

# AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI LEGNANO

STUDIO PER LA VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI  
RISCHIO IDRAULICO NELLE AREE DI FASCIA A, B e C  
DEL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO  
DELL' AUTORITA' DI BACINO DEL FIUME PO  
SUL FIUME OLONA IN COMUNE DI LEGNANO  
AI SENSI DEL D.G.R. N.7365 DEL 11-12-2001

## GRUPPO DI LAVORO:

Dott. Geol. FRANCO ZUCCHI

**Gamma**  
Progettazione Territorio s.r.l.

*FRANCO ZUCCHI*  
Territorio s.r.l.

Dott. Ing. FULVIO BERNABEI  
Dott. Ing. MAURO RAVELLI

DIZETA INGEGNERIA STUDIO ASSOCIATO  
Via Bassini, 19 - 20133 MILANO

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI LEGNANO

RIC. 04.55

ALLEGATO 3: IDROGRAMMI DI PROGETTO  
ALLEGATO 4: MODELLAZIONE IN MOTO PERMANENTE  
ALLEGATO 5: RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN  
MOTO PERMANENTE  
ALLEGATO 6: MODELLAZIONE IN MOTO VARIO  
ALLEGATO 7: MASSIMI VOLUMI ESONDABILI

  
**Gamma**  
Progettazione Territorio s.r.l.

Dis

App.

*F. Zucchi*

Data

Gen. 2005

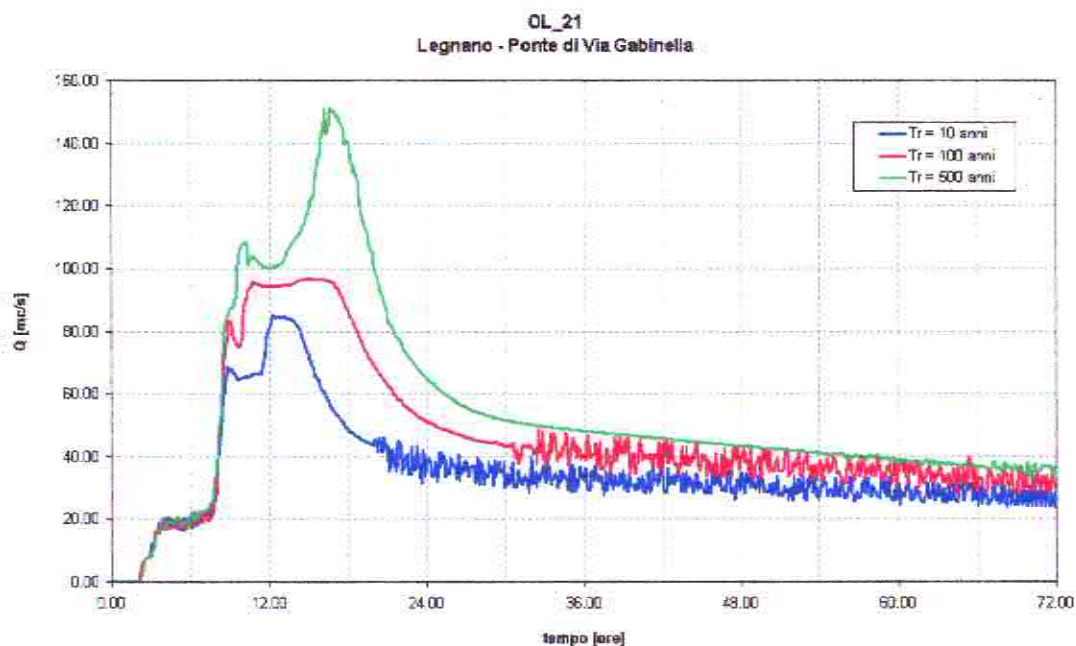
Scala

ALL. 3-4-5-6-7

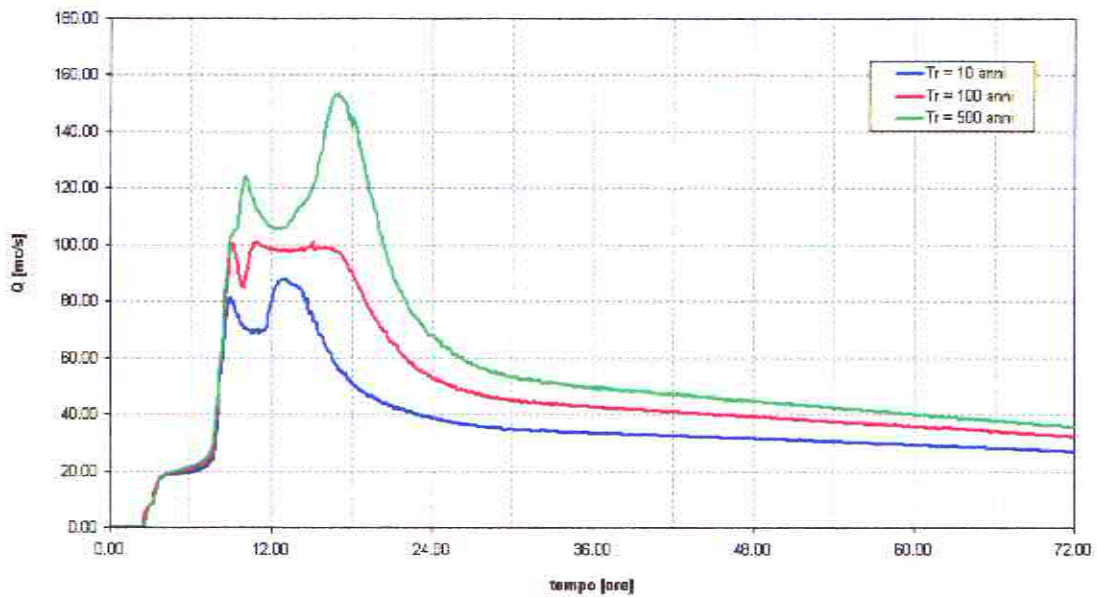
## <sup>1</sup>Allegato 3 Idrogrammi di progetto

Per gli idrogrammi di progetto si è fatto riferimento allo “*Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d’acqua naturali e artificiali all’interno dell’ambito idrografico di pianura Lambro – Olona*” redatto dalla Società Lotti & Associati S.p.A. di Roma per conto dell’Autorità di Bacino del Fiume Po.

