

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

IDROLOGIA E IDRAULICA

RELAZIONE IDRAULICA – TRATTA DA KM 8+290 A KM 22+800 - OPERE MAGGIORI

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3E 50 D 78 RI ID0002 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	PROGIN	Dicembre 2019	A. Tortora	Dicembre 2019	F. Spadacino	Dicembre 2019	Dario Tiberti Dicembre 2019

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Messina
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Dario Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876

INDICE

1	PREMESSA	11
1.1	ELENCO ELABORATI ANNESSI	11
2	INQUADRAMENTO GENERALE	15
2.1	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA	15
2.2	INQUADRAMENTO MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO DELLA LINEA FERROVIARIA	15
3	CRITERI E METODOLOGIA DI VERIFICA.....	20
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	20
3.2	MODELLO MATEMATICO UTILIZZATO	23
4	VERIFICHE IDRAULICHE INTERFERENZE MAGGIORI.....	24
4.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	24
4.2	PORTATE DI PROGETTO	24
4.3	DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI SCABREZZA	25
4.3.1	<i>Condizioni al contorno.....</i>	27
4.4	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE PROTEZIONI DEL FONDO E DELLE SPONDE	28
4.4.1	<i>Approccio secondo Shields.....</i>	29
4.4.2	<i>Approccio secondo la FHWA</i>	32
4.5	DETERMINAZIONE DELLO SCAVO LOCALIZZATO PER PILE IN ALVEO	34
4.5.1	<i>Hec 18 - CSU</i>	34
4.5.2	<i>Equazione S/M di Sheppard-Melville</i>	36
4.5.3	<i>Scavo localizzato in materiali coesivi.....</i>	37
4.5.4	<i>Verifica stabilità massi a protezione delle pile</i>	38
4.6	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 9+600 – OPERA FERROVIARIA VI10	40
4.6.1	<i>Elaborati di riferimento</i>	40
4.6.2	<i>Simulazione numerica ante operam</i>	40
4.6.3	<i>Simulazione numerica post operam.....</i>	45
4.6.4	<i>Sistemazione e protezione.....</i>	49
4.7	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 11+413.74 – OPERA FERROVIARIA VI12	49
4.7.1	<i>Elaborati di riferimento</i>	49
4.7.2	<i>Simulazione numerica ante operam</i>	50
4.7.3	<i>Simulazione numerica post operam.....</i>	55
4.7.4	<i>Sistemazione e protezione.....</i>	59
4.8	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 12+338.83 – FOSSO BANCO DI PAGANO - OPERA FERROVIARIA VI12	62
4.8.1	<i>Elaborati di riferimento</i>	62
4.8.2	<i>Simulazione numerica ante operam</i>	62
4.8.3	<i>Simulazione numerica post operam.....</i>	66
4.8.4	<i>Sistemazione e protezione.....</i>	70
4.9	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 13+300 – OPERA FERROVIARIA VI13	73
4.9.1	<i>Elaborati di riferimento</i>	73
4.9.2	<i>Simulazione numerica ante operam</i>	73
4.9.3	<i>Simulazione numerica post operam.....</i>	78

4.9.4	Sistemazione e protezione	81
4.10	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 13+650 – OPERA FERROVIARIA VI14	83
4.10.1	Elaborati di riferimento	83
4.10.2	Simulazione numerica ante operam	83
4.10.3	Simulazione numerica post operam.....	87
4.10.4	Sistemazione e protezione	90
4.11	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 14+340 – OPERA FERROVIARIA VI15	91
4.11.1	Elaborati di riferimento	91
4.11.2	Simulazione numerica ante operam	91
4.11.3	Simulazione numerica post operam.....	96
4.11.4	Sistemazione e protezione	100
4.12	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 16+650 – FOSSO SCIAGUANA- OPERA FERROVIARIA VI16 103	
4.12.1	Elaborati di riferimento	103
4.12.2	Simulazione numerica ante operam	103
4.12.3	Simulazione numerica post operam.....	108
4.12.4	Sistemazione e protezione	112
4.13	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 18+550 – OPERA FERROVIARIA VI17	115
4.13.1	Elaborati di riferimento	115
4.13.2	Simulazione numerica ante operam	115
4.13.3	Simulazione numerica post operam.....	120
4.13.4	Sistemazione e protezione	124
4.14	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 20+750 – FOSSO SPARAGOGNA -OPERA FERROVIARIA VI18 124	
4.14.1	Elaborati di riferimento	124
4.14.2	Simulazione numerica ante operam	125
4.14.3	Simulazione numerica post operam.....	131
4.14.4	Sistemazione e protezione	135
4.15	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 22+025 – TORRENTE MASTROPAOLO - OPERA FERROVIARIA VI19	137
4.15.1	Elaborati di riferimento	137
4.15.2	Simulazione numerica ante operam	137
4.15.3	Simulazione numerica post operam.....	142
4.15.4	Sistemazione e protezione	146
4.16	CORSO D'ACQUA ALLA PROGRESSIVA 22+200 – T. MULINELLO - OPERA FERROVIARIA VI20 ..	146
4.16.1	Elaborati di riferimento	146
4.16.2	Simulazione numerica ante operam	147
4.16.3	Simulazione numerica post operam.....	154
4.17	STIMA DELLO SCAVO LOCALIZZATO ATTORNO ALLE PILE IN ALVEO (VI16).....	159
5	FASI COSTRUTTIVE	162
5.1	SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO	162
5.2	VIADOTTI VI12, VI13, VI16 E VI20	162
6	COMPATIBILITA' IDRAULICA.....	166
6.1	STUDIO IDROLOGICO	166

6.2	VERIFICHE IDRAULICHE	167
6.3	SISTEMAZIONI IDRAULICHE	168
6.4	L'ANALISI DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA	168
	BIBLIOGRAFIA.....	171
	APPENDICE A – IL MODELLO DI CALCOLO HEC-RAS	173
	APPENDICE B – SEZIONI HEC-RAS	185

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Inquadramento linea ferroviaria su ortofoto.....	15
Figura 2 - Inquadramento geografico opere alla progressiva 1+450 (9+600) e 3+250 (11+413.74).	17
Figura 3 - Inquadramento geografico opere alla progressiva 4+200 (12+338.83) , 5+150 (13+300), 5+550 (13+650), 6+200 (14+340).....	18
Figura 4 - Inquadramento geografico opere alla progressiva 8+500 (16+650) e 10+400 (18+550).	18
Figura 5 - Inquadramento geografico opere alla progressiva 12+600 (20+750), 13+800 (22+025) e 14+050 (22+200).....	19
Figura 6 - Sezione tipo protezione in massi sciolti.....	29
Figura 7 - Sezione tipo canale in c.a.....	29
Figura 8 - Distribuzione delle tensioni tangenziali in una sezione trapezia	30
Figura 9 - Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.....	31
Figura 10 – Tasso di erosione vs. velocità critica per vari tipi di suolo (Briaud et al. 2011).	38
Figura 11 - Corso d’acqua alla progressiva 9+600_Configurazione ante operam	40
Figura 12 - Corso d’acqua alla progressiva 9+600_Attraversamento SS192 (sinistra) e ferroviario (destra)	41
Figura 13 - Corso d’acqua alla progressiva 9+600_Foto area meandro in prossimità dell’attraversamento ferroviario.	41
Figura 14 - Corso d’acqua alla progressiva 9+600_Foto in prossimità dell’attraversamento stradale.....	42
Figura 15 - Corso d’acqua alla progressiva 9+600_Foto a monte dell’attraversamento ferroviario.....	42
Figura 16 - Corso d’acqua alla progressiva 9+600_Foto a valle dell’attraversamento ferroviario.	42
Figura 17 – Profilo idraulico ante operam Pk 9+600. Tr 200 anni.	44
Figura 18 - Corso d’acqua alla progressiva 9+600_Configurazione post operam	45
Figura 19 – Profilo idraulico post operam Pk 9+600. Tr 200 anni.	48
Figura 20 – Sezione tipo sistemazione corso d’acqua 9+600.	49
Figura 21 - Corso d’acqua alla progressiva 11+413.74_Configurazione ante operam	50
Figura 22 – Corso d’acqua alla progressiva 11+413.74_Foto a monte ponte ferroviario esistente	51
Figura 23 - Corso d’acqua alla progressiva 11+413.74_Attraversamento SS192 (sopra) e ferrovia PA-CT (sotto)	51
Figura 24 – Corso d’acqua alla progressiva 11+413.74_Foto in prossimità del nuovo viadotto	52
Figura 25 - Profilo idraulico ante operam Pk 11+413.74. TR300 anni	54
Figura 26 - Corso d’acqua alla progressiva 11+413.74_Configurazione post operam	55
Figura 27 - Corso d’acqua alla progressiva 11+413.74. Sezione in corrispondenza del VI12.....	56
Figura 28 - Profilo idraulico post operam Pk 11+413.74. TR300 anni.....	58
Figura 29 – Sezione tipo sistemazione corso d’acqua 11+413.74.	60
Figura 30 - Corso d’acqua alla progressiva 12+338.83_Configurazione ante operam	63
Figura 31 - Corso d’acqua alla progressiva 12+338.83_Foto fosso in prossimità del nuovo attraversamento..	63
Figura 32 - Profilo idraulico ante operam Pk 12+338.83. TR200 anni	65

