1.600	Mortizza	3.00
B ₄	Rottino	3B ₄	Caselle Landi	1.563.843.270	4.995.394.840	3	(1x75) = 300 + (2x110)= 295	40.00	5.500	Gandiolo	5.00
B	Budriesse	2B	Castelnuovo	1.568.347.250	4.998.894.870	5	(1x30)+(2x180)+(1x150)+(1x100)=640	37.80- 38.70	7.500	Adda	6.00
B ₅	Castelnuovo	3B ₅	Castelnuovo	1.568.609.030	4.996.013.910	3	(2x125)+(1x75)=325	38.50	3.500	Gandiolo	6.00
		Ha	6.630	SOMMANO		17	1.710			23.100	



Calcolo della linea segnalatrice 1-5 giorni

Località: *Bacini 3A e 3B*

Coordinate:

Parametri ricavati da: <http://idro.arpalombardia.it>

A1 - Coefficiente pluviometrico orario	26.0890909
N - Coefficiente di scala	0.28728182
W2 - Tempo di ritorno 2 anni	0.91886839
W5 - Tempo di ritorno 5 anni	1.21008149
W10 - Tempo di ritorno 10 anni	1.38994758
W20 - Tempo di ritorno 20 anni	1.55339147
W50 - Tempo di ritorno 50 anni	1.752494
W100 - Tempo di ritorno 100 anni	1.89299558
W200 - Tempo di ritorno 200 anni	2.02598519

Evento pluviometrico

Durata dell'evento [ore]

Precipitazione cumulata [mm]

Formulazione analitica

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left[1 - \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right]$$

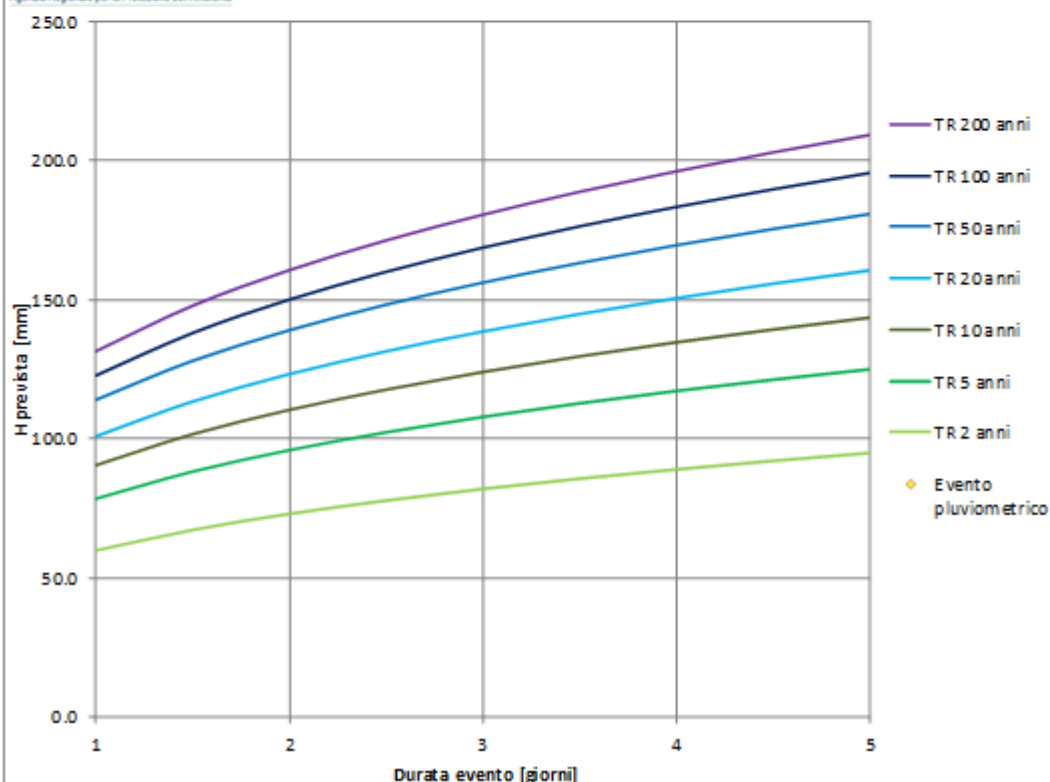
Bibliografia ARPA Lombardia:

<http://idro.arpalombardia.it/manual/lspg.pdf>

Tabella delle precipitazioni previste al variare delle durate e dei tempi di ritorno

Tr	2	5	10	20	50	100	200
wT	0.91887	1.21008	1.38995	1.55339	1.75249	1.89300	2.02599
Durata (gg)	TR 2 anni	TR 5 anni	TR 10 anni	TR 20 anni	TR 50 anni	TR 100 anni	TR 200 anni
1	59.7	78.7	90.4	101.0	113.9	123.1	131.7
1.5	67.1	88.4	101.5	113.5	128.0	138.3	148.0
2	72.9	96.0	110.3	123.2	139.0	150.2	160.7
2.5	77.7	102.4	117.6	131.4	148.2	160.1	171.4
3	81.9	107.9	123.9	138.5	156.2	168.7	180.6
3.5	85.6	112.7	129.5	144.7	163.3	176.4	188.8
4	89.0	117.2	134.6	150.4	169.7	183.3	196.1
4.5	92.0	121.2	139.2	155.6	175.5	189.6	202.9
5	94.8	124.9	143.5	160.3	180.9	195.4	209.1

Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica



BACINO	Stazioni di rif.	H media annua [mm]	Sup H cost [Ha]	H media pond. per bacino [mm]
1A	Rivolta d'Adda Rodano	840 893	765 1399	874
1B	Rodano Lodi Sant'Angelo Lodigiano Cavenago San Colombano al Lambro	893 744 756 766 677	2082 4362 6029 2 3402	754
2A	Rivolta d'Adda Rodano Lodi Cavenago Codogno Ist. Tosi	840 893 744 766 764	3633 1261 7055 5773 4013	778
2B	Codogno Ist. Tosi	764	2578	764
3A	Lodi Cavenago San Colombano al Lambro Codogno Ist. Tosi	744 766 677 764	124 4706 2269 8992	752
3B	San Colombano al Lambro Codogno Ist. Tosi	677 764	2913 12172	747

4. Metodologia idrologica, ipotesi a base di verifica

La caratterizzazione fisica e funzionale dianzi riportata è importante per indirizzare la scelta circa le metodologie più adatte alla circostanza. Sotto l'aspetto idrologico, l'analisi sviluppata è finalizzata allo studio della formazione e propagazione della piena generata dalla pioggia T_{200} , potendosi avvalere di equazioni, oggi si usa dire modelli, che in sostanza rappresentano numericamente le dinamiche di afflusso-deflusso secondo condizioni iniziali, di contorno e transizione delle acque entro un bacino e relativa rete di raccolta, detta rappresentazione simula la "semplificazione" calcolabile del fenomeno entro un suolo caratterizzato, anch'esso secondo metodologie semplificate. I modelli oggi applicabili sono numerosi e tutti altrettanto validi, si tratta di scegliere, quale, nella circostanza, meglio si adatta alle connotazioni territoriali e, in particolare, sia più verificabile in quanto rispondente a valori verificati per analogia su suoli affini. Per le ragioni sopra esposte la portata di colmo $Q_{max}(T_{200})$ alla sezione di chiusura del C.G.d.B. (che in buona sostanza è la ragione principale del lavoro), può essere calcolata con il metodo cinematico, "storico" sistema impostato da Turazza e quindi rielaborato successivamente da più studiosi su base empirica, da cui nel tempo hanno preso origine i sofisticati moderni sistemi di valutazione delle piene. Il procedimento ipotizza che la portata "Q", originata da una pioggia nota, cresca linearmente fino ad un valore massimo da cui quindi decresce fino all'esaurimento. Pur "primitivo" e semplificato ha, nella fattispecie, il vantaggio, come detto, di essere stato applicato e verificato più volte per piccoli bacini ($100\text{Km}^2 < S < 500\text{Km}^2$) aventi caratteristiche (estensione, tipologia di suolo, pendenze ecc) simili a quelle in esame, inoltre, la semplificazione della linearità incide se mai sugli aspetti volumetrici e non sulla determinazione del colmo di piena; oltre alle ampie comparazioni citate (bonifiche Lombarde e della Emilia

Romagna) è possibile eseguire un raffronto per calibrare un altro aspetto semplificativo del metodo utilizzato, ovvero, il valore del coefficiente di deflusso (per le bonifiche Ferraresi $0,15 < \phi < 0,30$) che può essere determinato con più accuratezza e verificabilità con il procedimento delle Curve Number (CN) largamente ed efficacemente utilizzato per le aree affini, consigliato altresì da Regione Lombardia con DGR X/3420 del 17-04-2015. Le ipotesi assunte nei procedimenti, ovvero quelle che definiscono le condizioni al contorno, sono le seguenti:

1-Le superfici dei suoli vengono ridotte a quelle che effettivamente defluiscono nel canale in esame; per 3_A vengono rimosse le aree nord orientali che afferiscono al colatore Muzza e quindi all'Adda dei territori di San Martino in Strada, Mairano, Turano (parte) e Terranova dei Passerini che scarica in 2_B , oltreché quelle occidentali che vengono drenate dal colatore Venere (Massalengo e Livraga) e quindi defluiscono nel Lambro; per 3_B invece si stralcia la parte sud orientale dell'area di Castel Nuovo Bocca d'Adda (B_4) in quanto direttamente affluenti nella golena di Po, oltreché la golena stessa che si estende per oltre 4.000Ha.Vengo quindi stralciate dalla superficie sottesa anche le corrispondenti aree urbane produttive e infrastrutturali viarie. Pertanto, il bacino effettivamente afferente al C.G.d.B è così caratterizzato:

-superficie rurale o verde $S_{RUR} = \text{Km}^2 190,00$

-superficie impermeabile da infrastrutture per la viabilità $S_{VIA} = \text{Km}^2 5,50$

-superficie urbanizzata e/o produttiva commerciale $S_{URB} = \text{Km}^2 14,50$

- superficie totale $S_{TOT} = \text{Km}^2 210,00$

2- Il dislivello del territorio si assume come differenza tra le giaciture dei terreni di Orio Litta (53,00slm) e Castel Nuovo (44,50slm) pari quindi a m.8,50 con sviluppo complessivo del collettore di 35Km. L'altezza media dei suoli rispetto alla quota della sezione di chiusura è pari a m.4,25.