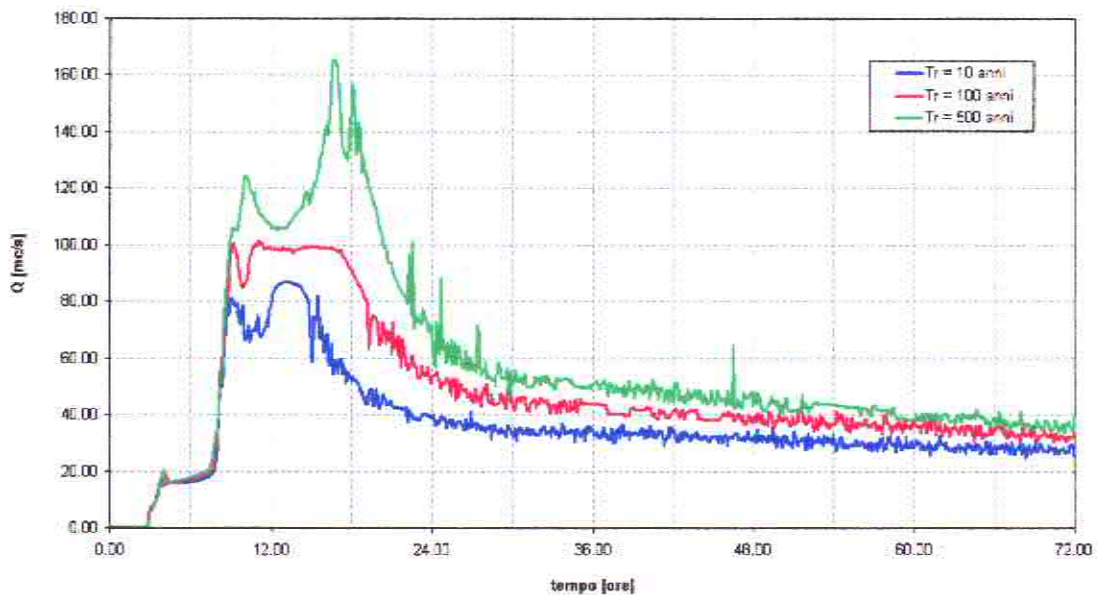
Nel documento Attività 5.2.2./2 del suddetto studio di fattibilità sono riportate le onde di piena, con tempi di ritorno di 10, 100 e 500 anni, per alcune sezioni significative situate lungo l’asta del fiume Olona; in particolare quelle stimate in corrispondenza dei ponti di Via Gabinella, Via Matteotti e Via Toselli. Le onde di piena delle suddette sezioni, che ricadono nel tratto oggetto del presente studio, sono di seguito riportate.



OL\_19.1  
Legnano - Ponte di Via Matteotti



OL\_17.1  
Legnano - Ponte di Via Toselli



Come si osserva già nella prima sezione di monte, in corrispondenza del Ponte di Via Gabinella, l'onda di piena per  $T = 100$  anni risulta appiattita e la portata al colmo, pari a circa  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , si mantiene costante per circa 8 ore. Osservando gli

idrogrammi nelle tre sezioni sopra citate, inoltre, si evince che il valore massimo di portata si mantiene costante lungo tutto il tratto in esame.

In virtù delle considerazioni sopra menzionate (portata al colmo costante per otto ore lungo tutto il tratto in esame) è stato ritenuto corretto, per il tracciamento dei profili idraulici, eseguire una simulazione in moto permanente.

Per la stima dei volumi esondabili, invece, come già accennato nella *Relazione Tecnica*, è stata eseguita una simulazione in moto vario. (per la descrizione dei calcoli si rimanda all'*Allegato 7 – Massimi volumi esondabili*). Per condurre tale simulazione è stata utilizzata un'onda quadra (Fig. 1) costruita sulla base delle considerazioni precedentemente fatte sulle onde di piena ricavate nello studio di fattibilità dell'Autorità di Bacino del Fiume Po.