Figura 33 - Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83_Configurazione post operam	66
Figura 34 - Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83. Sezione in corrispondenza del VI12.	67
Figura 35 - Profilo idraulico post operam Pk 12+338.83. TR 200 anni.....	69
Figura 36 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 12+338.83.	70
Figura 37 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300_Configurazione ante operam	74
Figura 38 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300_Foto in prossimità del nuovo attraversamento	74
Figura 39 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300_Foto in prossimità del nuovo attraversamento	75
Figura 40 - Profilo idraulico ante operam Pk 13+300. TR 200 anni.....	77
Figura 41 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300_Configurazione post operam	78
Figura 42 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300. Sezione in corrispondenza del VI13.	78
Figura 43 - Profilo idraulico post operam Pk 13+300. TR 200 anni.....	81
Figura 44 – Sezione tipo sistemazione Pk 13+300.....	81
Figura 45 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650_Configurazione ante operam	84
Figura 46 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650_Foto alla foce nel Dittaino	84
Figura 47 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650_Foto fosso in prossimità del nuovo attraversamento	85
Figura 48 - Profilo idraulico ante operam Pk 13+650. TR 200 anni.....	86
Figura 49 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650_Configurazione post operam	87
Figura 50 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650. Sezione in corrispondenza del VI14.	87
Figura 51 - Profilo idraulico post operam Pk 13+650. TR 200 anni.....	89
Figura 52 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 13+650.	90
Figura 53 - Corso d'acqua alla progressiva 14+340_Configurazione ante operam	91
Figura 54 – Profilo idraulico ante operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: livello DittainoTr200.	94
Figura 55 – Profilo idraulico ante operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: altezza di moto uniforme.....	95
Figura 56 - Corso d'acqua alla progressiva 14+340_Configurazione post operam	96
Figura 57 - Corso d'acqua alla progressiva 14+340. Sezione in corrispondenza del VI15.	96
Figura 58 – Profilo idraulico post operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: livello DittainoTr200.	99
Figura 59 – Sezione tipo sistemazione Pk 14+340.....	101
Figura 60 - Corso d'acqua alla progressiva 16+650_Configurazione ante operam	104
Figura 61 - Fosso Sciaguana_Foto a monte attraversamento esistente	104
Figura 62 - Fosso Sciaguana_Foto alveo	105
Figura 63 - Fosso Sciaguana_Foto alveo	105
<i>Figura 64 – Profilo idraulico ante operam Pk 16+650. Tr 300 anni.</i>	<i>107</i>
Figura 65 - Corso d'acqua alla progressiva 16+650_Configurazione post operam	108
Figura 66 - Corso d'acqua alla progressiva 16+650. Sezione in corrispondenza del VI16.	108
Figura 67 – Profilo idraulico post operam Pk 16+650. Tr 300 anni.	110
Figura 68 – Sezione tipo sistemazione Pk 16+650.....	112
Figura 69 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_Configurazione ante operam	115
Figura 70 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_Foto a monte ponte ferroviario esistente	116

Figura 71 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_Foto a valle ponte ferroviario esistente	116
Figura 72 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_Foto a valle attraversamenti esistenti	117
Figura 73 – Profilo idraulico ante operam Pk 18+550. Tr 200 anni.	119
Figura 74 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_Configurazione post operam	120
Figura 75 – Profilo idraulico post operam Pk 18+550. Tr 200 anni.	123
Figura 76 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 18+550.	124
Figura 77 - Corso d'acqua alla progressiva 20+750_Configurazione ante operam	125
Figura 78 - Fosso Sparagogna_Foto a monte attraversamento stradale	126
Figura 79 - Fosso Sparagogna_Foto a monte attraversamento stradale	126
Figura 80 - Fosso Sparagogna_Foto ponte stradale e ferroviario	126
Figura 81 - Fosso Sparagogna_Foto ponte ferroviario da monte.....	127
Figura 82 - Fosso Sparagogna_Foto ponte ferroviario da valle	127
Figura 83 - Fosso Sparagogna_Foto a valle ponte ferroviario	127
Figura 84 - Fosso Sparagogna_Foto guado stradale	128
Figura 85 – Profilo idraulico ante operam Pk 20+750. Tr 300 anni.	130
Figura 86 - Corso d'acqua alla progressiva 20+750_Configurazione post operam	131
Figura 87 – Profilo idraulico post operam Pk 20+750. Tr 300 anni.	134
Figura 88 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 20+750.	135
<i>Figura 89 - Corso d'acqua alla progressiva 22+025_Configurazione ante operam</i>	<i>138</i>
<i>Figura 90 - Torrente Mastropaolo_Attraversamento ferroviario, vista da valle.....</i>	<i>138</i>
<i>Figura 91 - Torrente Mastropaolo_Attraversamento ferroviario, vista da valle.....</i>	<i>139</i>
<i>Figura 92 - Torrente Mastropaolo_Attraversamento via dei Caduti in Guerra, vista da monte.....</i>	<i>139</i>
Figura 93 – Profilo idraulico ante operam Pk 22+025. Tr 200 anni.	141
Figura 94 - Corso d'acqua alla progressiva 22+025_Configurazione post operam	142
Figura 95 – Profilo idraulico post operam Pk 22+025. Tr 200 anni.	145
Figura 96 - Torrente Mastropaolo_Tipologico Sistemazioni	146
Figura 97 - Torrente Mastropaolo_Tipologico Sistemazioni	146
Figura 98 - Corso d'acqua alla progressiva 22+200_Configurazione ante operam	148
Figura 99 - Torrente Mulinello_Attraversamento ferroviario, vista da valle	148
Figura 100 - Torrente Mulinello_Immissione torrente Mastropaolo	148
Figura 101 - Torrente Mulinello_Fine tratto sistemato.	149
Figura 102 - Torrente Mulinello_Tratto a valle confluenza con il torrente Mastropaolo.	149
Figura 103 - Torrente Mulinello_Attraversamento autostradale.	150
Figura 104 - Torrente Mulinello_Attraversamento	150
Figura 105 – Profilo idraulico ante operam Pk 22+200. Tr 300 anni.	154
Figura 106 - Corso d'acqua alla progressiva 22+200_Configurazione post operam	154
Figura 107 – Profilo idraulico post operam Pk 22+200. Tr 300 anni.	158
Figura 108 – Particolare pila 01 viadotto VI16.....	159

Figura 109 – Sezione viadotto VI16 da HEC-RAS per portata $Tr=1.001$ anni.	160
Figura 110 – Sezione viadotto VI20 Pk 11+413.74 con indicazione livello idrico $Tr5$ anni.	163
Figura 111 – Sezione viadotto VI13 Pk 13+300 con indicazione livello idrico $Tr5$ anni.	164
Figura 112 – Sezione viadotto VI16 Pk 16+650 con indicazione livello idrico $Tr5$ anni.	164
Figura 113 – Sezione viadotto esistente Pk 22+200 con indicazione livello idrico $Tr5$ anni.	165
Figura 114 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.	173
Figura 115 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.	174
Figura 116 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.	176
Figura 117 - Pianta schematica di un attraversamento fluviale.	177
Figura 118 - Sezione schematica di un attraversamento fluviale.	178
Figura 119 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.	179
Figura 120 - Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd	180
Figura 121 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.	180
Figura 122 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.	181
Figura 123 - Schema di un tombino ponticello.	181
Figura 124 - Diagramma di funzionamento del tombino ponticello.	182