3- Non viene considerato (a favore di sicurezza) il contributo riduttivo del volume d'invaso dovuto allo sviluppo della rete e del C.G.d.B. ($\approx 400\text{Km}$ e corrispondente volume d'invaso fluente $\approx 4 \times 10^6 \text{m}^3$), ovvero, tutta la rete è ipotizzata al comlo dall'inizio alla fine dell'evento (tre giorni)

4- Il tempo dell'evento piovoso viene uguagliato al tempo di corrivazione ($T_{PL} = T_C$) aumentando quest'ultimo del 10% per tener conto delle dinamiche di sollevamento meccanico di circa la metà del comprensorio sotteso.

5- Il Collettore defluisce in Po non rigurgitato, ma i livelli del fiume sono tali per cui lo scarico nel punto 3 (Chiavicone) è totalmente chiuso. Le altezze nel canale sono nello stato (3) con le chiaviche degli impianti chiusi e le idrovore tutte funzionanti al massimo della loro potenzialità.

6- I contributi di portata (Q) al contorno sono quelli indicati nella sezione trasversale già riportata, valida per tutto il territorio basso ($3_B - 2_B$) escludendo entrambi gli apporti di filtrazione $Q_{INF}^{(4)}$ e $Q_{INF}^{(5)}$, il primo in quanto di entità marginale in ordine ai livelli di fiume ipotizzati, il secondo perché già ricompreso nei deflussi provenienti dal territorio alto 3_A .

5. Analisi idrologica

Sulla base delle precedenti considerazioni, indicati con:

T_C = tempo di corrivazione, ovvero, il tempo (massimo) che la particella di pioggia impiega per percorrere la distanza più lunga fino alla sezione dove si calcola Q_{max}

T_{PL} = durata dell'evento piovoso posto a base di calcolo secondo la relazione ($h = aT_{PL}^n$) calcolata sulla base della curva segnalatrice di ARPA Lombardia (T_{200}) vedasi grafico riportato a seguire.

Definiti con

A= superficie del bacino afferente al collettore = 210Km^2

L= percorso maggiore, pari a 35Km

z=altezza media del bacino dalla sezione in esame

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{z}} = 67 \text{ ore}; T_c' = T_c + 10\% = 72 \text{ ore}$$

Posto $T_{pi} = T_c'$, $h = 185 \text{ mm}$, da cui

$$Q_{max} = 278 \varnothing \frac{Sh}{T_c} \text{ (m}^3/\text{s) con: S in Km}^2, h \text{ in metri e t in ore}$$

L'assunzione di $T_{pi} = T_c'$ determina un idrogramma di piena semplificato ma massimo possibile, ovvero, lineare di forma triangolare (isoscele) con il vertice che rappresenta la massima portata pari al doppio di quella media. Il coefficiente di deflusso è così ottenuto

$$\varnothing = \frac{\sum S_i \varnothing_i}{S_{tot}} = \frac{(\varnothing_{urb} S_{urb}) + (\varnothing_{rur} S_{rur}) + (\varnothing_{via} S_{via})}{210} = \frac{(190 \times 0,30) + (14,4 \times 0,80) + (5,5 \times 0,80)}{210} = 0,35$$

Assumendo questo valore di \varnothing a favore di sicurezza in quanto, come detto, le osservazioni effettuate su bacini analoghi per caratteristiche restituiscono risultati nell'intorno ($0,15 < \varnothing \leq 0,20$), si ottiene

$$Q_{max} = 278 \varnothing \frac{Sh}{T_c} \text{ (m}^3/\text{s)} = Q_{max} = 0,35 \frac{(278 \times 210 \times 185)}{67} = 56,42 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pur al di sopra delle comparazioni diffusamente confermate in letteratura è opportuno, per le ragioni già espresse circa i riscontri effettuati su questo territorio, effettuare una valutazione tramite il metodo CN già sapendo, in base alle esperienze precedenti, che le risultanze saranno inferiori a quelle sopra riscontrate, ma ciò a conferma che le ipotesi assunte sono decisamente cautelative e quindi affidabili agli effetti delle nostre finalità.

Il calcolo del deflusso nelle reti di bonifica, secondo le indicazioni dalla direttiva di Regione Lombardia n.X/3420 del 17 aprile 2015, è effettuato con le Curve Number (CN) stimando il volume di deflusso superficiale derivante da un evento di pioggia di assegnata altezza, determinando il corrispondente scorrimento superficiale Q_t (espresso in forma di altezza d'acqua sul bacino), come quota parte della pioggia totale P_t , che direttamente contribuisce alla formazione della specifica circolazione idrica. Il metodo CN propone la seguente equazione:

$$Q_t = \frac{(P_t - I_a)^2}{P_t - I_a + S}$$

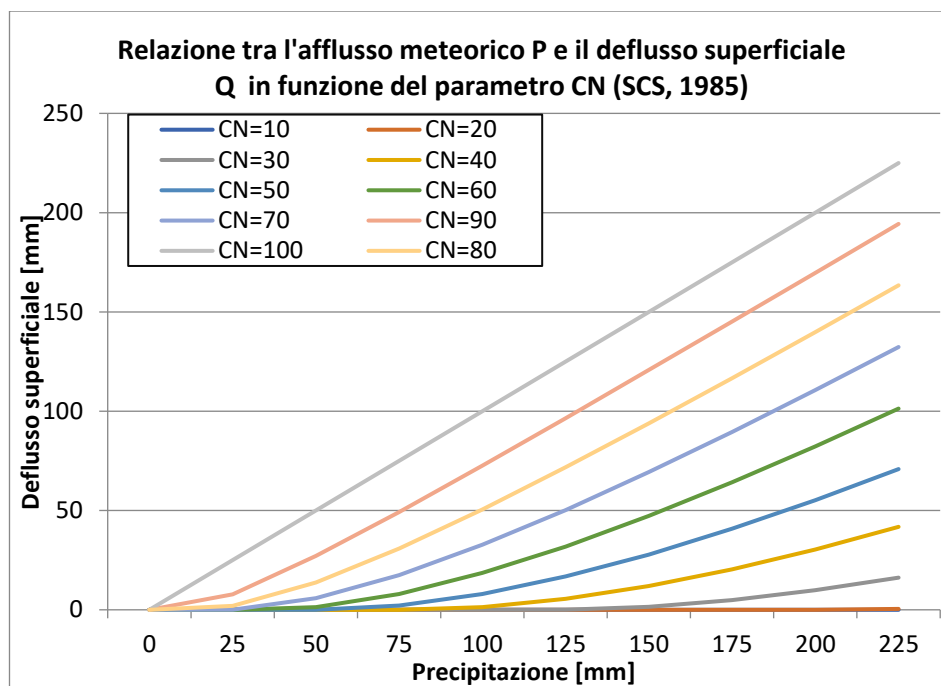
P_t = pioggia totale (mm) nello spazio temporale t

Q_t = è l'altezza di deflusso (mm) nello stesso tempo

I_a = Perdite iniziali (mm)

S = capacità idrica massima del suolo o volume specifico di saturazione (mm)

Il valore del parametro I_a dipende dalle condizioni del suolo, dall'infiltrazione, dall'immagazzinamento nelle depressioni superficiali, dall'umidità iniziale del suolo stesso. Una valutazione empirica ha dimostrato essere accettabile assumere I_a proporzionale al parametro S , secondo l'espressione: $I_a = 0,2S$. Il parametro S , che rappresenta la quantità d'acqua immagazzinabile nel bacino (in sostanza sotto e sopra i suoli) dipende dalla possibilità di infiltrazione, dall'insieme delle condizioni e dal contenuto di umidità del suolo stesso. La relazione tra Q e P si può rappresentare con una serie di curve, a ciascuna delle quali corrisponde un diverso valore di S , o del parametro CN, funzione di S , come mostrato in figura



Il parametro adimensionale CN è legato al parametro S dalla relazione:

$$CN = 25400 / (254 + S) ; S = 25,4 * (1000 / CN - 10)$$

I valori del parametro adimensionale CN, sono stati calcolati dal SCS, per diversi tipi di copertura e classe del suolo e sono elencati in tabella 1, sono quelli normalmente utilizzati e validi per condizioni standard di umidità del terreno agli inizi dell'evento di pioggia ("AMC", Antecedent Moisture Condition, classe II). Sotto l'aspetto della potenzialità di deflusso si distinguono generalmente le quattro classi di suolo descritte nella tabella seguente:

CLASSE A	Scarsa potenzialità di deflusso: comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
CLASSE B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa: comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
CLASSE C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta: comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D; il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
CLASSE D	Potenzialità di deflusso molto alta: comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

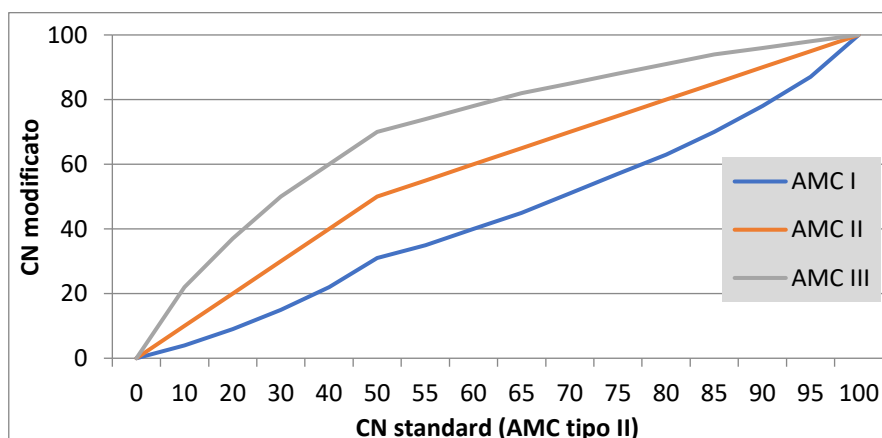
I valori del parametro CN forniti dalla tabella si riferiscono, come già detto, a una condizione media di umidità del terreno all'inizio della precipitazione. È però possibile prendere in considerazione anche situazioni diverse da quelle medie. Il metodo, infatti, classifica le condizioni di umidità in tre categorie:

AMC-I Potenziale di scorrimento superficiale minimo. I suoli del bacino sono sufficientemente asciutti.