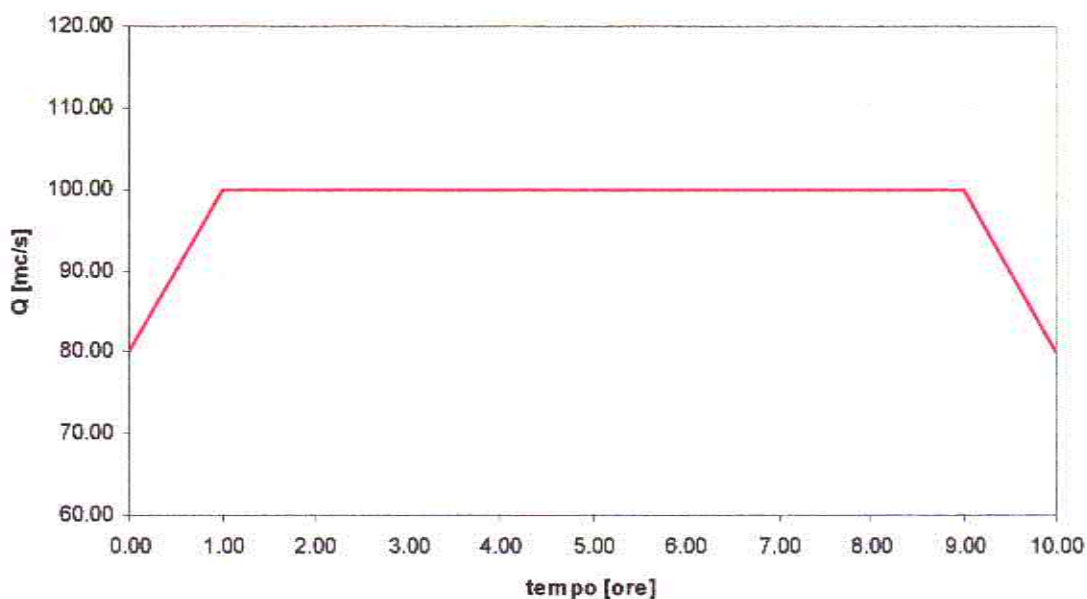


Figura 1: idrogramma di piena con tempo di ritorno pari a 100 anni utilizzata per la stima dei volumi esondabili.

Come mostrato nella figura sopra riportata, l'idrogramma di progetto, che schematizza il colmo dell'evento di piena contenuto nello studio di fattibilità dell'Autorità di Bacino del Fime Po, è costituito dalle seguenti parti:

- ramo di crescita di durata pari a un'ora compreso tra 80 e 100 m<sup>3</sup>/s;
- tratto orizzontale di durata pari a otto ore con portata al colmo di 100 m<sup>3</sup>/s;
- ramo di esaurimento di durata pari a un'ora variabile 100 a 80.

La schematizzazione è stata fatta solo per questo intervallo di portate poiché si è verificato che per valori inferiori agli 80 m<sup>3</sup>/s i livelli d'acqua risultano complessivamente contenuti nell'alveo di magra del corso d'acqua.

## Allegato 4 Modellazione in moto permanente

I calcoli sono stati condotti utilizzando il codice di calcolo Hec-Ras versione 3.1.1 maggio 2003 sviluppato dall'Hydrological Center del U.S. Army Corps of Engineers, adatto a condizioni di moto subcritico, supercritico e misto, in alvei compatti o compositi con presenza di manufatti quali ponti o salti di fondo. Il codice calcola i profili da una sezione alla successiva mediante risoluzione dell'equazione dell'energia:

$$Y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + \Delta H \quad (\text{A3.1})$$

ove la sezione 2 è la sezione a monte,  $Y$  [m] è il tirante misurato dal punto più depresso della sezione,  $z$  [m] è la quota di tale punto di fondo alveo rispetto ad un piano orizzontale di riferimento,  $\alpha$  [-] è il coefficiente di ragguglio della energia cinetica,  $V$  [m/s] rappresenta la velocità media nella sezione in corrispondenza della portata  $Q$  [m<sup>3</sup>/s],  $g$  [m/s<sup>2</sup>] è la accelerazione di gravità e  $\Delta H$  [m] rappresenta le perdite energetiche connesse al passaggio della corrente dalla sezione 2 alla sezione 1.

La localizzazione delle transizioni non graduali tra corrente supercritica e corrente subcritica viene effettuata, come solito, mediante applicazione della equazione di bilancio della spinta tra sezioni successive:

$$M_1 + \Pi_1 + W \sin \vartheta = \tau_o PL + M_2 + \Pi_2 \quad (\text{A3.2})$$

ove  $W \sin \theta$  rappresenta la proiezione del peso del volume di liquido all'interno del volume di controllo nel verso del moto e  $\tau_o PL$  è la risultante nel verso del moto della azione trattiva esercitata dal contorno solido.

Il termine di perdita energetica della (A3.1) può vedersi quale somma delle dissipazioni distribuite, proporzionali alla lunghezza del tratto d'alveo tra le due sezioni, e delle perdite concentrate, connesse alla non cilindricità dell'alveo, e, quindi, alla presenza di singolarità, allargamenti o restringimenti:

$$\Delta H = LJ + \sum c_i |V_2^2 - V_1^2| \quad (A3.3)$$

dove i coefficienti  $c_i$  sono specifici al tipo di singolarità interposta tra le due sezioni d'alveo. Il termine  $J$  viene usualmente rappresentato, in ipotesi di moto assolutamente turbolento, in funzione del parametro  $n$  di scabrezza di Manning:

$$J = \left( \frac{Q \cdot n}{AR^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{Q}{K} \right)^2 \quad (A3.4)$$

dove  $R[m]$  rappresenta il raggio idraulico della sezione e la quantità  $K$  viene tipicamente indicata in letteratura con il nome di *conveyance*.

A tale proposito, la conveyance delle sezioni composite viene calcolata sommando i contributi di conveyance associati a ciascuna sottoparte in cui la stessa è stata suddivisa, nell'ipotesi che la velocità media possa considerarsi uniforme internamente a ciascuna sottoparte della sezione. Qualora la scabrezza sia variabile all'interno dell'alveo principale, il codice calcola un valore equivalente di scabrezza per l'alveo principale mediante opportuna media pesata:

$$n = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \quad (\text{A3.5})$$

essendo N il numero di suddivisioni operate per l'alveo principale e P [m] il perimetro bagnato di competenza.

In maniera analoga, vengono utilizzati opportuni criteri di media per il calcolo della altezza cinetica equivalente per la sezione.