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Elenco interferenze idrauliche.	16
Tabella 2 – Sintesi normativa di riferimento.	22
Tabella 3 – Rilievi disponibili.	24
Tabella 4 – Portate di progetto.	25
Tabella 5 - Tabella riepilogativa per la scelta del coefficiente di Manning (Chow, 1959).	27
Tabella 6 – Condizioni al contorno di valle. Livelli nel fiume Dittaino $Tr300$, $Tr200$, $Tr100$ e $Tr50$ anni da modello bidimensionale.	28
Tabella 7 – Valori di FS da assumersi nel dimensionamento delle scogliere.	33
Tabella 8 – Coefficiente correttivo K_1	35
Tabella 9: Coefficiente correttivo K_3	35
Tabella 10 – Risultati ante operam Pk 9+600. $Tr 200$ anni.	43
Tabella 11 – Risultati post operam Pk 9+600. $Tr 200$ anni.	47
Tabella 12 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 9+600. $Tr 200$ anni.	49
Tabella 13 – Risultati ante operam Pk 11+413.74. $Tr 300$ anni.	53
Tabella 14 – Risultati post operam Pk 11+413.74. Portata $Tr 300$ anni e condizione di valle livello Dittaino $Tr300$	57
Tabella 15 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 11+413.74. $Tr 300$ anni.	57
Tabella 16 – Risultati post operam Pk 11+413.74. Portata $Tr 300$ anni e condizione di valle altezza moto	

uniforme.....	59
Tabella 17 – Corso d’acqua alla progressiva 11+413.74: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	60
Tabella 18 – Corso d’acqua alla progressiva 11+413.74: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	61
Tabella 19 – Corso d’acqua alla progressiva 11+413.74: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con metodo FHWA.....	62
Tabella 20 – Risultati ante operam Pk 12+338.83. Tr 200 anni.....	64
Tabella 21 – Risultati post operam Pk 12+338.83. Tr 200 anni.....	68
Tabella 22 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 12+338.83. Tr 200 anni.....	68
Tabella 23 – Corso d’acqua alla progressiva 12+338.83: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	70
Tabella 24 – Corso d’acqua alla progressiva 12+338.83: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	71
Tabella 25 – Corso d’acqua alla progressiva 12+338.83: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo FHWA.....	72
Tabella 26 – Risultati ante operam Pk 13+300. Tr 200 anni.....	75
Tabella 27 – Risultati post operam Pk 13+300. Tr 200 anni.....	79
Tabella 28 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 13+300. Tr 200 anni.....	81
Tabella 29 – Corso d’acqua alla progressiva 13+300: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	82
Tabella 30 – Corso d’acqua alla progressiva 13+300: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	82
Tabella 31 – Corso d’acqua alla progressiva 13+300: dati per la verifica della stabilità delle protezioni.....	83
Tabella 32 – Risultati ante operam Pk 13+650. Tr 200 anni.....	85
Tabella 33 – Risultati post operam Pk 13+650. Tr 200 anni.....	88
Tabella 34 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 13+650. Tr 200 anni.....	90
Tabella 35 – Risultati ante operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: livello Dittaino Tr200.....	92
Tabella 36 – Risultati ante operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: altezza di moto uniforme.....	93
Tabella 37 – Risultati post operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: livello Dittaino Tr200.....	97
Tabella 38 – Valori del franco in corrispondenza del viadotto di progetto VI15. Pk 14+340. Tr 200 anni.....	100
Tabella 39 – Risultati post operam Pk 14+340. Portata Tr 200 anni e condizione di valle altezza moto uniforme.....	100
Tabella 40 – Corso d’acqua alla progressiva 14+340: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	101
Tabella 41 – Corso d’acqua alla progressiva 14+340: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	102
Tabella 42 – Corso d’acqua alla progressiva 14+340: dati per la verifica della stabilità delle protezioni.....	102

Tabella 43 – Risultati ante operam Pk 16+650. Tr 300 anni.	106
Tabella 44 – Risultati post operam Pk 16+650. Tr 300 anni.....	109
Tabella 45 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 16+650. Tr 300 anni.....	111
Tabella 46 – Risultati post operam Pk 16+650. Portata Tr 300 anni e condizione di valle altezza moto uniforme.	111
Tabella 47 – Corso d’acqua alla progressiva 16+650: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	112
Tabella 48 – Corso d’acqua alla progressiva 16+650: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.	113
Tabella 49 – Corso d’acqua alla progressiva 16+650: dati per la verifica della stabilità delle protezioni.....	114
Tabella 50 – Risultati ante operam Pk 18+550. Tr 200 anni.	117
Tabella 51 – Risultati post operam Pk 18+550. Tr 200 anni.....	121
Tabella 52 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 18+550. Tr 200 anni.....	122
Tabella 53 – Risultati ante operam Pk 20+750. Tr 300 anni.	129
Tabella 54 – Risultati post operam Pk 20+750. Tr 300 anni.....	132
Tabella 55 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 20+750. Tr 300 anni.....	133
Tabella 56 – Risultati post operam Pk 20+750. Portata Tr 300 anni e condizione di valle altezza moto uniforme.	133
Tabella 57 – Corso d’acqua alla progressiva 20+750: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.....	135
Tabella 58 – Corso d’acqua alla progressiva 20+750: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.	136
Tabella 59 – Corso d’acqua alla progressiva 20+750: dati per la verifica della stabilità delle protezioni.....	137
Tabella 60 – Risultati ante operam Pk 22+025. Tr 200 anni.	140
Tabella 61 – Risultati post operam Pk 22+025. Tr 200 anni.....	143
Tabella 62 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 22+025. Tr 200 anni.....	143
Tabella 63 – Risultati ante operam Pk 22+200. Tr 300 anni.	151
Tabella 64 – Risultati post operam Pk 22+200. Tr 300 anni.....	155
Tabella 65 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 22+200. Tr 300 anni.....	157
Tabella 66 – Scavo localizzato pila VI16	160
Tabella 67 – Livelli idrici Tr 5 anni con opere provvisionali VI20, VI13, VI16 e VI20.....	163

1 PREMESSA

Il presente documento è parte della progettazione definitiva della “Tratta da km 8+920 a km 22+800” nell’ambito del più ampio progetto della “Direttrice ferroviaria Messina – Catania – Palermo. Nuovo collegamento Palermo – Catania”.

La tratta della linea ferroviaria interessata dal presente studio si sviluppa per circa 15 km tra il comune di Ramacca e il comune di Catenanuova

La presente relazione descrive lo studio idraulico per la verifica delle opere di attraversamento dei corsi d’acqua maggiori, che verranno realizzate lungo la linea ferroviaria di progetto. I manufatti in oggetto sono in particolare i viadotti ferroviari; per la risoluzione di tali interferenze sono in alcuni casi da prevedersi l’adeguamento/nuova realizzazione di viadotti e tombini in corrispondenza della linea storica, e sua variante di Catenanuova, e delle viabilità complementari al progetto ferroviario. La scelta progettuale relativa al rifacimento di opere sotto la linea storica è limitata ai casi in cui il mantenimento dell’opera esistente comprometterebbe il funzionamento e il rispetto dei criteri progettuali dettati dalle norme dell’opera in progetto.

Nel dettaglio l’analisi idraulica effettuata ha seguito le seguenti fasi:

- suddivisione delle interferenze idrauliche con la linea ferroviaria di progetto in: maggiori, intermedie e minori, classificando come “maggiori” i corsi d’acqua caratterizzati da un bacino di estensione superiore a 10 km², “intermedi” i corsi d’acqua caratterizzati da un bacino di estensione inferiore a 10 km² e “minori” i corsi d’acqua caratterizzati da un bacino di estensione inferiore a 10 km² e privi di una evidente incisione sul territorio;
- verifica idraulica delle undici opere di attraversamento delle interferenze maggiori mediante simulazione idraulica su modello matematico monodimensionale in schema di moto permanente;
- valutazione del franco idraulico delle nuove opere in accordo con le normative vigenti;
- analisi dei processi di escavazione localizzata;
- verifica della stabilità delle opere di sistemazione idraulica degli attraversamenti analizzati;
- analisi di compatibilità idraulica;
- analisi idraulica delle fasi costruttive per alcuni corsi d’acqua.