AMC-II Condizione media

AMC-III Potenziale di scorrimento superficiale massimo. Il bacino è stato praticamente saturato dalle piogge precedenti.

La categoria a cui fare riferimento si può individuare in base alla precipitazione totale dei 5 giorni precedenti a quello dell'evento di pioggia e in base alla stagione (vegetativa o non vegetativa). I valori di CN corrispondenti alle categorie AMC-I e AMC-III si possono ricavare a partire dal valore di CN corrispondente alla categoria AMCII, modificandoli in relazione alle curve riportate in figura I.2.



I valori del parametro CN considerati per il calcolo del volume di deflusso sono quelli in condizioni di umidità del terreno relativamente alta (AMC II-AMC III) per le diverse classi di suoli presenti nel territorio e per le tipologie di uso del suolo sulla base della cartografia regionale. Ad ogni categoria di suolo individuata è stato attribuito un valore del CN, ipotizzando una classe B, da cui, sempre considerando valori prudenziali

- 1) zone urbanizzate ed insediamenti produttivi CN 98
- 2) Strade e ferrovie CN 95
- 3) Aree verdi e agricole CN 75 (compresi i piccoli centri residenziali e rurali)

$$S_{urb} = 25,40 \frac{(1000)}{(CN-10)} = 288,64; I_{a,urb} = 0,20 S_{urb} = 57,73$$

$$S_{via} = 25,40 \frac{(1000)}{(CN-10)} = 298,82; I_{a,via} = 0,20 S_{via} = 59,77$$

$$S_{rur} = 25,40 \frac{(1000)}{(CN-10)} = 288,64; I_{a,rur} = 0,20 S_{rur} = 57,73$$

Le corrispondenti altezze di deflusso nette arrotondate Q_t (mm)

$$Q_{t,urb} = \frac{(Pt-Ia)^2}{(Pt-Ia+S)} = 0,21 Pt; Q_{t,via} = \frac{(Pt-Ia)^2}{(Pt-Ia+S)} = 0,20 Pt; Q_{t,rur} = \frac{(Pt-Ia)^2}{(Pt-Ia+S)} = 0,12 Pt$$

Rispetto alle precipitazioni lorde T_{200} il corrispondente coefficiente di deflusso risulta, come nelle attese, minore di quello calcolato in precedenza e ciò a ragione delle ipotesi assunte secondo criteri a favore di sicurezza, infatti

$$\phi_t = \sum_i \frac{Si \phi_i}{St} = \frac{(\phi_{urb} S_{urb}) + (\phi_{via} S_{via}) + (\phi_{rur} S_{rur})}{Stot} = \frac{(14,4 \times 0,21) + (5,5 \times 0,20) + (190 \times 0,12)}{210} = 0,13$$

BIBLIOGRAFIA E RIFERIMENTI

- [1] Portale idrologico di ARPA Lombardia
- [2] Portale di Regione Lombardia per uso del suolo
- [3] S.I.B.I.T.E.R.
- [4] Monografia tecnica informativa del Consorzio di Bonifica Muzza Bassa Lodigiana ed. 2019
- [5] Archivio tecnico del Consorzio di Bonifica Muzza Bassa Lodigiana (1990-2022)
- [6] Sistemazione dei corsi d'acqua, di L.DaDeppo, C. Datei e P. Salandin- Edizioni Progetto Padova 2022
- [7] La Sistemazione dei Corsi d'acqua Naturali atti del corso di aggiornamento del Politecnico di Milano (9-13 ottobre 1995) a cura di U. Maione ed A. Brath- Edizioni Bios
- [8] Idraulica Applicata di: C. Constantinidis ed. Edagricole 1998

PARTE II – Dott. Ing. Marco La Veglia
VERIFICHE IDRAULICHE DEL NUOVO ATTRAVERSAMENTO

6. Premessa introduttiva

Le valutazioni idrauliche sono avvenute, come descritto in seguito, attraverso l'uso di una modellazione monodimensionale a fondo fisso in regime stazionario, preceduta da un rilievo topografico *ad hoc* che ha riguardato un tratto di canale Gandiolo di competenza dell'Ufficio A.I.Po di Milano della lunghezza di circa 2,2 km, a partire dal salto di fondo qualche centinaio di metri a monte del Ponte 2, sino al salto in corrispondenza del realizzando impianto idroelettrico. La campagna topografica non ha compreso il rilievo degli attraversamenti, già noti per la precedente attività tecnica dell'ufficio, comunque giungendo ad una descrizione molto accurata della geometria dell'alveo. In questa maniera, peraltro, si son tenuti gli estremi di monte e di valle adeguatamente distanti dalla sezione di ubicazione del PONTE 3, in maniera da rendere nulla l'eventuale influenza delle condizioni al contorno. Al fine di rendere confrontabili i risultati del modello con i profili di piena di Po dell'Autorità di bacino, il rilievo è stato agganciato alla rete di livellazione dell'Autorità stessa, punti fiduciari CSV74 AIPO (AdBPo3A – 00702 I.G.M.) e CSV75 AIPO (00623 I.G.M.), anche per valutare il nuovo attraversamento nei confronti degli eventuali adeguamenti in quota delle sommità arginali (cfr. § 13).

Attraverso opportuni sopralluoghi, ed utilizzando le metodologie correnti, poi, si è proceduto alla stima dei valori dei coefficienti scabrezza di *Manning* da assegnare alle varie porzioni d'alveo, basandosi sui dati di letteratura, sulla caratteristica tipologica e sullo stato conservativo delle difese di sponda esistenti, sulla consistenza della copertura vegetale delle sponde e sulla presenza di piante ed arbusti in alveo.

Per quel che riguarda più strettamente il calcolo, la presenza dei salti di fondo e di 3 attraversamenti ha consigliato l'esecuzione della routine di computo in regime misto, il che consente di poter apprezzare le zone di variazione energetica della corrente, e di valutare più correttamente le estensioni delle zone di rigurgito causato da ostacoli o restringimenti della sezione idraulica. In generale, il moto avviene in corrente lenta, come era da aspettarsi in considerazione delle scarse pendenze del fondo alveo; dall'analisi dei risultati si è valutata la sufficienza idraulica del nuovo attraversamento della S.P. 243 ai sensi della Direttiva 4 allegata al P.A.I. dell'Autorità distrettuale del fiume Po (ex Direttiva 2/99) [2].

Per quanto riguarda gli attraversamenti, le risultanze dell'analisi condotta saranno poi consegnate alle Amministrazioni Comunali interessate e a quella Provinciale, nel momento del trasferimento delle competenze, per gli opportuni adempimenti, sia ai sensi dell'art. 19 delle NA di P.A.I., che ai sensi delle vigenti norme in materia di protezione civile.

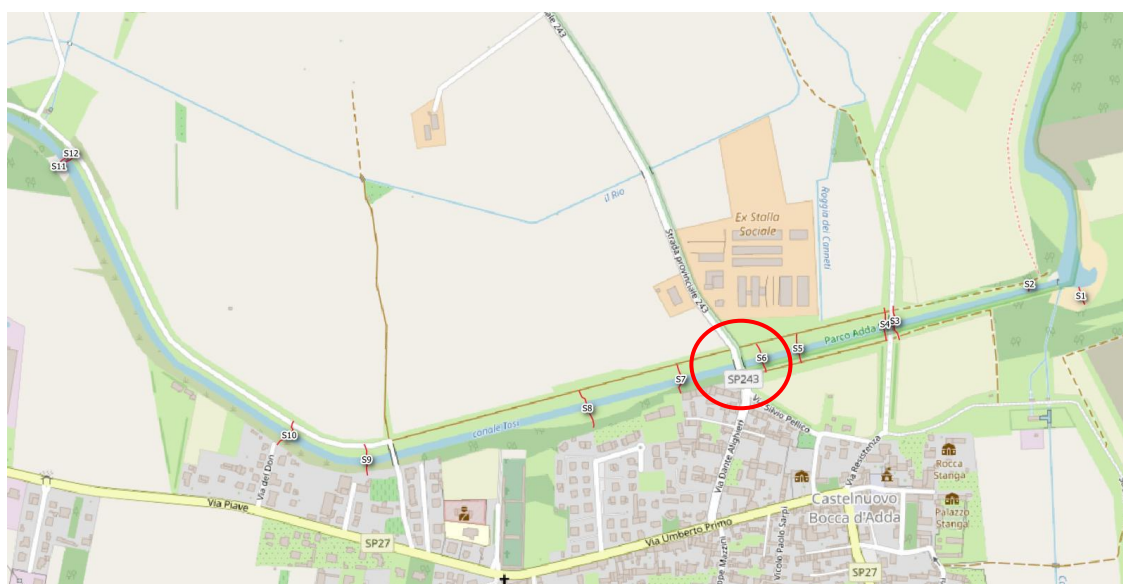


Figura 11.1 – Tratto di corso d'acqua analizzato con traccia delle sezioni di rilievo

7. Ipotesi del calcolo idraulico

Il calcolo dei massimi livelli di piena raggiungibili nelle sezioni del tratto d'interesse, nella condizione attuale e di progetto, è stato effettuato sulla base delle equazioni classiche dell'idraulica dei moti a pelo libero; in particolare sono state integrate numericamente le equazioni del moto permanente per correnti monodimensionali.

Le ipotesi fondamentali in base a cui sono state svolte le analisi idrauliche sono le seguenti:

1. monodimensionalità del moto; tale ipotesi è ampiamente giustificata nel tratto di corso d'acqua analizzato risultando poco corretta solo in corrispondenza di brusche variazioni nella geometria della sezione liquida trasversale, ma in tali circostanze il raffittimento del rilievo geometrico limita le possibili fonti di imprecisione;
2. geometria dell'alveo fissa: si trascurano gli effetti del trasporto solido durante l'evento di piena, in termini di variazione della morfologia del tratto fluviale in esame;
3. pendenza del corso d'acqua tale da poter confondere l'angolo che il suo letto forma sul piano orizzontale con la sua tangente o col suo seno trigonometrico;
4. trascurabilità, nell'equazione della conservazione della quantità di moto, degli effetti dei cambi di direzione dell'asse del canale; il che vale a dire che la superficie di pelo libero in ogni sezione trasversale è orizzontale, anche in corrispondenza delle curve;
5. fluido costituente la corrente omogeneo;
6. assunzione, a favore di sicurezza, che nel tratto fluviale in esame possano instaurarsi condizioni di regime permanente in corrispondenza della portata al colmo degli eventi di tempo di ritorno prescelto.