Il codice considerato è in grado di calcolare l'effetto esercitato sul moto della corrente da singolarità presenti in alveo. Tale possibilità è evidentemente irrinunciabile dovendo operare in situazioni caratterizzate da profonde modifiche operate sul corso d'acqua e da elevati livelli di antropizzazione del territorio circostante. Il codice è in grado di modellare la presenza di ponti, opere di regolazione della portata, salti di fondo e tombamenti, che vengono trattati all'interno del codice facendo ricorso alle opportune varianti della equazione (A3.2) o a formulazioni empiriche.

Nello specifico delle calcolazioni eseguite si è utilizzato, per la simulazione delle singolarità dovute ai ponti, il metodo "energy standard step" sia per il flusso "low" che per quello "high". Il coefficiente di scabrezza di Strickler assunto è:

$K_s = 50 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$  per tratti tombinati o con pareti in calcestruzzo;

$K_s = 30 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$  nei tratti di alveo naturale con sponde in terra e con vegetazione;

$K_s = 20 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$  nelle aree golenali e fuori dall'alveo principale.



## **Allegato 5      Risultati delle simulazioni in moto permanente**

Nel presente allegato si riportano i risultati delle simulazioni in moto permanente condotte per le portate di 100 e 59 m<sup>3</sup>/s. Come è già stato osservato nella *Relazione Tecnica*, tali portate rappresentano le condizioni idrauliche del fiume Olona rispettivamente nello stato attuale e nella configurazione di progetto.

Dal confronto dei profili idraulici, risultati dalle due simulazioni, con i profili spondali è stato possibile individuare i tratti nei quali le sponde risultano insufficienti a contenere i livelli d'acqua e possono dare origini a fenomeni di allagamento. Questi tratti critici verranno presi in considerazione nella simulazione di moto vario per definire i volumi massimi esondabili (vedere *Allegato 7 – Massimi volumi esondabili*).

Per le caratteristiche dettagliate del codice di calcolo utilizzato e per i valori di scabrezza utilizzati si rimanda all'*Allegato 4 – Modellazione in moto permanente*.

Per chiarezza di lettura delle successive tabelle, i termini in essa riportati devono così intendersi:

**Progres. [m]**= progressiva della sezione a partire da monte;

**Q [m<sup>3</sup>/s]**=portata di calcolo della sezione;

**Quota f.a. [m s.l.m.]**= quota minima del fondo alveo;

**Quota p.l. [m s.l.m.]**=quota del pelo libero;

**Altez. critica [m]**=altezza critica della sezione;

**Velocità media [m/s]**= velocità media della corrente nella sezione;

**N froude [-]**=numero di Froude della corrente (adimensionale);

### **Simulazione per $Q = 59 \text{ m}^3/\text{s}$ :**

In base alle indicazioni contenute nella D.G.R. n. 7/7365 del 11-12-2001, la portata di progetto, per l'analisi delle condizioni di rischio all'interno dei territori della Fascia C, deve essere assunta pari alla "portata di riferimento" come indicata nella *"Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica"* allegata alle Norme di Attuazione del P.A.I. adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 in data 26 aprile 2001 (per il Fiume Olona si prenda in considerazione la Tabella 7 e, per il tratto in esame, si consideri i valori di portata fra le sezioni di Olgiate Olona e Nerviano). Per la simulazione è stata utilizzata quindi una portata pari a  $59 \text{ m}^3/\text{s}$  come indicato nella suddetta tabella. I livelli idrici ottenuti dalla simulazione (tabella 1) sono stati riportati nelle tavole dei profili (Tav. 3.1 – 3.2 – 3.3) e confrontati con le quote delle sponde al fine di individuare eventuali tratti critici. Osservando le suddette tavole si evidenzia una sostanziale sufficienza idraulica, anche se in alcuni tratti con limitati franchi, per tutto il tracciato dell'Olona all'interno del centro edificato del comune di Legnano.