1.1 Elenco elaborati annessi

Relazione Idrologica – tratta da km 8+920 a km 22+800	–	RS3E50D78RIID0001001C
Relazione idraulica – tratta da km 8+920 a km 22+800 – opere maggiori	–	RS3E50D78RIID0002001A
Relazione idraulica – tratta da km 8+920 a km 22+800 – opere minori	–	RS3E50D78RIID0002002A
Relazione Idraulica drenaggio di piattaforma – tratta da km 8+920 a km 22+800	–	RS3E50D78RIID0002003A
Corografia dei bacini – tratta da km 8+920 a km 22+800 1 di 3	1:25000	RS3E50D78C3ID0001001C
Corografia dei bacini – tratta da km 8+920 a km 22+800 2 di 3	1:10000	RS3E50D78C4ID0001001C
Corografia dei bacini – tratta da km 8+920 a km 22+800 3 di 3	1:10000	RS3E50D78C4ID0001002C
Planimetrie PAI 1 di 2 – tratta da km 8+920 a km 22+800	1:10000	RS3E50D78P4ID0002001B

Planimetrie PAI 2 di 2 – tratta da km 8+920 a km 22+800	1:10000	RS3E50D78P4ID0002002B
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 9+600	1:2000	RS3E50D78P6ID0002001A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 11+413,74	1:2000	RS3E50D78P6ID0002002A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 12+338,83	1:2000	RS3E50D78P6ID0002003A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 13+300	1:2000	RS3E50D78P6ID0002004A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 13+650	1:2000	RS3E50D78P6ID0002005A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 14+340	1:2000	RS3E50D78P6ID0002006A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 16+650	1:2000	RS3E50D78P6ID0002007A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 18+550	1:2000	RS3E50D78P6ID0002008A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 20+750	1:2000	RS3E50D78P6ID0002009A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 22+025	1:2000	RS3E50D78P6ID0002010A
Opere maggiori – Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 22+200	1:2000	RS3E50D78P6ID0002011A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 9+600	varie	RS3E50D78FZID0002001A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 11+413,74	varie	RS3E50D78FZID0002002A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 12+338,83	varie	RS3E50D78FZID0002003A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 13+300	varie	RS3E50D78FZID0002004A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 13+650	varie	RS3E50D78FZID0002005A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 14+340	varie	RS3E50D78FZID0002006A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 16+650	varie	RS3E50D78FZID0002007A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 18+550	varie	RS3E50D78FZID0002008A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 20+750	varie	RS3E50D78FZID0002009A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 22+025	varie	RS3E50D78FZID0002010A
Opere maggiori – Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 22+200	varie	RS3E50D78FZID0002011A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 9+600	1:400	RS3E50D78WZID0002001A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 11+413,74	1:400	RS3E50D78WZID0002002A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 12+338,83	1:400	RS3E50D78WZID0002003A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 13+300	1:400	RS3E50D78WZID0002004A

Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 13+650	1:400	RS3E50D78WZID0002005A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 14+340	1:400	RS3E50D78WZID0002006A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 16+650	1:400	RS3E50D78WZID0002007A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 18+550	1:400	RS3E50D78WZID0002008A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 20+750	1:400	RS3E50D78WZID0002009A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 22+025	1:400	RS3E50D78WZID0002010A
Opere maggiori – Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 22+200	1:400	RS3E50D78WZID0002011A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 9+600	1:400	RS3E50D78WZID0002012A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 11+413,74	1:400	RS3E50D78WZID0002013A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 12+338,83	1:400	RS3E50D78WZID0002014A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 13+300	1:400	RS3E50D78WZID0002015A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 13+650	1:400	RS3E50D78WZID0002016A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 14+340	1:400	RS3E50D78WZID0002017A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 16+650	1:400	RS3E50D78WZID0002018A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 18+550	1:400	RS3E50D78WZID0002019A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 20+750	1:400	RS3E50D78WZID0002020A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 22+025	1:400	RS3E50D78WZID0002021A
Opere maggiori – Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 22+200	1:400	RS3E50D78WZID0002022A
Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 9+600	varie	RS3E50D78BZID0002001A
Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 11+413,74	varie	RS3E50D78BZID0002002A
Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 12+338,83	varie	RS3E50D78BZID0002003A
Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 13+300	varie	RS3E50D78BZID0002004A
Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 13+650	varie	RS3E50D78BZID0002005A
Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 14+340	varie	RS3E50D78BZID0002006A
Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 16+650	varie	RS3E50D78BZID0002007A

Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 18+550	varie	RS3E50D78BZID0002008A
Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 20+750	varie	RS3E50D78BZID0002009A
Opere maggiori – Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 22+025 e alla progressiva 22+200	varie	RS3E50D78BZID0002010A
Sistemazioni Idrauliche -Tipologici - Tav. 1/2	varie	RS3E50D78BZID0002034A
Sistemazioni Idrauliche - Tipologici - Tav. 2/2	varie	RS3E50D78BZID0002035A

2 INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 Inquadramento generale dell'area

L'intervento progettuale in oggetto ricade all'interno del bacino del Fiume Dittaino, nel versante orientale dell'Isola, sviluppandosi principalmente nei territori delle province di Catania ed Enna.

I territori comunali interessati dal tracciato sono quelli di: Enna, Assoro, Agira Ramacca, Agira, Regalbuto e Catenanuova.

La tratta ferroviaria di progetto si sviluppa fino a progressiva pk 11+700 circa in destra idrografica e successivamente in sinistra del medesimo corso d'acqua.

Le interferenze con la rete idrografica superficiale maggiore, oltre che con numerosi fossi e valloni minori, sono numerose. Degne di rilievo sono le interferenze con i diversi tributari del fiume Dittaino e, in particolare, il nuovo attraversamento dello stesso Fiume Dittaino.

In Figura 1 è rappresentato l'inquadramento geografico della linea ferroviaria di progetto; la linea indicata in rosso riguarda il lotto di intervento.



Figura 1 - Inquadramento linea ferroviaria su ortofoto.

2.2 Inquadramento manufatti di attraversamento della linea ferroviaria

Come anticipato in premessa, le interferenze dell'idrografia superficiale con la linea ferroviaria di progetto sono state suddivise in maggiori, intermedie e minori, classificando come "maggiori" i corsi d'acqua caratterizzati da un bacino di estensione superiore a 10 km², "intermedi" i corsi d'acqua caratterizzati da un bacino di estensione inferiore a 10 km² e "minori" i corsi d'acqua caratterizzati da un bacino di estensione inferiore a 10 km² e privi di una evidente incisione sul territorio.

Tale suddivisione è riportata in Tabella 1, nella quale sono indicate anche la progressiva dell'interferenza, il codice WBS, e la tipologia di opere in progetto previste per risolvere le criticità lungo la linea ferroviaria. In taluni casi queste ultime comprendono anche l'adeguamento e/o la nuova realizzazione di manufatti lungo la linea storica, o le viabilità complementari al progetto ferroviario.

Tabella 1 - Elenco interferenze idrauliche

Tipologia	ID	Pk	wbs	Opera ferroviaria	Opera stradale	Opera sotto linea storica/variante storica
Intermedia	19	8+985	IN19	Tombino IN19A		Tombino IN19C
Minore	20	9+150	IN20	Tombino IN20A		Tombino IN20C
Maggiore	21	9+600	VI10	Viadotto VI10		Viadotto VI22
Minore	22	9+950	VI11	Viadotto VI11		
Maggiore	23	11+413.74	VI12	Viadotto VI12		
Maggiore	24	12+338.83	VI12	Viadotto VI12		
Minore	25	12+600	IN25	Deviazione sopra Galleria - IN25		
Maggiore	26	13+300	VI13	Viadotto VI13		
Minore	27	13+520	IN27	Tombino IN27A		
Maggiore	28	13+650	VI14	Viadotto VI14		
Maggiore	29	14+340	VI15	Viadotto VI15		
Intermedia	31	15+005	IN30	Tombino IN30A	Tombino IN30B sotto NV12	Tombino IN30D
Intermedia	32	15+428	IN31	Tombino IN31A	Tombino IN31B sotto NV12	Tombino IN31D
Intermedia	34	15+917	IN33	Tombino IN33A	Tombino IN33B sotto NV12	
Minore	35	16+300	IN34	Tombino IN34A	Tombino IN34B sotto NV12	Tombino IN34D
Maggiore	36	16+650	VI16	Viadotto VI16		
Minore	37	16+650	IN36	Inalveazione sopra trincea - IN36		
Intermedia	38	17+933	IN37	Tombino IN37A	Tombino IN37B sotto NV15/Tombino IN37E	Tombino IN37D
Intermedia	39	18+050	IN38	Tombino IN38A	Tombino IN38B sotto NV15	Tombino IN38D
Minore	40	18+230	IN39	Tombino IN39A	Tombino IN39B sotto NV14 e IN39C sotto NV15	Tombino IN39E
Maggiore	41	18+550	VI17	Viadotto VI17	Viadotto IV05	Viadotto VI23
Intermedia	42	18+770	IN41	Tombino IN41A	Tombino IN41D sotto viabilità podereale	Tombino IN41C
Intermedia	44	19+150	IN42	Tombino IN42A	Tombino IN42B sotto NV16	Tombino IN42D
Intermedia	46	19+279	IN43	Tombino IN43A	Tombino IN43B sotto NV16	Tombino IN43D
Intermedia	48	19+425	IN44	Tombino IN44A	Tombino IN44B sotto viabilità esistente	
Minore		19+550	IN45	Deviazione sopra Galleria - IN45A		
Minore		20+350-20+750	IN46	Deviazione sopra Galleria - IN46A		
Maggiore	49	20+725	VI18	Viadotto VI18		Viadotto VI21
Maggiore	51	22+025	VI19	Viadotto VI19		

Maggiore	53	22+200	VI20	Viadotto VI20		
Minore	56	22+570	IN51	Tombino IN51A	Tombino IN51B sotto NV21	

La presente relazione ha per oggetto la verifica idraulica delle interferenze classificate come “maggiori”. Nelle figure seguenti è riportato un inquadramento geografico su ortofoto di tali opere, evidenziate in colore giallo.