La scabrezza d'alveo è stata espressa attraverso il coefficiente n di Manning valutato attraverso riferimenti bibliografici e successivi sopralluoghi in sito.

8. Il Codice di Calcolo utilizzato

Per la propagazione delle onde di piena nel corso d'acqua analizzato, suddiviso per singoli tratti, è stato utilizzato il modello di calcolo "HEC-RAS River Analysis System", elaborato dall'Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers degli U.S.A. (versione 5.0.7 – Marzo 2019).

Si tratta di uno strumento di applicabilità molto ampia, largamente utilizzato presso Enti Pubblici e Privati negli Stati Uniti e in oltre 40 nazioni, ed ormai adottato anche da molti Enti Pubblici Italiani.

Il modello è stato progettato per contenere due moduli di analisi idraulica mono- e bi-dimensionale: analisi di moto permanente e analisi di moto vario.

Tra le diverse componenti, quella utilizzata nel presente studio consiste nell'algoritmo di calcolo idraulico per la determinazione delle variazioni della portata, della velocità, della larghezza del pelo libero della corrente e di altre caratteristiche idrauliche del moto durante la propagazione verso valle di una corrente idrica di portata nota, per effetto della capacità di laminazione naturale dell'alveo, della sua resistenza d'attrito, della presenza di opere interagenti con la corrente.

Il modello calcola i profili di moto permanente gradualmente vario per corsi d'acqua monodimensionali in regime di corrente lenta, veloce o mista, ed è in grado di calcolare e gestire i profili per una rete di canali naturali o artificiali in un sistema ad albero od a singolo ramo. Le relazioni fondamentali della formulazione matematica sono le equazioni dei moti permanenti nell'espressione classica dell'equazione monodimensionale dell'energia secondo *Manning*.

Le perdite valutate sono quelle di attrito (secondo *Manning*), per le diverse parti della sezione trasversale (canale centrale, sponde laterali, golene e parti di golene), e quelle causate dalla contrazione o espansione

delle sezioni (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell'altezza cinetica). L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni, ovvero in regime misto nel passaggio da corrente veloce a corrente lenta, oppure in corrispondenza di ponti, traverse e sottopassi o alla confluenza di più rami di una rete.

Il modello richiede, oltre alla geometria generale del corso d'acqua, profili e sezioni trasversali, i dati di portata in ingresso da monte ed in tutte le sezioni ove sono conosciuti ed anche le condizioni al contorno a seconda del regime di moto della corrente. L'equazione generale dell'energia è la seguente:

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + h_e$$

in cui:

- Y_1, Y_2 altezza idrometrica nella sezione 1 e 2,
- Z_1, Z_2 quota del fondo alveo nelle sezioni 1 e 2,
- V_1, V_2 velocità medie (portata totale/area bagnata) nelle sezioni 1 e 2,
- α_1, α_2 coefficienti di velocità,
- h_e perdita di carico nel tratto 1-2.

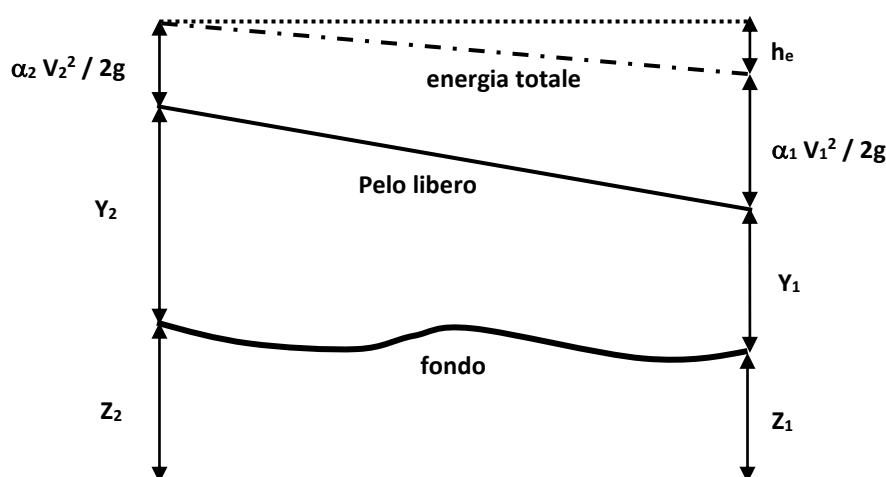


Figura II.2 – Schematizzazione di un tronco di corrente fra le sezioni 1 e 2

La perdita di carico tra due sezioni trasversali è calcolata come somma delle perdite distribuite per attrito e di quelle concentrate per effetto di contrazioni o allargamenti bruschi di sezione secondo l'equazione:

$$h_e = LS_f + C \left(\alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (2)$$

in cui:

- L è la distanza pesata, in funzione della portata, tra le due sezioni trasversali e 2,
- S_f è la pendenza motrice tra le sezioni 1 e 2,
- C è il coefficiente di perdita di carico per contrazione o allargamento di sezione.

Per la determinazione del valore della pendenza motrice S_f , il programma calcola la conduttanza totale della sezione trasversale sommando quella singola di ogni parte della sezione trasversale compresa fra due punti contigui. La conduttanza può essere così definita:

$$Q = K \sqrt{S_f}$$

in cui:

$K = 1.486 A R^{2/3}/n$	è la conduttanza della porzione di sezione considerata;
n	coefficiente di scabrezza di Manning;
A	area della sezione idrica;
R	raggio idraulico.

Per il calcolo delle perdite di carico localizzate, il programma valuta la variazione del termine cinetico tra due sezioni contigue e lo moltiplica per il coefficiente di contrazione/espansione della vena liquida. L'equazione differenziale del moto viene integrata per via numerica, attraverso un insieme di fasi iterative che vengono ripetute più volte per affinarne la risoluzione; per la determinazione dei profili è quindi necessario fornire le condizioni iniziali di portata in ingresso e le condizioni al contorno in funzione del regime di moto.

9. Caratterizzazione morfologica e geometrica dell'alveo

I dati di caratterizzazione del corso d'acqua, necessari per permettere al modello l'applicazione delle equazioni di moto, possono essere distinti in informazioni geometriche e fisico-morfologiche. Le prime si riferiscono alla descrizione della geometria dell'alveo e delle aree limitrofe, condotta tramite una serie sufficiente di sezioni trasversali, traducibili anche in un profilo longitudinale del tratto di studio. La descrizione geometrica del corso d'acqua propedeutica alla presente progettazione è stata desunta attraverso un apposito rilievo topografico di dettaglio, comprendente l'esame dei manufatti trasversali, (attraversamenti, briglie e salti di fondo), svolti in tempi diversi ed opportunamente resi coerenti.

Bisogna far osservare che, almeno in linea teorica, le caratteristiche geomorfologiche e le tendenze evolutive del corso d'acqua possono, in breve volgere di tempo, variare le condizioni geometriche, con ovvie conseguenze per la modellazione del corso d'acqua.

Nel caso del Canale Gandiolo (o Tosi) siamo di fronte ad un'opera artificiale, che dovrà essere obbligatoriamente mantenuta nelle condizioni originarie, per soddisfare gli scopi precisi della sua costruzione. Bisogna poi ricordare che il corso del colatore è definitivamente irrigidito dalla presenza, in frodo, degli argini di rigurgito di Po che si insinuano nella bassa lodigiana fino al raggiungimento delle quote topografiche sufficienti al contenimento delle piene del Grande Fiume.

L'azione modellatrice delle acque trova invece minore ostacolo sul fondo, ed il rilievo ha restituito delle variazioni di quota *talweg* anche significative, evidenziando zone di deposito e di erosione, soprattutto in corrispondenza delle pile degli attraversamenti, che ragionevolmente potrebbero variare nel tempo, anche se il trasporto solido nel canale non ha alimentazione da bacini di disfacimento, ed avviene per semplice erosione del fondo e delle sponde.

Sono state utilizzate 13 sezioni d'alveo, ad interasse variabile a seconda della presenza di singolarità idrauliche di cui si voleva tener debito conto, di cui si dirà in seguito.

Data la relativa semplicità del calcolo effettuato, e dell'assenza di particolari variazioni di sezione, all'interno del modello, non è stato necessario procedere ad interpolazione delle sezioni rilevate, dato che si è ottenuta facilmente la convergenza del calcolo.

10. Parametri idraulici e condizioni al contorno utilizzati

I parametri idraulici necessari per le successive elaborazioni sul modello numerico sono rappresentati dal valore della portata di piena di progetto e dalle condizioni fisico-morfologiche dell'alveo. Come già detto al

termine del paragrafo relativo alle condizioni idrologiche, è stato scelto il valore di portata corrispondente ad una piena con tempo di ritorno di 200 anni, come da prescrizioni di legge (NTC 2018 e Direttiva 4 di PAI), pari a 56,42 m³/sec.



Foto II.1 – stato dell'alveo fra PONTE 2 e PONTE 3 – copertura vegetale estiva.



Foto II.2 – stato dell'alveo fra PONTE 4 e PONTE 3: evidenze dell'intervento appena concluso al PONTE 4

Le condizioni fisico-morfologiche si riferiscono alle condizioni di copertura vegetazionale delle sponde e ad eventuali ostacoli od ostruzioni locali (massi, banchi di ghiaia...) che possono essere tradotti in termini numerici da:

- coefficienti di scabrezza d'alveo,
- coefficienti di contrazione ed espansione della corrente,
- coefficienti di riduzione della sezione di deflusso.