SEZ	Progressiva [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Quota f.a. [m s.l.m.]	Quota p.l. [m s.l.m.]	Altez. Critica [m s.l.m.]	Vel. Alveo [m/s]	Froude
47	0.00	59.00	200.49	202.41		2.20	0.59
46	98.04	59.00	200.13	201.97	201.68	3.09	0.76
45	142.74	59.00	199.67	202.12	201.20	1.91	0.42
Ponte							
44	163.04	59.00	199.67	202.10		1.93	0.43
43	272.86	59.00	199.50	201.89	201.11	2.36	0.55
42.2	274.36	59.00	199.33	201.99	200.69	1.65	0.34
Ponte							
42	276.36	59.00	199.33	201.99	200.69	1.65	0.34
41.2	282.47	59.00	199.32	202.00	200.64	1.58	0.32
Ponte							
41	287.47	59.00	199.32	201.99		1.58	0.32
40.2	305.93	59.00	199.30	201.80	201.09	2.40	0.54
Ponte							
40	310.93	59.00	199.30	201.79		2.40	0.54
39	396.36	59.00	198.85	201.64	200.88	2.58	0.55
38	420.92	59.00	199.29	201.36	201.05	3.28	0.77
37	497.92	59.00	198.23	201.38	200.29	2.18	0.44
36	592.21	59.00	198.30	201.05	200.37	2.38	0.57
35	668.75	59.00	198.17	200.99		1.70	0.36
34	691.10	59.00	198.16	200.94		1.82	0.40
33	704.06	59.00	198.15	200.55		3.11	0.71
32	790.69	59.00	197.85	200.03		3.19	0.73
31.2	831.34	59.00	197.90	200.02	199.42	2.55	0.58
Ponte							
31	836.34	59.00	197.90	200.00		2.57	0.59
30	931.13	59.00	197.73	199.96	199.16	2.22	0.49
29.7	932.13	59.00	197.70	199.92	199.27	2.31	0.54
Traversa							
29	933.13	59.00	195.60	197.47		2.35	0.55
28	942.83	59.00	195.59	197.49	196.80	2.17	0.51
Ponte							
27	954.03	59.00	195.58	197.32		2.68	0.67
26	977.63	59.00	195.54	197.22		2.84	0.72
25	1012.63	59.00	195.50	197.19		2.82	0.72
24	1034.63	59.00	195.47	197.16		2.81	0.71
23	1081.80	59.00	195.41	197.12		2.79	0.70
22	1146.35	59.00	195.32	197.06		2.74	0.69
21	1261.35	59.00	195.23	197.00		2.69	0.67
20	1281.35	59.00	195.15	196.95		2.64	0.65
19	1321.35	59.00	195.10	196.92		2.60	0.64
18	1381.35	59.00	195.02	196.88		2.55	0.62
17	1475.12	59.00	194.89	196.82		2.45	0.58
16	1496.13	59.00	194.87	196.81		2.43	0.57
15	1520.55	59.00	194.83	196.83		2.25	0.51
14	1607.08	59.00	194.76	196.79	196.04	2.06	0.48
Ponte							
13.8	1634.08	59.00	194.76	196.75		2.10	0.49
13	1640.08	59.00	194.72	196.75	196.03	2.06	0.48
Ponte							
12.8	1645.08	59.00	194.72	196.74	196.03	2.07	0.49
12	1676.60	59.00	194.49	196.73	195.89	1.97	0.45
Ponte							
11.8	1721.13	59.00	194.52	196.71	195.88	1.87	0.43
11	1749.03	59.00	194.84	196.52	196.08	2.49	0.62
Ponte							
10.1	1817.72	59.00	193.23	195.25		2.01	0.45
10	1822.72	59.00	193.23	195.24	194.42	2.02	0.45
Ponte							
9	2053.43	59.00	192.99	194.83	194.35	2.53	0.61
8	2101.53	59.00	192.58	194.69	194.18	2.69	0.63
7	2137.52	59.00	192.60	194.65	194.04	2.53	0.58
Ponte							
6.8	2148.52	59.00	192.60	194.63		2.57	0.59
6	2325.31	59.00	192.65	194.40	193.86	2.37	0.57
5.2	2347.52	59.00	192.30	194.29	193.78	2.65	0.62
Ponte							
5	2351.52	59.00	192.30	194.28		2.66	0.62
4	2470.31	59.00	192.21	194.07	193.60	2.65	0.64
3	2485.31	59.00	191.98	194.11	193.36	2.29	0.51
Ponte							
2	2668.58	59.00	191.59	193.74		2.71	0.62
1	2756.13	59.00	191.09	193.83	192.54	1.66	0.37

Tabella I: Risultati numerici della verifica con la "portata di progetto" del P.A.I

### **Simulazione per $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ :**

La simulazione è stata condotta utilizzando una portata pari a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  così come indicato a pag. 24 del documento Attività 5.3.1 – 5.4.1 “*Valutazione delle condizioni attuali di sicurezza del sistema difensivo e definizione dell’assetto di progetto del sistema fluviale*” dello “*Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d’acqua naturali e artificiali all’interno dell’ambito idrografico di pianura Lambro – Olona*” redatto dalla Società Lotti & Associati S.p.A. di Roma per conto dell’Autorità di Bacino del Fiume Po.

I livelli idrici ottenuti dalla simulazione (tabella 2) sono stati riportati nelle tavole dei profili (Tav. 3.1 – 3.2 – 3.3) e confrontati con le quote delle sponde al fine di individuare eventuali tratti critici. Osservando le suddette tavole si evidenzia una sostanziale sufficienza idraulica, per le sezioni di progetto della nuova area Ex Cantoni e per tutto il tratto compreso tra Via Ratti (sezione 9) e ed il ponte di Via Toselli (sezione 1) anche se in alcuni casi con franchi limitati.

Le aree più a rischio sono invece rappresentate dalle sezioni a monte del tratto tombinato di Piazza del Carroccio e soprattutto dall’area a monte della traversa situata poco a monte del ponte di Via Pontida. In particolare i tratti in cui i livelli idrici risultano maggiori delle quote delle sponde, a partire da monte, sono:

- tra la sezione 44 e la sezione 39 in sponda sinistra;
- in corrispondenza delle tre passerelle (sezioni 42 – 41 – 40) in sponda destra;
- tra le sezioni 37 e 36 in sponda destra;
- tra le sezioni 35 e 33 in sponda destra;
- tra le sezioni 32 e 31 in sponda destra.

Questi tratti di sponda verranno presi in considerazione della simulazione in moto vario, per il calcolo di volumi esondabili, e schematizzati nel modello come sfioratori. Per la descrizione dettagliata del modello in moto vario e per la stima dei volumi si rimanda all'*Allegato 6 – Modellazione in moto vario* e all'*Allegato 7 – Massimi volumi esondabili*.