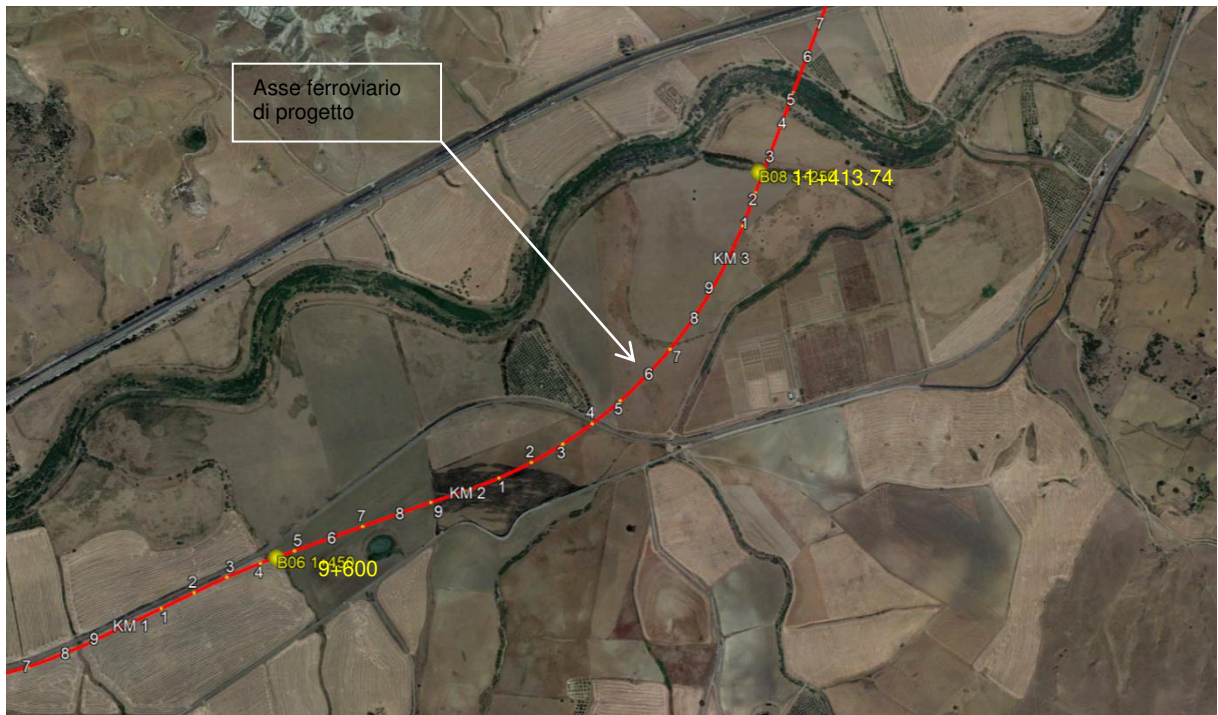


Figura 2 - Inquadramento geografico opere alla progressiva (9+600) e (11+413.74).

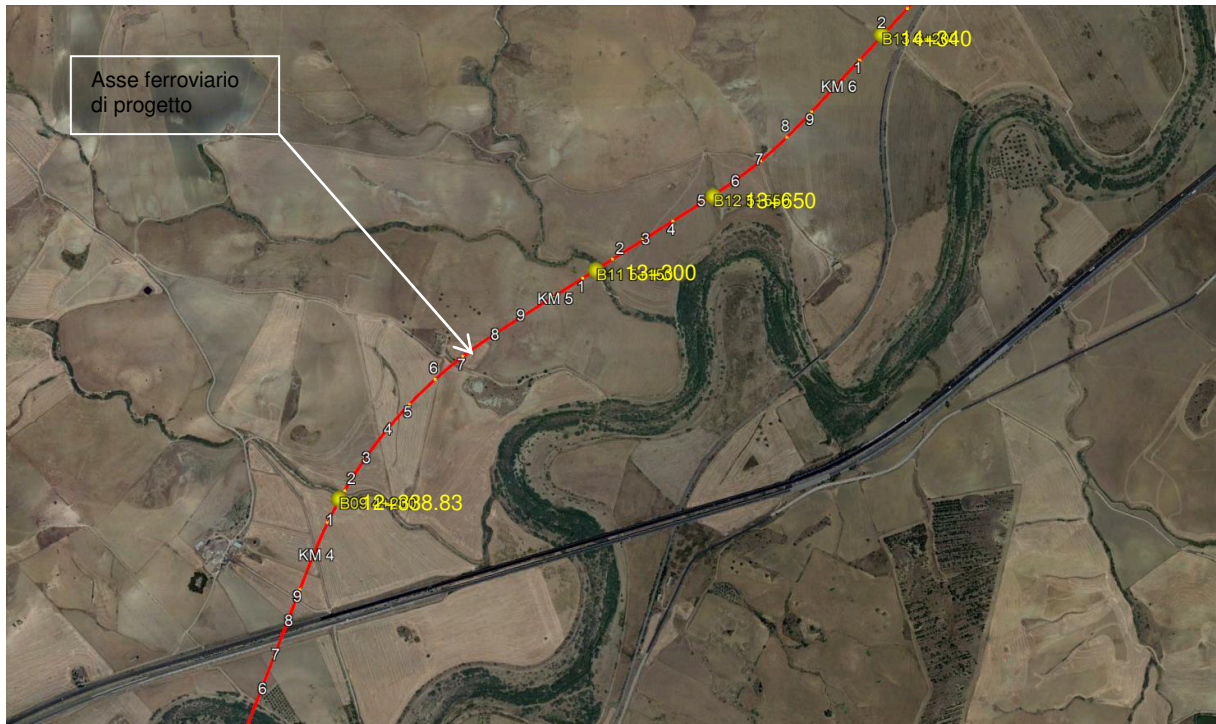


Figura 3 - Inquadramento geografico opere alla progressiva (12+338.83), (13+300), (13+650), (14+340).

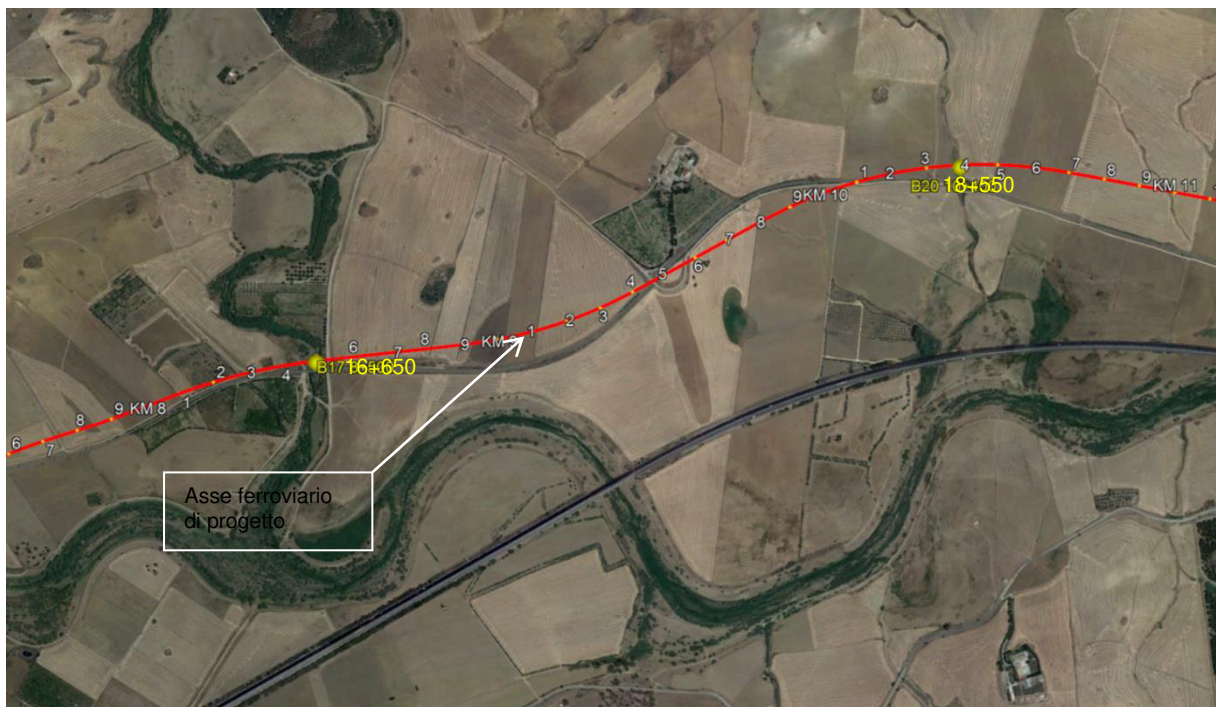


Figura 4 - Inquadramento geografico opere alla progressiva (16+650) e (18+550).