I coefficienti di scabrezza di *Manning* e di *Gauckler-Strickler*, differenziati laddove necessario per le varie parti dell'alveo principale e per le aree di espansione laterale, sono stati assunti sulla base di ripetuti sopralluoghi ed attraverso la consultazione di pubblicazioni scientifiche in materia [6]. La determinazione

dei coefficienti discende dal confronto tra i valori indicati in bibliografia e le condizioni effettive in sito. In generale, la granulometria del fondo alveo risulta variabile, specie nello strato superficiale caratterizzato dal fenomeno del corazzamento (*armouring*, secondo la letteratura anglosassone).

Sono stati assunti, per l'alveo inciso, coefficienti di scabrezza di *Manning* n pari a $0,033 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, corrispondente ad un valore di *Strickler* pari a $K_s = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, e $n = 0,08 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, ovvero $K_s = 12,5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, per le parti esterne all'alveo di magra, per tener conto di una certa copertura vegetazionale, derivata da una manutenzione non troppo frequente, come da immagini precedenti.

Tali valori sono stati scelti non solo per tenere conto delle caratteristiche sedimentologiche, ma anche in ottica conservativa nei confronti delle incertezze derivanti dai limiti intrinseci del tipo di schematizzazione numerica utilizzata. Essa, infatti, essendo puramente monodimensionale, non è in grado di tenere conto delle dissipazioni derivanti dalla presenza di curve nonché di variazioni delle dimensioni trasversali d'alveo. Le simulazioni sono state condotte ipotizzando una condizione di regime di corrente misto, anche il basso valore delle pendenze (anche relative) di fondo alveo in relazione alla portata di calcolo ha evidenziato che ci si trova in stato subcritico, come era da attendersi.

Come è noto, nel tracciamento di un profilo di moto permanente, occorre stabilire la condizione al contorno per rendere determinato il problema matematico; tale condizione è unica, ed è da ricercare a monte del dominio di integrazione nel caso in cui il moto sia supercritico, a valle nel caso contrario.

La portata assegnata è ipotizzata costante lungo il tratto, pari al valore determinato dalle elaborazioni idrologiche (di cui alla PARTE I) per la sezione di chiusura del bacino studiato, trascurando – cioè – la sua variazione lungo l'asta a causa degli apporti puntuali o diffusi, in favore di sicurezza.



Foto II.3 – salto di fondo a monte del dominio di integrazione.

In considerazione delle variazioni di pendenza del fondo e della granulometria media del materiale d'alveo, è stata imposta l'altezza di moto critico come condizione idraulica al contorno nella sezione di monte ed anche in quella di valle, in presenza di 2 distinti salti di fondo.

Mentre per la sezione di monte la modestia del salto (70 cm circa, foto II.3) porta – nelle condizioni di portata duecentenaria – ad uno scontato fenomeno di rigurgito da valle, per cui il salto scompare del tutto, rivelando solo una lieve increspatura superficiale, evidenziata anche dal calcolo, ciò non accade per il salto di chiusura del dominio di integrazione, laddove la pendenza del tratto dal Ponte 4 fino alla soglia è tale da permettere il transito della portata con l'altezza critica sulla soglia, mantenendo così la

disconnessione idraulica determinata dalla forte variazione di quota fra la golena di Po e lo spalto geologico di Castelnuovo Bocca d'Adda (circa 10 m di differenza, a livello di fondo alveo).

Il rigurgito del Po comincia a sentirsi al superamento dell'altezza critica sulla soglia di valle, che dipende però dalla portata in transito. Per la Q_{200} , la k è pari a 39,02 m.s.l.m. Bisogna comunque ribadire che il modello utilizzato è a fondo fisso, e non tiene in alcun conto delle variazioni del fondo alveo che si possono verificare durante l'evento di piena, né del fenomeno del trasporto solido.

11. Risultati della modellazione idraulica e loro analisi

Definite le indispensabili condizioni geometriche, per la modellazione idraulica del tratto di corso d'acqua in esame si è proceduto sulla base delle condizioni idrauliche al contorno. La routine di calcolo è stata – come detto – eseguita in regime cosiddetto misto, al fine di poter rilevare la presenza di modifiche e variazioni di regime idraulico all'interno della corrente, salvo poi verificare che si era in presenza di una corrente lenta, influenzabile cioè da valle, in tutto il dominio di calcolo.

L'esistenza di un ponte può determinare variazioni di deflusso in dipendenza del restringimento di sezione idraulica connesso alla presenza di ostacoli in alveo; tali fenomeni sono automaticamente evidenziati dal codice di calcolo una volta definiti i coefficienti di forma e di resistenza delle pile.

La presenza di una singolarità geometrica in un corso d'acqua, quale il restringimento dovuto alle spalle ed alle pile di un ponte, provoca nell'assetto idrometrico della corrente alcune modifiche delle quali è necessario tener conto nel calcolo. Per individuare lo stato che si instaura nella corrente durante l'attraversamento dei ponti si fa riferimento al grafico di seguito riportato (figura II.3), nel quale si distinguono tre differenti classi di deflusso.

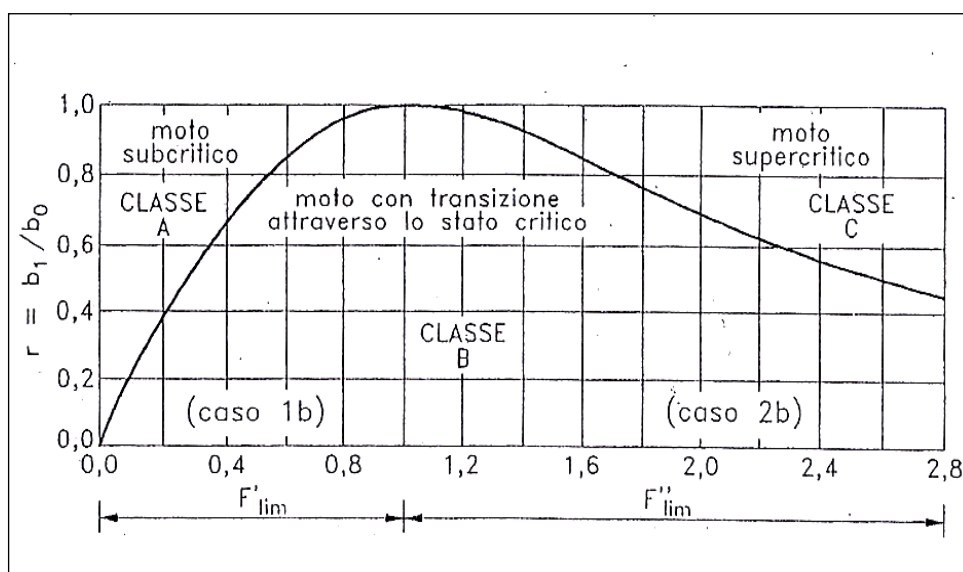


Figura II.3 – Classificazione dei modi di deflusso attraverso un restringimento in un canale rettangolare.

Dall'analisi dei risultati della simulazione idraulica è possibile ottenere il valore del numero di Froude in corrispondenza del ponte e, avendo a disposizione il rilievo del manufatto stesso, può essere calcolato il rapporto di strozzatura:

$$r = b_1/b_0$$

dove:

- b_1 è la larghezza effettiva dell'attraversamento, ossia al netto della dimensione delle pile;
- b_0 è la larghezza dell'alveo senza le pile.

Questo tipo di verifica può, ovviamente, essere condotta solamente per gli attraversamenti che

presentano pile in alveo.

I risultati della simulazione idraulica non evidenziano alcuna criticità degli attraversamenti presenti nel dominio di integrazione (PONTE 2, 3 e 4), sia nello stato attuale che di progetto.

Il deflusso avviene, nel tratto di corso d'acqua esaminato, in corrente lenta dovunque, in conseguenza della citata caratteristica energetica della corrente, ed il rigurgito a monte degli attraversamenti ha una estensione molto limitata; il tutto si può notare nella seguente figura II.4, in cui si riporta il profilo idraulico nello stato attuale e di progetto: difficile notare la minima differenza di quota di pelo libero fra le due condizioni esaminate. Occorre pure sottolineare che la schematizzazione adottata nel modello è quello di sezione a fondo fisso, per cui non c'è possibilità di valutare correttamente la eventuale possibilità di ostruzione degli attraversamenti dovuta al trasporto solido di fondo o di materiale flottante.

I risultati della modellazione idraulica sono riepilogati, di seguito, nella tabella II.1.

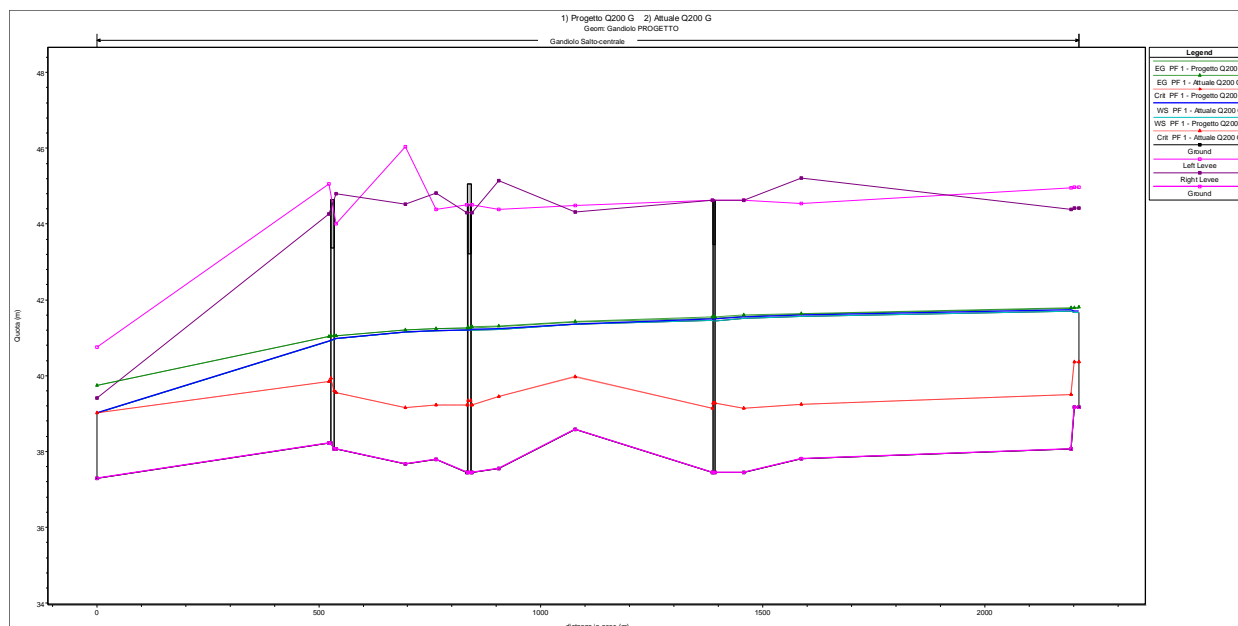


Figura II.4 – Profili di piena per lo stato attuale e di progetto. Differenze impercettibili (cfr. Tabella II.1)

In essa, la colonna dell'altezza critica consente di verificare il regime di moto; infatti, se il livello idrometrico in una sezione è maggiore dell'altezza critica, allora ci troviamo in condizioni di corrente lenta; viceversa, si ha una corrente veloce. Per determinare il regime di moto è infatti possibile fare riferimento al numero di *Froude*, parametro adimensionale espresso dalla relazione:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}}$$

Che in pratica mette in rapporto la velocità della corrente con la celerità delle perturbazioni in acqua.