SEZ	Progres. [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Quota f.a. [m s.l.m.]	Quota p.i. [m s.l.m.]	Altez. Critica [m s.l.m.]	Vel. Alveo [m/s]	Froude
47	0.00	100.00	200.49	203.47		2.04	0.42
46	98.04	100.00	200.13	203.04	202.26	3.19	0.62
45	142.74	100.00	199.67	203.19	201.70	2.14	0.38
Ponte							
44	163.04	100.00	199.67	203.14		2.18	0.39
43	272.86	100.00	199.50	203.01	201.80	2.40	0.46
42.2	274.36	100.00	199.33	203.08	201.22	1.91	0.32
Ponte							
42	276.36	100.00	199.33	203.00	201.22	1.96	0.34
41.2	282.47	100.00	199.32	203.00	201.14	1.90	0.32
Ponte							
41	287.47	100.00	199.32	202.93		1.94	0.33
40.2	305.93	100.00	199.30	202.70	201.67	2.76	0.52
Ponte							
40	310.93	100.00	199.30	202.59		2.88	0.55
39	396.36	100.00	198.85	202.41	201.55	3.12	0.58
38	420.92	100.00	198.29	202.23	201.82	3.45	0.75
37	497.92	100.00	198.23	202.15	200.94	2.81	0.50
36	592.21	100.00	198.30	201.87	201.01	2.65	0.56
35	668.75	100.00	198.17	201.81		2.08	0.39
34	691.10	100.00	198.16	201.79		2.01	0.37
33	704.08	100.00	198.15	201.47	201.01	3.18	0.60
32	790.69	100.00	197.85	200.49	200.37	4.34	0.91
31.2	831.34	100.00	197.90	200.49	200.00	3.48	0.71
Ponte							
31	836.34	100.00	197.90	200.46		3.53	0.73
30	831.13	100.00	197.73	200.39	199.71	3.11	0.62
29.7	932.13	100.00	197.70	200.33	199.80	3.22	0.66
Traversa							
29	933.13	100.00	195.60	198.20		2.86	0.57
28	942.83	100.00	195.59	198.24	197.30	2.63	0.52
Ponte							
27	954.03	100.00	195.58	198.02		3.19	0.67
26	977.63	100.00	195.54	197.92		3.33	0.71
25	1012.63	100.00	195.50	197.89		3.31	0.70
24	1034.63	100.00	195.47	197.87		3.30	0.70
23	1081.80	100.00	195.41	197.82		3.27	0.69
22	1146.35	100.00	195.32	197.77		3.23	0.68
21	1261.35	100.00	195.23	197.71		3.18	0.66
20	1281.35	100.00	195.15	197.67		3.13	0.65
19	1321.35	100.00	195.10	197.64		3.10	0.64
18	1381.35	100.00	195.02	197.60		3.05	0.62
17	1475.12	100.00	194.89	197.54		2.97	0.60
16	1496.13	100.00	194.87	197.53		2.95	0.59
15	1520.55	100.00	194.83	197.54		2.79	0.55
14	1607.08	100.00	194.76	197.52	196.54	2.52	0.50
Ponte							
13.8	1634.08	100.00	194.76	197.48		2.56	0.51
13	1640.08	100.00	194.72	197.47	196.51	2.52	0.50
Ponte							
12.8	1645.08	100.00	194.72	197.47	196.51	2.53	0.50
12	1676.60	100.00	194.49	197.45	196.39	2.46	0.48
Ponte							
11.8	1721.13	100.00	194.52	197.44	196.34	2.29	0.45
11	1749.03	100.00	194.84	197.20	196.58	2.97	0.63
Ponte							
10.1	1817.72	100.00	193.23	196.15		2.36	0.44
10	1822.72	100.00	193.23	196.14	194.92	2.36	0.44
Ponte							
9	2053.43	100.00	192.99	195.69	194.67	2.86	0.57
8	2101.53	100.00	192.58	195.51	194.77	3.16	0.62
7	2137.52	100.00	192.60	195.48	194.62	3.03	0.58
Ponte							
6.8	2148.52	100.00	192.60	195.44		3.07	0.59
6	2325.31	100.00	192.65	195.28	194.37	2.67	0.53
5.2	2347.52	100.00	192.30	195.10	194.35	3.13	0.61
Ponte							
5	2351.52	100.00	192.30	195.09		3.14	0.61
4	2470.31	100.00	192.21	194.91	194.16	3.04	0.60
3	2485.31	100.00	191.98	194.95	193.92	2.74	0.52
Ponte							
2	2668.58	100.00	191.59	194.49		3.31	0.64
1	2756.13	100.00	191.09	194.66	193.09	1.99	0.38

Tabella 2: Risultati numerici della simulazione per  $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$

## Allegato 6 Modellazione in moto vario

I transitori di piena fluviali appartengono alla categoria delle onde lunghe che si propagano su profondità limitata. Per esse è quindi appropriata la assunzione di linearità della corrente, ovvero di distribuzione idrostatica della pressione.

In virtù della scala di osservazione del fenomeno, risulta inoltre lecita l'ipotesi di moto sostanzialmente monodimensionale. Le leggi che governano il fenomeno sono le ben note equazioni differenziali di De Saint Venant. Tali equazioni, che derivano dall'applicazione dei principi di conservazione della massa e del momento ad un volume elementare di corrente, hanno la seguente espressione:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{C^2 2.208 R^{4/3} A^2} \right) = 0$$

in cui:

$Q(x, t)$  = portata ( $m^3/s$ );

$A(h)$  = area trasversale ( $m^2$ );

$V(h)$  = volume elementare ( $m^3$ )

$q(x, t)$  = afflusso specifico laterale ( $m^2/s$ );

$z(x, t)$  = quota superficie libera (m);

$C(h)$  = coefficiente di resistenza di Chezy ( $m^{1/2}s^{-1}$ );

$R(h)$  = raggio idraulico;

$x$  = ascissa curvilinea.