Figura 5 - Inquadramento geografico opere alla progressiva (20+750), (22+025) e (22+200).

3 CRITERI E METODOLOGIA DI VERIFICA

3.1 Normativa di riferimento

Per la sicurezza idraulica della linea, le opere d'arte di attraversamento, esistenti o di progetto, devono osservare le prescrizioni del Manuale di progettazione ferroviaria.

In sintesi, le opere idrauliche di attraversamento andranno verificate per eventi di massima piena caratterizzati dai seguenti tempi di ritorno (Tr):

- Tr = 300 anni per $S \geq 10 \text{ km}^2$
- Tr = 200 anni per $S < 10 \text{ km}^2$

avendo indicato con S la superficie del bacino idrografico sotteso.

Per gli attraversamenti principali (ponti e viadotti), relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena, si specifica quanto segue:

- franco idraulico tra intradosso manufatto e livello della superficie libera non inferiore a 1.5 m nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento;
- franco minimo tra intradosso manufatto e quota di carico idraulico totale almeno pari a 50 cm.
- posizionamento e geometria delle pile in alveo ed in golenia in modo da non provocare significativi fenomeni di rigurgito ovvero fenomeni di erosione localizzati sulle sponde ed in alveo.
- Il calcolo dello scalzamento localizzato indotto dalle opere di sostegno deve essere valutato considerando le dimensioni delle pile; nel caso in cui il plinto di fondazione venga messo allo scoperto dall'erosione, le dimensioni maggiori e le forme più tozze dello stesso provocano un ulteriore scalzamento e pertanto, in tale condizione, il calcolo dell'erosione localizzata va ripetuto portando in conto la diversa geometria."

Per la verifica idraulica delle opere di attraversamento mediante tombino il manuale prevede quanto segue:

"Le tipologie ammesse sono:

- *tombini circolari in c.a. con diametro minimo 1.5m;*
- *tombini scatolari in c.a. con dimensione minima 2m;*

Sono ammessi fino a due tombini affiancati.

In nessun caso saranno ammessi attraversamenti con opere a sifone.

La pendenza longitudinale del fondo dell'opera non dovrà essere inferiore al 2‰ e ciò al fine di impedire la sedimentazione di eventuale materiale solido trasportato.

La sezione di deflusso complessiva del tombino dovrà consentire lo smaltimento della portata massima di piena con un grado di riempimento non superiore al 70% della sezione totale.

Dovranno essere previsti gli opportuni accorgimenti per evitare, in corrispondenza delle fondazioni del manufatto, fenomeni di scalzamento o erosione."

Le opere devono, inoltre, rispondere a quanto previsto dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2008) e dalla relativa circolare applicativa del 2 febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per

l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).

Le NTC 2008 e la relativa Circolare Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27) contengono le istruzioni per la progettazione dei ponti ferroviari interessanti corsi d’acqua naturali o artificiali, con particolare riferimento ai tempi di ritorno e ai franchi idraulici da adottare per le verifiche di compatibilità idraulica.

In particolare, al § 5.2.1.2 delle NTC 2008 “Compatibilità idraulica” si prescrive che:

Quando il ponte interessa un corso d’acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l’esercizio del ponte.

L’ampiezza e l’approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all’importanza del problema.

Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d’acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall’Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell’alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

Al § C5.1.2.4 della Circolare applicativa si prescrive inoltre:

Le questioni idrauliche, da trattare con ampiezza e grado di approfondimento commisurati alla natura dei problemi ed al grado di elaborazione del progetto, devono essere oggetto di apposita relazione idraulica, che farà parte integrante del progetto stesso.

....

La quota idrometrica ed il franco devono essere posti in correlazione con la piena di progetto anche in considerazione della tipologia dell'opera e delle situazioni ambientali.

In tal senso può ritenersi normalmente che il valore della portata massima e del relativo franco siano riferiti ad un tempo di ritorno non inferiore a 200 anni; è di interesse stimare i valori della frequenza probabile di ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave deve essere comunque non inferiore alla quota della sommità arginale.

....

A titolo di indicazione, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50÷2,00 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia non inferiore a 6÷7 m quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto, con l'avvertenza di prevedere valori maggiori per ponti con luci inferiori a 40 m o per ponti posti su torrenti esposti a sovralti d'alveo per deposito di materiali lapidei provenienti da monte o dai versanti.

....

Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco previsto deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m.

....

In Tabella 2 è riportata una sintesi della normativa di riferimento con alcuni elementi a integrazione di quanto sopra descritto.

Tabella 2 – Sintesi normativa di riferimento

	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2008 e circolare applicativa NTC2008
Manufatti di attraversamento principali (ponti e viadotti)	<ul style="list-style-type: none"> • linea ferroviaria $Tr= 300$ anni per $S > 10 \text{ km}^2$ • linea ferroviaria $Tr= 200$ anni per $S < 10 \text{ km}^2$ 	$Tr = 200$ anni

	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2008 e circolare applicativa NTC2008
	<ul style="list-style-type: none"> • deviazioni stradali $Tr=200$ anni 	
Verifica Franco di Progetto ponti.	<i>Franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico.</i>	<i>Franco minimo tra intradosso opera e L.I. pari a 1,50÷2,00 m</i>
Dislivello tra fondo e sottotrave	-	<i>Non inferiore a 6÷7 m quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto</i>
Posizione spalle	<i>Posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in gola.</i>	<i>Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali.</i>
Manufatti di attraversamento secondari (tombini e scatolari)	<i>Grado di riempimento non superiore al 70% della sezione totale.</i>	-

Nel caso di interferenze idrauliche caratterizzate da problematiche di trasporto solido, i tombini sono stati dimensionati assumendo un grado di riempimento massimo ammissibile pari a 1/3 della sezione totale.

Tali situazioni sono contraddistinte dal simbolo (*) nell'elenco di Tabella 1 e verranno evidenziate caso per caso nella trattazione delle specifiche interferenze.

3.2 Modello matematico utilizzato

Lo studio idraulico dei corsi d'acqua maggiori nello stato di fatto e nello stato di progetto è stato effettuato mediante l'implementazione e l'applicazione di un modello idraulico (HEC-RAS) monodimensionale a moto permanente.

Tale modello permette di indagare le altezze d'acqua, il carico idraulico totale e le velocità al variare della piena di riferimento nelle diverse sezioni in cui viene discretizzato il corso d'acqua, tenendo conto anche degli effetti localizzati delle opere idrauliche presenti (ponti, tombini, strutture in linea quali traverse, strutture laterali quali sfioratori, ecc.).

Il modello idraulico HEC-RAS prodotto dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers è un modello utilizzato diffusamente nelle applicazioni idrauliche di vario genere data la sua versatilità e la relativa facilità di gestione e organizzazione delle informazioni oltre che per la sua affidabilità.

Una descrizione del modello è riportata in Appendice A.

4 VERIFICHE IDRAULICHE INTERFERENZE MAGGIORI

4.1 Caratteristiche geometriche

Le caratteristiche geometriche dei corsi d'acqua e dei manufatti presenti lungo gli stessi sono state ricostruite a partire dai rilievi eseguiti da Italferr o reperiti presso altri Enti. Sono stati utilizzati, a seconda della disponibilità, i seguenti dati:

- rilievo LiDAR Italferr (risoluzione 5 punti mq) ;
- rilievo LiDAR del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (MATTM);
- sezioni di rilievo trasversali dei corsi d'acqua;
- rilievi celerimetrici;
- prospetti delle opere di scavalco esistenti;
- documentazione fotografica.

In Tabella 3 sono riassunti i rilievi disponibili per ciascuna interferenza considerata nella presente relazione.