Per numeri di *Froude* maggiori di 1 abbiamo correnti veloci, mentre per numeri di *Froude* minori di 1 le correnti sono lente; $Fr = 1$ individua le correnti in stato critico.

Si sottolinea che il valore della velocità riportato nella tabella è un valore medio nel canale principale, cioè all'interno dei limiti delle sponde incise dell'alveo attivo.

L'analisi idraulica effettuata ha consentito la verifica della sufficienza idraulica dell'attraversamento progettato ed anche il confronto con la situazione attuale, mostrato nel dettaglio nella figura seguente, nella quale in colore giallo si mostrano le differenze di ingombro della struttura attuale.

Non si hanno apprezzabili differenze nella quota idrica raggiunta dalla corrente, pur esistendo un abbassamento di 5 cm, essenzialmente riconducibile alla presenza delle pile in alveo e al valore della quota di progetto dell'intradosso del ponte, leggermente sopralzata rispetto all'attuale. Si deve peraltro dire che la geometria della sezione non è stata, volutamente, cambiata, operando una scelta in favore di sicurezza.

SEZIONE	VERIFICA	Q 200 (m³/s)	Distanza parziale (m)	tirante (h) (m)	quota pelo libero (m.s.l.m.)	altezza critica (k) (m)	Carico totale (H) (m)	cadente energia (m/m)	velocità canale (v) (m/s)	N. di Froude sezione	larghezza ponte (m)	quota intradosso impalcato (m.s.l.m.)	franco (m)
13	Attuale Q200 G	56.42	10	1.8	41.67	40.36	41.78	0.000721	1.47	0.34			
13	Progetto Q200 G	56.42	10	1.83	41.7	40.36	41.8	0.000692	1.45	0.33			
12	Attuale Q200 G	56.42	7.2	1.79	41.66	40.36	41.77	0.000732	1.48	0.34			
12	Progetto Q200 G	56.42	7.2	1.82	41.69	40.36	41.79	0.000701	1.46	0.33			
11	Attuale Q200 G	56.42	607.55	2.33	41.7	39.49	41.76	0.000294	1.13	0.23			
11	Progetto Q200 G	56.42	607.55	2.35	41.73	39.49	41.79	0.000285	1.12	0.23			
10	Attuale Q200 G	56.42	130.4	2.26	41.56	39.24	41.61	0.000224	0.98	0.2			
10	Progetto Q200 G	56.42	130.4	2.28	41.59	39.24	41.64	0.000217	0.97	0.2			
9	Attuale Q200 G	56.42	64.7	2.32	41.52	39.13	41.57	0.000246	1.03	0.21	4,30	43.45	1.93
9	Progetto Q200 G	56.42	64.7	2.35	41.55	39.13	41.6	0.000238	1.01	0.21	4,30	43.45	1.90
8.9	Bridge												
8.8	Attuale Q200 G	56.42	308.66	2.28	41.46	39.13	41.51	0.000258	1.04	0.21	4,30	43.45	1.99
8.8	Progetto Q200 G	56.42	308.66	2.31	41.49	39.13	41.54	0.000253	1.03	0.21	4,30	43.45	1.96
8	Attuale Q200 G	56.42	173.11	1.46	41.36	39.97	41.41	0.000432	1.07	0.26			
8	Progetto Q200 G	56.42	173.11	1.46	41.36	39.97	41.42	0.000477	1.12	0.28			
7	Attuale Q200 G	56.42	60.25	1.88	41.22	39.44	41.28	0.000425	1.18	0.26			
7	Progetto Q200 G	56.42	60.25	1.9	41.24	39.44	41.31	0.000429	1.19	0.27			
6.3	Attuale Q200 G	56.42	1	2.11	41.2	39.22	41.26	0.000373	1.14	0.24	6,00	43.21	2.01
6.3	Progetto Q200 G	56.42	3	2.13	41.22	39.22	41.29	0.000372	1.14	0.25	9,79	43.21	1.99
6.2	Bridge												
6.1	Attuale Q200 G	56.42	68	2.11	41.19	39.22	41.26	0.00037	1.13	0.24	6,00	43.21	2.02
6.1	Progetto Q200 G	56.42	70	2.11	41.19	39.22	41.26	0.00037	1.13	0.24	9,79	43.21	2.02
6	Attuale Q200 G	56.42	70.59	2.1	41.18	39.21	41.23	0.000347	1	0.22			
6	Progetto Q200 G	56.42	70.59	2.1	41.18	39.21	41.23	0.000347	1	0.22			
5	Attuale Q200 G	56.42	155.35	2.09	41.14	39.15	41.2	0.000345	1.04	0.23			
5	Progetto Q200 G	56.42	155.35	2.09	41.14	39.15	41.2	0.000345	1.04	0.23			
4	Attuale Q200 G	56.42	4.75	1.77	40.97	39.55	41.05	0.000585	1.32	0.3	6,30	43.37	2.40
4	Progetto Q200 G	56.42	4.75	1.77	40.97	39.55	41.05	0.000585	1.32	0.3	6,30	43.37	2.40
3.5	Bridge												
3	Attuale Q200 G	56.42	523.1	1.65	40.91	39.84	41.03	0.001097	1.71	0.39	6,30	43.37	2.46
3	Progetto Q200 G	56.42	523.1	1.65	40.91	39.84	41.03	0.001097	1.71	0.39	6,30	43.37	2.46
2	Attuale Q200 G	56.42		1.32	39.02	39.02	39.74	0.010022	3.76	1.04			
2	Progetto Q200 G	56.42		1.32	39.02	39.02	39.74	0.010022	3.76	1.04			

Tabella II.1 – Sintesi dei risultati della modellazione idraulica e confronto fra stato attuale e di progetto.

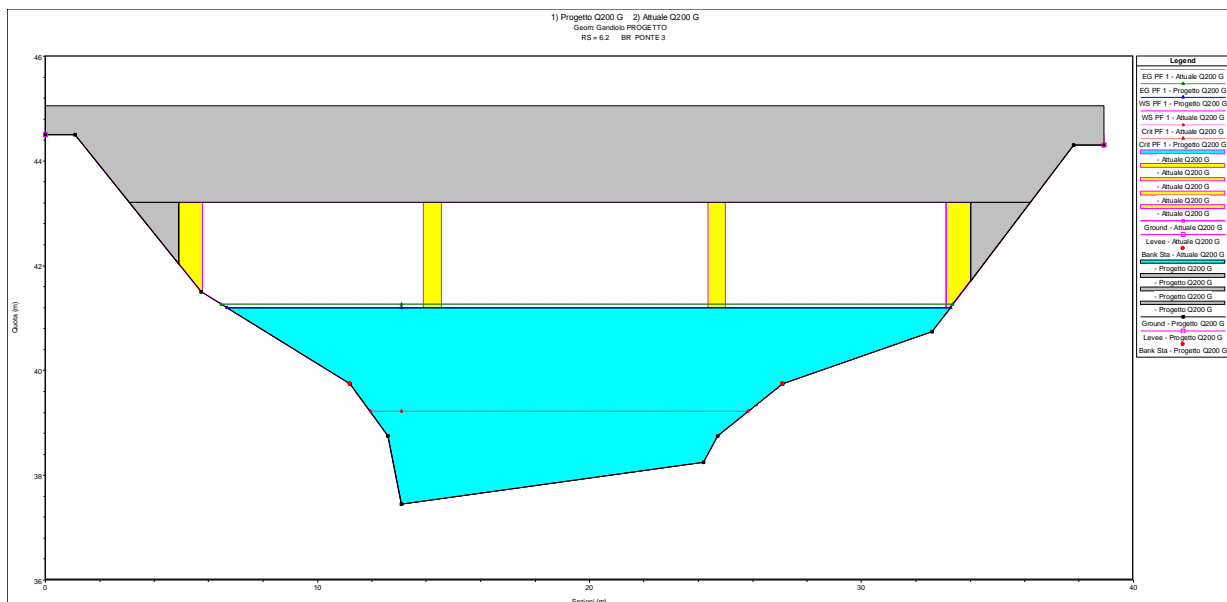


Figura II.5 – PONTE 3 – Stato attuale e di progetto.

Pur riconoscendo che, per analizzare correttamente i risultati del modello si deve obbligatoriamente considerarne i limiti, sia quelli connessi alle schematizzazioni generali di base, già evidenziate sopra, sia quelli derivanti dalla schematizzazione particolare, relativi alla ristrettezza del dominio di studio, alla distanza fra le sezioni di chiusura e le sezioni di interesse, alla disponibilità di dati topografici per la

modellazione della geometria di base, alla assenza di dati storici oggettivi utilizzabili per le operazioni di taratura, per gli scopi prefissi, e dati gli ampi margini ottenuti dal calcolo automatico rispetto ai limiti imposti dalle norme, si può con grande certezza affermare che l'opera risulta verificata al transito della piena di riferimento.

12. Il rigurgito del Po

Al termine di questa trattazione vale la pena fare alcune considerazioni relative all'influenza che la piena di Po può esercitare nei confronti del nuovo attraversamento della S.P. 243 sul colatore Gandiolo.