La risoluzione numerica del sistema di equazioni non lineari sopra riportato è stata ottenuta, attraverso la linearizzazione e la discretizzazione alle differenze finite delle

suddette equazioni e l'applicazione di uno schema implicito di calcolo, usando il codice di calcolo "HEC-RAS River Analysis System, Versione 3.1.1 dell'U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center".

Per la determinazione delle perdite di carico concentrate dovute alla variazione di area bagnata della sezione trasversale, ipotizzando una situazione di graduale variazione tra una sezione e l'altra ed una situazione di variazione generalmente più brusca in presenza di ponti, sono stati utilizzati i seguenti coefficienti di contrazione e di espansione.

	<b>Contrazione</b>	<b>Espansione</b>
<b>Variazione graduale</b>	0.1	0.3
<b>Ponte</b>	0.3	0.5

Coefficienti di contrazione ed espansione

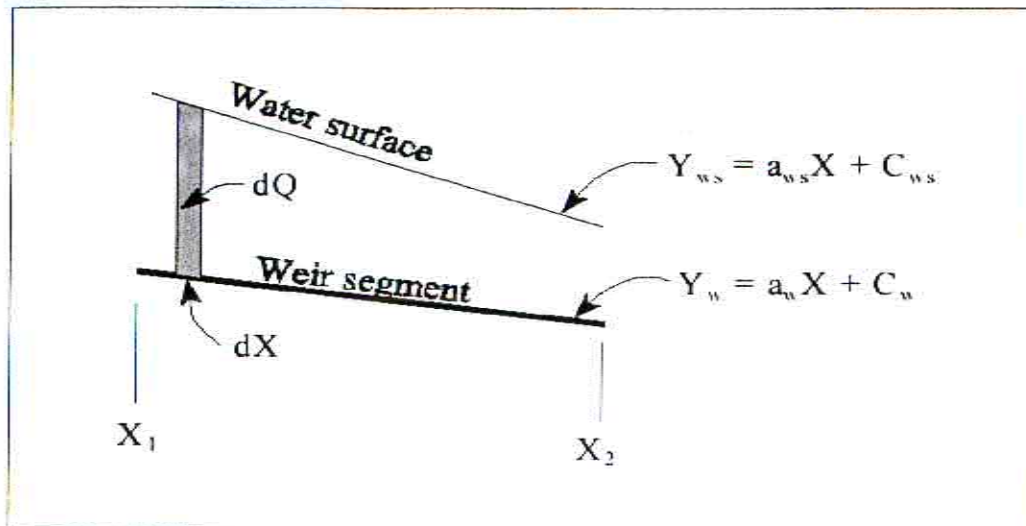
Il modello idraulico implementato simula la presenza di numerose strutture idrauliche quali sfioratori laterali, ponti e fornicci (culverts).

Tali strutture sono utilizzate per simulare in maniera quasi bidimensionale i meccanismi idraulici di propagazione dell'onda di piena nell'area studiata.

#### Sfioratori laterali

Come si può notare dalla figura seguente, in generale lungo uno sfioratore laterale la superficie d'acqua non è orizzontale e lo stesso vale per il ciglio dello sfioratore.





L'equazione standard che rappresenta il funzionamento di uno sfioratore non rigurgitato prevede invece che la superficie d'acqua sia parallela alla cresta dello sfioratore:

$$Q = CLH^{3/2}$$

in cui:

C = coefficiente di deflusso dello sfioratore;

L = larghezza della cresta dello sfioratore (m);

H = energia totale di monte dell'acqua sulla cresta dello sfioratore (m);

HEC-RAS è in grado di simulare la condizione generale in cui sia il ciglio dello sfioratore sia la superficie idraulica non sono orizzontali (vedi figura precedente).

Il calcolo procede integrando l'equazione standard lungo lo sviluppo della superficie sfiorante ricavando la seguente equazione generale per sfioratori laterali:

$$Q_{x_1-x_2} = \frac{2C}{5a_1} ((a_1 x_2 + C_1)^{5/2} - (a_1 x_1 + C_1)^{5/2})$$

in cui:

$a_1 = a_{ws} - a_w$  : differenza tra la cadente idraulica e la pendenza dello sfioratore (m/m); quando  $a_1$  è pari a zero la superficie d'acqua e lo sfioratore sono paralleli e viene quindi utilizzata l'equazione standard;

$C_1 = C_{ws} - C_w$  : differenza tra la quota iniziale della superficie d'acqua e quella dello sfioratore (m);

$x_1, x_2$  : estremi, in coordinate curvilinee, dello sfioratore (m).

### Ponti

Le perdite di energia determinate dalla presenza di manufatti interferenti con il deflusso della corrente (ponti) vengono calcolate da HEC-RAS in tre parti: la prima parte riguarda le perdite che si verificano nel tratto di canale immediatamente a valle della struttura per via dell'espansione del flusso; la seconda parte riguarda le perdite dovute all'attraversamento della struttura e – a seconda dei casi – viene trattata con differenti metodologie di calcolo; l'ultima parte consiste nelle perdite che si verificano nel tratto immediatamente a monte della struttura, dove il flusso si contrae verso l'apertura del ponte.

Le routines di calcolo di HEC-RAS consentono di simulare sia situazioni in cui la corrente, nell'attraversamento del ponte, mantiene ovunque le caratteristiche di una corrente lenta (class A low flow), sia quando durante il passaggio attraverso la sezione ristretta del ponte il profilo di corrente attraversa lo stato critico (class B low flow), sia quando la corrente, nell'attraversamento della struttura, mantiene ovunque le caratteristiche di una corrente veloce (class C low flow).

E' inoltre possibile simulare il funzionamento del ponte nei casi in cui il profilo di corrente colpisce l'impalcato ovvero lo sormonta (high flow computations).