Tabella 3 – Rilievi disponibili

ID	PK	WBS	Lidar Italferr	Lidar MATTM	Celerimetri ci sezioni trasversali d'alveo	Rilievo opere esistenti	Celerimetrico aree in corrispondenza di nuovi viadotti-imbocchi gallerie
21	9+600	IN21	x		x	x	x
23	11+413	IN23	x		x	x	x
24	12+338	IN24	x		x		x
26	13+300	IN26	x		x		x
28	13+650	IN28	x		x	x	x
29	14+340	IN29	x			x	x
36	16+650	IN35	x		x	x	x
41	18+550	IN40	x	x	x	x	x
49	20+725	IN47	x	x	x	x	x
51	22+025	IN49	x	x	x	x	x
53	22+200	IN50	x	x	x	x	x

4.2 Portate di progetto

Le portate utilizzate nel modello numerico sono state desunte dallo studio idrologico allegato al progetto (RS3E50D78RIID0001001C). In accordo con il manuale di progettazione ferroviario e le NTC2008 sono stati considerati eventi con tempo di ritorno pari a 200 e 300 anni.

La portata duecentennale rappresenta l'evento minimo di riferimento per le verifiche previste dalle NTC e dal manuale di progettazione ferroviario per le opere che sottendono bacini inferiori ai 10 km².

La portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 300 anni rappresenta invece l'evento di verifica previsto dal manuale di progettazione ferroviario per i manufatti di attraversamento della linea ferroviaria, a cui corrisponde un bacino imbrifero di estensione superiore a 10 km².

Nello studio idrologico le portate di calcolo sono state ottenute dall'applicazione del metodo razionale a partire da altezze di pioggia calcolate con due metodologie diverse (VAPI e Gumbel). Nelle verifiche idrauliche è stata considerata come portata di calcolo per ogni corso d'acqua quella massima tra quelle ottenute applicando le due metodologie.

In Tabella 4 sono riportati i valori delle portate di progetto ottenuti dalle analisi idrologiche.

Tabella 4 – Portate di progetto.

ID	Pk	Sottobacini afferenti	S bacino [km ²]	Opera ferroviaria di progetto	Qprogetto Tr200 [m ³ /s]	Qprogetto Tr300 [m ³ /s]
21	9+600	21	1.05	Viadotto VI10	13.16	-
23	11+413	23	16.38	Viadotto VI12	75.49	80.26
24	12+338	24+25	6.29	Viadotto VI12	54.43	-
26	13+300	26	4.21	Viadotto VI13	41.36	-
28	13+650	28	0.11	Viadotto VI14	3.88	-
30	14+340	29	0.48	Viadotto VI15	7.49	-
		29+30	0.91	Tombino storica	15.34	-
36	16+650	36+37	99.52	Viadotto V16	200.62	213.39
41	18+550	41	1.29	Viadotto VI17	15.76	-
49	20+725	49	31.75	Viadotto VI18	117.58	125.00
52	22+025	51+52	3.51	Viadotto VI19	29.16	-
55	22+200	53+54	12.43	Viadotto VI20	51.75	55.02
		51+52+53+54+55	16.03		61.73	65.64

In rosso sono evidenziate le superfici dei bacini che presentano estensione > 10 km² e per i quali, dunque, l'evento di piena di riferimento è quello caratterizzato da Tr 300 anni. Per tutti gli altri la portata di progetto fa riferimento a un evento di piena Tr 200 anni.

4.3 Definizione dei coefficienti di scabrezza

La stima dei coefficienti di scabrezza delle superfici è caratterizzata da un notevole grado di incertezza dal momento che questi parametri presentano un ampio spettro di valori in dipendenza dello stato dell'alveo, dal grado di manutenzione e pulizia detto stesso, dalla presenza e dal tipo di vegetazione, dai cicli stagionali, dalla granulometria del fondo, ecc.

La relazione di piano del PAI dell'Autorità di Bacino della Sicilia riporta una tabella riepilogativa (Chow, 1959) per la scelta del coefficiente di Manning in funzione delle condizioni dell'alveo.

Nella valutazione dei coefficienti di scabrezza occorre tener presente che questi sono comunque suscettibili di modifiche per tenere conto degli effetti dissipativi legati a:

- perdite localizzate prodotte dall'interazione della corrente con irregolarità geometriche come presenza di ostacoli di vario genere, espansioni brusche, incisioni nelle golene, brusche variazioni di larghezza;
- perdite energetiche dovute alla modificazione del fondo dell'alveo, alla risospensione e trasporto solido, allo sradicamento e al trasporto di materiale vegetale.

Si preferisce dunque optare per dei coefficienti di scabrezza che tengano mediamente conto (vista la grande variabilità dei parametri) delle condizioni ambientali e restino a favore di sicurezza.

I sopralluoghi e le analisi di foto satellitari in diversi periodi hanno evidenziato la presenza di una folta vegetazione in corrispondenza dell'alveo con un certo deposito di ciottoli e ghiaia, oltre che una certa tortuosità dei corsi d'acqua trattati. Le aree esterne all'alveo risultano invece prive di vegetazione o coltivate.

Pertanto, i coefficienti di Manning utilizzati nella modellazione sono nello stato di fatto (ante operam):

- $0.045 \text{ s/m}^{1/3}$ per l'alveo inciso;
- $0.035 \text{ s/m}^{1/3}$ per le aree golenali.

Nella modellazione dello stato di progetto, invece, (post operam) in corrispondenza di rilevanti sistemazioni dei corsi d'acqua sono stati assunti i seguenti coefficienti di Manning:

- $0.030 \text{ s/m}^{1/3}$ per l'alveo inciso;
- $0.035 \text{ s/m}^{1/3}$ per le aree golenali.

Tabella 5 - Tabella riepilogativa per la scelta del coefficiente di Manning (Chow, 1959)

A.	CORSI D'ACQUA NATURALI			
	<i>Corsi d'acqua minori (tirante inferiore a 3,5m)</i>			
1.	Corsi d'acqua di pianura			
a.	Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati	0.025	0.030	0.033
b.	Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati, con sassi e sterpaglia	0.030	0.035	0.040
c.	Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi	0.033	0.040	0.045
d.	Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e pietre	0.035	0.045	0.050
e.	Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, in magra	0.040	0.048	0.055
f.	Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e più pietrame	0.045	0.050	0.060
g.	Tratti lenti, sterpaglia e buche profonde	0.050	0.070	0.080
h.	Tratti molto erbosi, buche profonde e grossi arbusti e cespugli	0.070	0.100	0.150
2.	Aree golenali			
a.	A pascolo senza vegetazione arbustiva	0.025	0.030	0.050
b.	Aree coltivate	0.020	0.035	0.050
c.	Con vegetazione arbustiva spontanea	0.035	0.070	0.160
d.	Con vegetazione arborea coltivata	0.030	0.060	0.120
3.	Corsi d'acqua montani, senza vegetazione in alveo, sponde ripide alberi e cespugli lungo le sponde sommergibili durante le piene			
a.	Fondo: ghiaia, ciottoli e massi sparsi	0.030	0.040	0.050
b.	Fondo: ciottoli e massi grossi	0.040	0.050	0.070
B.	CANALI ARTIFICIALI			
1.	Canali in terra lisciata ed uniforme			
a.	Puliti, scavata di recente	0.016	0.018	0.020
b.	Puliti, dopo prolungata esposizione	0.018	0.022	0.025
c.	Ghiaia, sezione uniforme, pulita	0.022	0.025	0.030
d.	Erba corta, pochi cespugli	0.022	0.027	0.033
2.	Canali in terra con ondulazioni o irregolari			
a.	Senza vegetazione	0.023	0.025	0.030
b.	Con erba e pochi cespugli	0.025	0.030	0.033
c.	Cespugli o piante acquatiche in canali profondi	0.030	0.035	0.040
d.	Fondo in terra e sponde in pietrisco	0.028	0.030	0.035
e.	Fondo in pietrame e sponde in cespugli	0.025	0.035	0.040
f.	Fondo in ciottoli e sponde pulite	0.030	0.040	0.050
3.	Canali scavati o dragati			
a.	Senza vegetazione	0.025	0.028	0.033
b.	Cespugli sparsi sulle sponde	0.035	0.050	0.060
4.	Canali in roccia			
a.	Lisci ed uniformi	0.025	0.035	0.040
b.	Frastagliati ed irregolari	0.035	0.040	0.050
5.	Canali senza manutenzione, sterpaglia e cespugli			
a.	Sterpaglia densa, alta quanto il tirante idrico	0.040	0.050	0.080
b.	Fondo pulito cespugli sulle sponde	0.045	0.070	0.110
c.	Fondo pulito, cespugli sulle sponde, in piena	0.050	0.080	0.120
d.	Cespugli densi ed acque profonde	0.080	0.100	0.140

4.3.1 Condizioni al contorno

Tutti i corsi d'acqua considerati confluiscono nel fiume Dittaino e la linea ferroviaria è situata poco a monte delle rispettive confluenze.