È del tutto evidente che il colatore, durante le piene del Po, viene riempito dalle acque del Grande Fiume a causa del fenomeno noto come "rigurgito", che altro non è se non la naturale espansione della piena nelle zone ad essa soggiacenti.

È pure del tutto parimenti evidente che l'attraversamento in argomento non è un ponte sul Po, per cui risulta corretto che le quote di intradosso vengano verificate al transito della piena 200-ennale del Gandiolo, e non del Po.

Dalle considerazioni idrologiche della PARTE I sappiamo inoltre che gli eventi con alto tempo di ritorno di Po e Gandiolo non possono essere considerati correlati dal punto di vista idrologico, per cui certamente la scelta operata è quella corretta.

È sembrato però altrettanto corretto, anche in relazione agli sviluppi futuri delle Arginature Maestre, analizzare gli scenari che si potrebbero verificare all'instaurarsi di una piena 200-ennale nel Po.

Innanzitutto, nell'ottica di eseguire un'opera economicamente coerente con le possibili implementazioni infrastrutturali al contorno, il primo controllo eseguito è stato quello della sufficienza del presente sistema arginale alle elaborazioni idrauliche di base, per cui si è visionato l'atlante delle analisi delle criticità del sistema arginale di Po rispetto alla piena SIMPO del PGRA 2015-2021, da cui è tratta la figura II.6 seguente, arrivando a verificare che il tratto di Castelnuovo ha franchi rassicuranti.

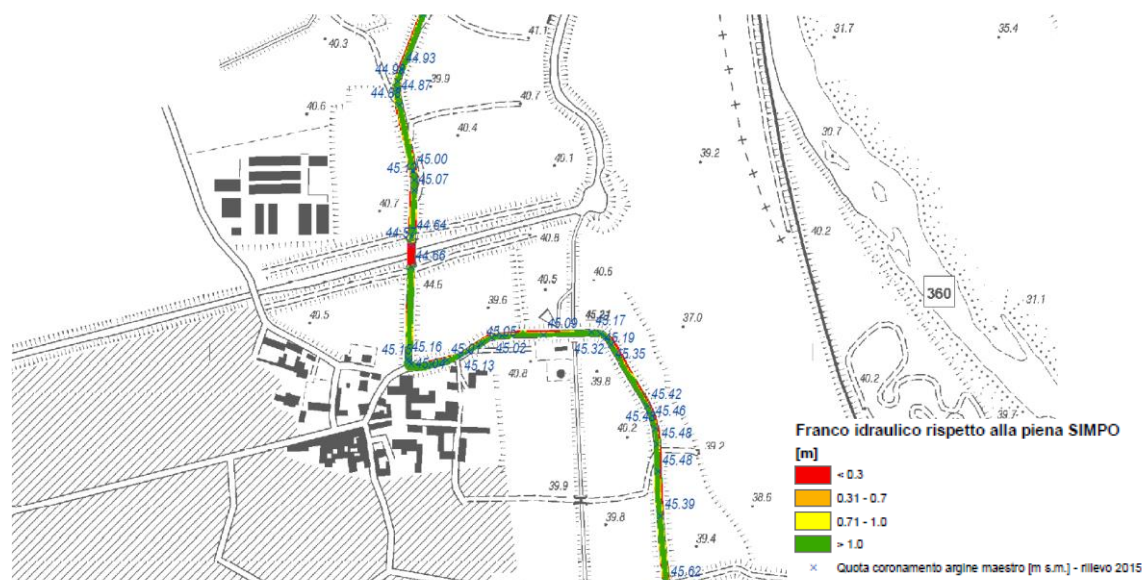


Figura II.6 – Franchi arginali a Castelnuovo B.A. rispetto alla piena di riferimento SIMPO (in rosso il PONTE 4).

La stessa zona, riferita invece alla piena con tempo di ritorno 200-ennale di P.A.I., mostra una condizione di minore garanzia, rimanendo pur sempre nella fascia bassa (gialla) di rischio al sormonto, figura II.7.

La questione vera, in questo caso, è che i tratti di Argini Maestri classificati in fascia di alta pericolosità al sormonto (rossa) sono talmente vari e vasti, all'interno di tutta la sinistra idraulica del Medio Corso del Po, che la zona di Castelnuovo B.A. risulta ancora fra le privilegiate, e che una qualsiasi idea di intervento in

essa non sarebbe prioritaria neanche nel lungo periodo.

Si può pertanto ragionevolmente supporre che una qualsiasi ipotesi di adeguamento alle quote T_R 200 PAI è solo futuribile, e forse maggiore persino della vita nominale dell'opera in esame.

Purtuttavia, il progetto contempla un rialzo dell'estradosso del ponte 3 a quote comunque irraggiungibili dalla piena PAI. È inutile ribadire che trattasi peraltro di un manufatto non direttamente investito dalla piena di Po, ma viceversa interessato da una corrente a ritroso, dalla velocità praticamente nulla, e preceduto (nel senso del rigurgito) dal PONTE 4, che ha anche delle pile che potrebbero funzionare da pettini per l'eventuale arrivo di qualche materiale galleggiante.

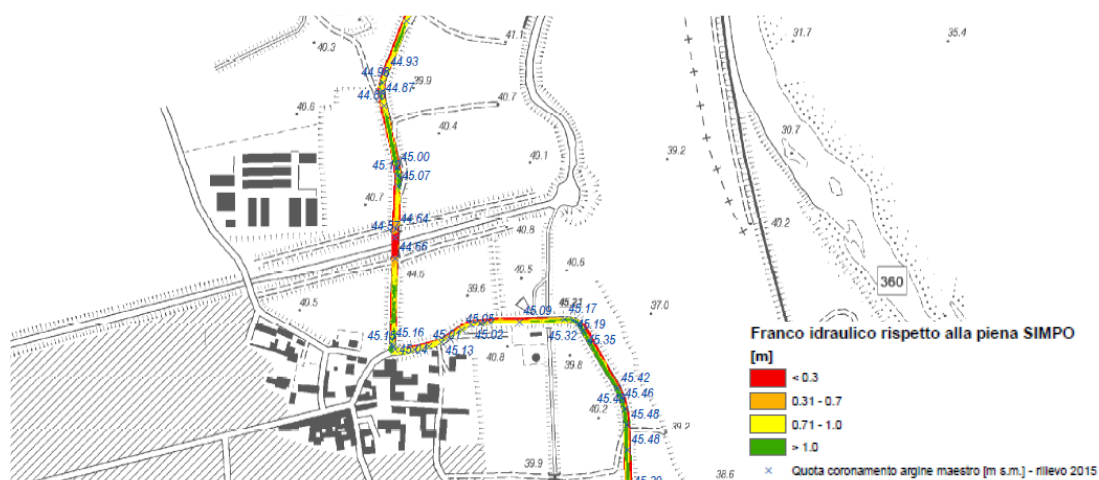


Figura II.7 – Franchi arginali a Castelnuovo B.A. rispetto alla piena di riferimento PAI (in rosso il PONTE 4).

Come già detto nel paragrafo precedente, le quote indicate sono riferite alla livellazione dell'A.I.Po, eseguita *ad hoc*, con punti fiduciali propri poi acquisiti all'IGM e all'Autorità di Distretto, a cui bisogna relazionare ogni rilievo per avere la giusta coerenza topografica, dato che anche il semplice uso di sistemi di coordinate diverse può condurre a valutazioni non corrette.

Da ultimo, si è determinato il valore della quota idrica del Po in caso di piena di progetto (SIMPO o PAI) ed eseguito il controllo delle conseguenze sul nuovo manufatto di attraversamento.

La foce del Gandiolo si trova fra le sezioni 25 e 24 del Po, alle progressive, rispettivamente, 281578.10 e 292282.00; le arginature di rigurgito nel Gandiolo iniziano invece alla progressiva 288772.30 (figura II.8).

Attraverso delle semplici interpolazioni, si possono pertanto determinare i livelli teorici che la corrispondente piena del Po impone all'interno del Gandiolo, che sono raccolti nella seguente tabella II.2.

ubicazione		QUOTE PIENA Po (m.s.l.m.)	
sezione	Progressiva	PAI	SIMPO
sez 24	292.282,00	44,80	44,02
Gandiolo	289.322,30	44,13	43,16
sez 25	281.578,10	42,36	41,39

Tabella II.2 – Determinazione del livello del rigurgito di Po in Gandiolo.

Dal confronto con la quota di progetto dell'intradosso del nuovo ponte, pari a 43,21 m.s.l.m.m., si desume che essa, potrebbe essere interessata da 0,92 m nel caso teorico della piena PAI, con un franco all'estradosso di 0,92 m, mentre nel caso di piena SIMPO avrebbe un franco di 0,05 m all'intradosso e di 1,89 m all'estradosso.

Occorre qui precisare che la piena SIMPO fu determinata nel 1981 con una modellazione idraulica d'avanguardia, e che la sistemazione delle Arginature Maestre a quelle quote non è, a tutt'oggi, ancora

completata.

Si specifica che, nel caso di piena eccezionale di Po, non importa quale sia la portata del Gandiolo, dato che essa influisce solo per qualche cm sul livello eccezionalmente alto del rigurgito al suo interno.

Le velocità della corrente restituite dal modello all'interno del Gandiolo sarebbero, in questo caso, molto inferiori al m/sec, come ci si attendeva.