Poiché nel presente studio la sola situazione che si riscontra riguarda il primo caso (condizioni di corrente lenta), si riporta la descrizione del calcolo che il modello opera in questa situazione (class A low flow).

Il calcolo della perdita di energia è ottenuto con il metodo definito "Energy Equation (standard step method)".

In sostanza le sezioni del ponte vengono in questo caso trattate come sezioni ordinarie del canale salvo il fatto che, in corrispondenza del manufatto, nel calcolo dell'area bagnata e del perimetro bagnato si tiene conto della geometria del manufatto stesso.

In prossimità di ogni ponte si è fatto ricorso a quattro sezioni di calcolo.

Di queste quattro sezioni, partendo da valle verso monte, la prima descrive la sezione ordinaria a valle del ponte, al termine dell'eventuale tratto di raccordo; la seconda e la terza sezione descrivono, rispettivamente, la faccia di valle e la faccia di monte del ponte e sono poste ad una distanza fra loro pari alla larghezza dell'impalcato; la quarta, infine, descrive la sezione ordinaria a monte del manufatto, immediatamente prima dell'eventuale tratto di raccordo.

In definitiva, questo schema consente al modello di sovrapporre all'andamento dell'alveo l'ingombro del ponte e cioè di rappresentare l'effettivo stato di fatto della sezione trasversale, tenendo conto sia dell'eventuale effetto dell'impalcato, sia del fatto che il ponte possa avere forma diversa in ingresso e in uscita.

## **Allegato 7      Massimi volumi esondabili**

Per il calcolo dei volumi di allagamento è stata condotta una simulazione di moto vario costruendo un modello che permettesse di rappresentare i fenomeni di tracimazione delle sponde nei punti critici.

Per fare questo nella geometria dell'alveo sono stati inseriti degli elementi sfioranti nei tratti di sponda nei quali la quota è risultata insufficiente a contenere i livelli idrici. Tali tratti sono stati individuati, a seguito delle simulazioni di moto permanente, confrontando i profili delle sponde con i profili idraulici.

Dalle tavole dei profili (Tavole n° 3.1-3.2-3.3), si può notare che lungo gran parte dei tratti di sponda risultati insufficienti, sono presenti in fregio degli edifici. Conseguentemente, per poter dimensionare gli sfioratori da inserire nel modello (e quindi poter correttamente valutare l'entità delle portate sfiorate), è stato necessario verificare, attraverso un apposito sopralluogo, le reali possibilità delle acque di piena di poter oltrepassare l'edificio una volta sormontata la sponda.

La simulazione è stata condotta utilizzando l'evento di piena  $T = 100$  anni così come schematizzato in fig.1 nell'*Allegato 3 – Idrogrammi di progetto*. Non sono stati considerati eventuali ulteriori apporti provenienti dalla rete fognaria cittadina, in quanto si è accertato che i livelli idrici generati nel fiume Olona dalle portate considerate ( $80 - 100 \text{ m}^3/\text{s}$ ) risultavano tali da impedire qualsiasi forma di deflusso verso l'alveo.

Di seguito, in tabella 3, si riportano l'ubicazione degli sfioratori inseriti nel modello con le rispettive portate massime sfioranti ed i volumi totali esondati al passaggio dell'onda di piena:

ID	Sez.	Sponda	Q [m <sup>3</sup> /s]	Vol [m <sup>3</sup> ]
S1	44-40	sx	1,36	44.000
S2	43-40	dx	0,90	30.000
S3	37-36	dx	1,75	59.000
S4	35-33	dx	1,01	32.000
S5	32-31	dx	0,84	29.000
S6	13-12	sx	0,76	23.500
S7	13-12	dx	0,76	23.500

Tabella 3: Volumi esondabili localmente nei tratti di sponda insufficiente.

Per una stima dei livelli d'acqua ottenibili nell'area cittadina a seguito delle piene di riferimento è stato necessario valutare innanzitutto i meccanismi di allagamento e, successivamente, calcolare le dimensioni delle aree allagabili.

Nel caso in esame, vista la morfologia dell'area oggetto di studio, si è assunto che i volumi d'acqua una volta esondati si propagassero verso valle attraverso le strade del comune di Legnano. In particolare si è assunto che i volumi esondati a monte del ponte di Via Pontida defluissero per gravità verso valle, principalmente lungo Corso Sempione e Corso Garibaldi, fino al ponte di Via Matteotti.

Quindi, poiché il volume totale esondabile a monte del Ponte di Via Pontida (dato dalla somma dei volumi degli sfioratori S1 – S2 – S3 – S4 – S5) è risultato pari a circa 194.000 m<sup>3</sup> e la superficie allagabile a monte del ponte di Via Matteotti pari a 330.000 m<sup>2</sup> si è potuto stimare un battente medio d'acqua pari a circa 60 cm.

Analogamente, come osservabile dai dati riportati in tabella 3, nel tratto di valle il volume totale esondabile dagli sfioratori S6 ed S7 è pari a  $47.000 \text{ m}^3$ , circa un quarto di quello calcolato per il tratto di monte. Anche in questo caso si è assunto che il volume esondato si distribuisse nelle zone più depresse del territorio attraverso le strade del comune di Legnano. In particolare, che l'acqua tendesse a defluire verso valle per gravità principalmente lungo Via Berchet.

Avendo stimato dalla planimetria (vedi Tavola n°6 – Mappatura per classi di rischio) una superficie allagabile di circa  $120.000 \text{ m}^2$  il volume esondato, stimato pari a  $47.000 \text{ m}^3$ , si distribuirà su tale area con un battente medio di circa 40 cm.