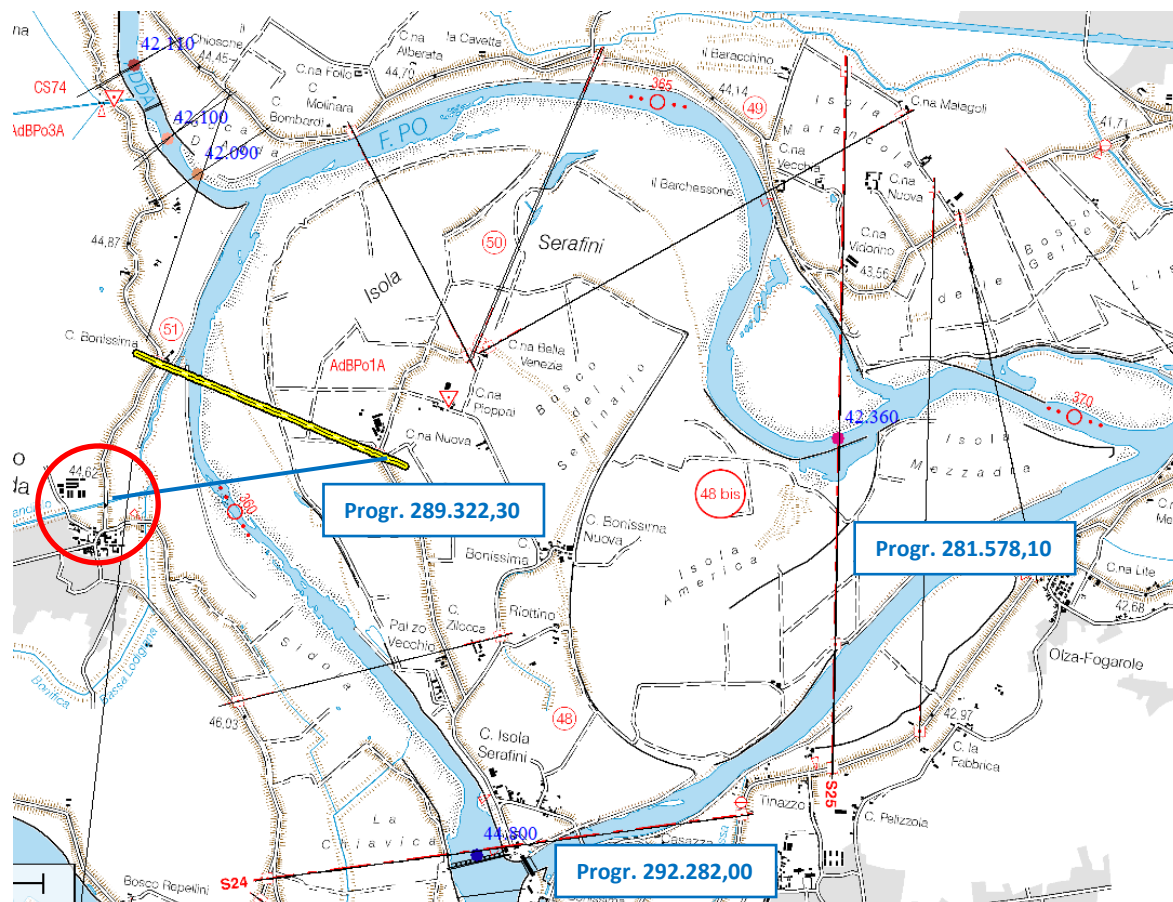


Figura II.8 – Individuazione della progressiva di Po in corrispondenza dell'ingresso negli Argini di rigurgito del Gandiolo

BIBLIOGRAFIA E RIFERIMENTI

- [1] Autorità di bacino del fiume Po: Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – Allegato al P.A.I. – Parma 2001;
- [2] Autorità di bacino del fiume Po: Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B" – Allegato al P.A.I. – Parma 2001;
- [3] Chow, Maidment, Mays: Applied Hydrology – Mc Graw Hill, New York 1988;
- [4] Ugo Maione: Le piene fluviali – La Goliardica Pavese, Milano, novembre 1995;
- [5] Luigi Da Deppo, Claudio Datei, Paolo Salandin: Sistemazione dei corsi d'acqua – Libreria Cortina, Padova, gennaio 1977;
- [6] United States Geological Survey: Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains – Water Supply, Paper 2339 – (1989);
- [7] Mario Fugazza: Corso di sistemazioni fluviali – Università degli Studi di Pavia, Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale – AA 2004/05;
- [8] A.K. Barbhuya, S. Dey: Local Scour at abutments: a review – 2003/04

PARTE III – Dott. Ing. Ettore Fanfani e Dott. Ing. Marco La Veglia
CONCLUSIONI

13. Valutazione degli effetti dell'opera secondo la Direttiva 4 di P.A.I.

A completamento dell'analisi idraulica della Parte II, si dettagliano e si riassumono in questo paragrafo gli effetti indotti dall'opera in esame in ottemperanza alle disposizioni di cui alla Direttiva 4 di P.A.I., al fine di completare l'analisi della sua compatibilità alle previsioni del Piano di bacino.

Per quel che riguarda l'effetto E.1 "modifiche indotte sul profilo inviluppo di piena", l'opera induce, come visto in precedenza, un miglioramento rispetto alla situazione attuale, dato che si tratta della demolizione di un ponte e della sua sostituzione con un manufatto privo di pile in alveo.

In relazione all'effetto E.2 "riduzione della capacità di invaso dell'alveo", l'intervento lascia inalterato lo *status quo ante*, non dà luogo ad aumenti del colmo di piena, non modifica le fasce, non riduce i franchi arginali.

Per le "interazioni con le opere di difesa idrauliche esistenti" di cui all'effetto E.3, la costruzione prevede un allargamento del piano di scorrimento stradale e il rifacimento delle spalle in posizione leggermente arretrata rispetto all'esistente. L'alterazione è temporanea e nel progetto esecutivo saranno previste opere provvisorie che costituiranno la linea di difesa idraulica nel transitorio. Si potrebbe prevedere di realizzare le due spalle in tempi successivi. Non sono previste variazioni di tracciato delle opere idrauliche né arginali, né di difesa radente.

L'intervento non prevede di realizzare opere di protezione del nuovo manufatto da inserire nel sistema fluviale, motivo per cui anche l'impatto di cui all'effetto E.4 "opere idrauliche in progetto nell'ambito dell'intervento" è nullo.

Considerato poi che il ponte è a campata unica e completamente fuori alveo, visto che comunque il Gandiolo è un corso d'acqua artificiale, benché ormai perfettamente inserito nel paesaggio e nell'ambiente, si può senz'altro considerare che l'intervento – nei confronti dell'effetto E.5 "modifiche indotte sull'assetto morfologico, planimetrico e altimetrico dell'alveo inciso e di piena" comporta solo effetti positivi, incrementati dalla demolizione del vetusto attraversamento, dotato di pile in alveo, che il nuovo ponte andrà a sostituire.

Nei confronti degli aspetti concernenti l'effetto E.6, vale a dire le "modifiche indotte sulle caratteristiche naturali e paesaggistiche della regione fluviale", bisogna ricordare che l'opera si situa praticamente all'interno dell'abitato di Castelnuovo, limite nord, e che costituisce una fondamentale implementazione viaria per il transito di mezzi di lavoro e trasporto al di fuori del centro abitato. Sebbene non vi siano elevati elementi di positività in relazione agli aspetti da considerare in quest'ottica, è pur vero che non vi sono peggioramenti, per cui l'intervento sembra neutro rispetto all'E.6.

In merito all'effetto E.7 "condizioni di sicurezza dell'intervento rispetto alla piena", esso è sicuramente migliorativo perché la nuova opera non ha elementi sensibili alle azioni idrodinamiche, a differenza dell'opera che sarà demolita. L'unica condizione di sensibilità rimane quella rispetto al rigurgito di Po, che però viene di molto attenuata rispetto alla precedente configurazione del vecchio attraversamento, anche solo per il fatto che l'estradosso viene ora posto a quote di sicurezza.

14. Considerazioni complessive finali

La presente relazione è stata elaborata al fine di determinare la compatibilità idraulica per il ponte della strada provinciale 243 da eseguire ex novo in sovrappasso al collettore Generale di Bonifica in luogo di quello esistente all'interno dell'abitato di Castel Nuovo Bocca d'Adda in Provincia di Lodi.

La nuova infrastruttura viabilistica è prevista essere in unica luce senza arrecare pregiudizio alcuno al

defluire delle acque essendo di campitura esterna all'attuale conformazione dell'alveo del Collettore Generale di Bonifica.

Il colmo di piena, valutato in $\sim 56 \text{ m}^3/\text{sec}$, è il risultato di assunzioni e calcoli ingegneristici idrologici noti e ampiamente verificati in condizioni al contorno simili a quelle in esame, tuttavia, l'incertezza (come sempre in queste circostanze) di alcuni parametri ed entità hanno indotto per ovvie ragioni di sicurezza, a considerare, tra le possibili, la condizione più sfavorevole.

Le verifiche idrauliche condotte per mezzo di una modellazione monodimensionale in moto permanente riferita ad un tratto di canale significativo (circa 2,2 km), eseguita con un programma altamente sperimentato, hanno permesso di calcolare in m 2,07 la differenza minima che si può instaurare tra la quota del massimo livello idrico (T_{R200}) e la quota di progetto dell'intradosso dell'impalcato, verificando quindi il rispetto che la "luce libera" sia $f_L \geq 1,50 \text{ m}$, come da indicazioni riportate al punto 5.1.2.3 delle NTC 2018, e superiore al limite di 1,00 riportato nella Direttiva 4 di P.A.I., *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B"*.

L'intervento non comporta effetti di alcun genere su nessuno degli aspetti considerati rilevanti dalla stessa Direttiva, come dettagliato nel paragrafo precedente.

Alla luce dei recenti avvenimenti pare improbabile stabilire i periodi di maggior frequenza dei colmi di piena analoghi a quello assunto a base di verifica; si potrebbe dire per tutto il corso dell'anno, tuttavia, statisticamente ad oggi i mesi primaverili ed autunnali sono da ritenersi quelli a maggior rischio.

Circa, infine, la possibile presenza di materiali flottanti si ritiene che per caratteristiche del nuovo manufatto stradale non vi siano condizioni di rischio.

Per quanto infine concerne l'interazione del manufatto con la piena del Po, l'attraversamento è situato lungo un tratto di rigurgito, e può dunque essere interessato – in caso di eventi eccezionali – dalle acque di ritorno all'interno del colatore. Costituendo questa una circostanza eccezionale, e non ricorrendo pericoli strutturali per l'opera, a campata unica e priva di elementi sensibili all'interno della sezione del canale, si dovrà procedere esclusivamente a prevedere idonee misure di sorveglianza e limitazione del transito in caso di superamento di un dato livello idrometrico.

Cremona, agosto 2023

Dott. Ing. Ettore Fanfani

Dott. Ing. Marco La Veglia

Documento firmato digitalmente ai sensi del D.Lgs. 82/2005