Per tale ragione, al fine di operare in sicurezza, per la verifica del franco è stata assunta la contemporaneità di eventi con i medesimi tempi di ritorno nel singolo corso d'acqua e nel fiume principale.

Pertanto, è stata imposta come condizione al contorno il livello ottenuto dal modello bidimensionale del fiume Dittaino nella sezione di valle di ogni singolo corso d'acqua.

È da precisare che, essendo le superfici dei bacini degli affluenti completamente diverse da quelle del bacino maggiore, lo saranno anche i tempi di formazione delle piene. Non è quindi da escludere che l'evento di progetto dei tributari del Dittaino possa realizzarsi con bassi livelli nel fiume principale. In tal caso i livelli e le velocità che si realizzano effettivamente potrebbero essere diversi da quelli ottenuti considerando il profilo rigurgitato.

Per tale ragione le simulazioni sono state in alcuni casi condotte imponendo anche la condizione di moto uniforme nella sezione di valle o il livello del Dittaino corrispondente a una piena Tr50 anni. Tali ulteriori simulazioni sono state in particolare utilizzate per il dimensionamento delle protezioni al fondo in prossimità delle opere, scegliendo tra le due (moto uniforme e piena Dittaino Tr50 anni) quella che dà luogo alle velocità maggiori.

La Tabella 6 riporta i livelli imposti nella sezione di valle per singolo corso d'acqua estrapolati dai risultati del modello bidimensionale.

Tabella 6 – Condizioni al contorno di valle. Livelli nel fiume Dittaino Tr300, Tr200, Tr100 e Tr50 anni da modello bidimensionale

ID	Pk	Livello Idrico TR 300 [m s.m.m.]	Livello Idrico TR 200 [m s.m.m.]	Livello Idrico TR 100 [m s.m.m.]	Livello Idrico TR 50 [m s.m.m.]
21	9+600	199.9	199.8	198.7	198.2
23	11+413	189.1	188.9	188.5	188.0
24	12+338	179.9	179.6	179.2	178.6
26	13+300	177.2	177.1	176.6	175.9
28	13+650	177.1	177.0	176.5	175.8
29	14+340	171.1	170.8	170.0	169.6
36	16+650	161.3	161.0	160.5	160.0
41	18+550	147.9	147.8	144.2	143.5
49	20+725	145.5	145.1	144.1	143.4
52	22+025	138.1	137.6	136.5	135.9
55	22+200	131.0	130.5	129.8	129.0

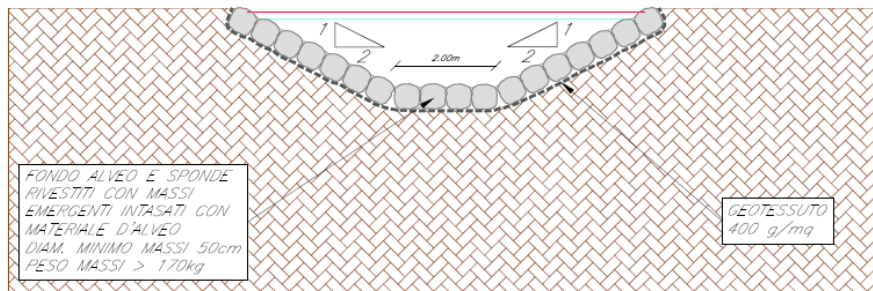
4.4 Criteri di dimensionamento delle protezioni del fondo e delle sponde

Stante il carattere torrentizio dei corsi d'acqua è stato previsto di proteggere le zone in prossimità degli attraversamenti di progetto mediante massi sciolti intasati con materiale d'alveo o mediante un rivestimento del corso d'acqua in c.a. con finitura superficiale in massi cementati.

Essendo la maggior parte degli attraversamenti in aperta campagna, si ritiene tra le altre cose, che tali tipologie di protezione siano meno impattanti dal punto di vista paesaggistico rispetto ad altre.

Nel caso di rivestimento in massi sciolti, tra il terreno naturale ed i massi è prevista la posa di un geotessuto di massa non inferiore ai 400 gr/m², prevedendo uno strato di allettamento in sabbia al fine di non danneggiarlo durante le operazioni di posa.

Nella figura seguente è riportata una sezione tipo delle sistemazioni previste delle quali si tratterà nel dettaglio nei singoli paragrafi dei vari corsi d'acqua.



N.B.: PREVEDERE STRATO DI ALLETTAMENTO IN SABBIA PER I MASSI

Figura 6 - Sezione tipo protezione in massi sciolti

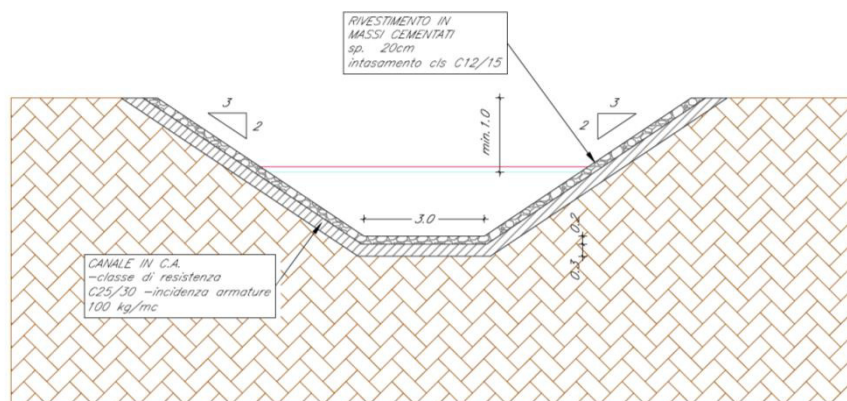


Figura 7 - Sezione tipo canale in c.a.

Considerate, inoltre, le pendenze longitudinali spesso elevate, a monte e a valle del rivestimento in massi sciolti è previsto un tratto di sviluppo pari a circa 5.0 m in massi cementati.

Nel caso di massi sciolti, il diametro dei massi è stato verificato sia con la metodologia proposta da Shields che con quella proposta dalla FHWA, di seguito descritte.

4.4.1 Approccio secondo Shields

Seguendo questo approccio, si è verificato che il rapporto tra la tensione tangenziale critica del rivestimento di progetto e la tensione tangenziale massima derivante dalle modellazioni monodimensionali fosse sempre superiore a 1.

È da precisare che la distribuzione delle tensioni tangenziali è strettamente legata alla forma della sezione. Infatti, è prossima a quella media solo quando la sezione è larga rispetto al tirante

idrico e approssimativamente rettangolare. Un esempio della distribuzione delle tensioni tangenziali per una sezione trapezia, di dimensioni modeste, è raffigurato nella figura seguente, dove τ_0 rappresenta la tensione tangenziale media nella sezione.

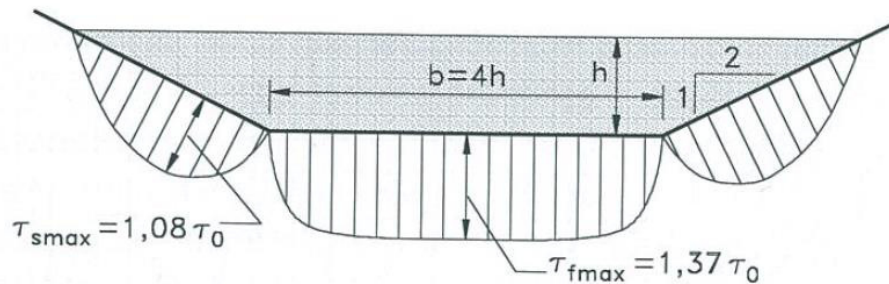


Figura 8 - Distribuzione delle tensioni tangenziali in una sezione trapezia

Il valore della tensione tangenziale massima sul fondo e sulle sponde, in una sezione, può essere ottenuto applicando al valore medio i fattori correttivi ricavati dagli abachi sperimentali riportati in Figura 9, in funzione del rapporto tra base della sezione e altezza del tirante idrico (b/h) e dell'inclinazione della sponda. Pertanto, per gli alvei a sezione trapezoidale con un rapporto b/h minore di 8, sono state calcolate le tensioni massime al fondo e sulle sponde, applicando, al massimo tra i valori medi ottenuti dalle simulazioni monodimensionali nelle sezioni oggetto di sistemazione, i parametri correttivi precedentemente indicati.

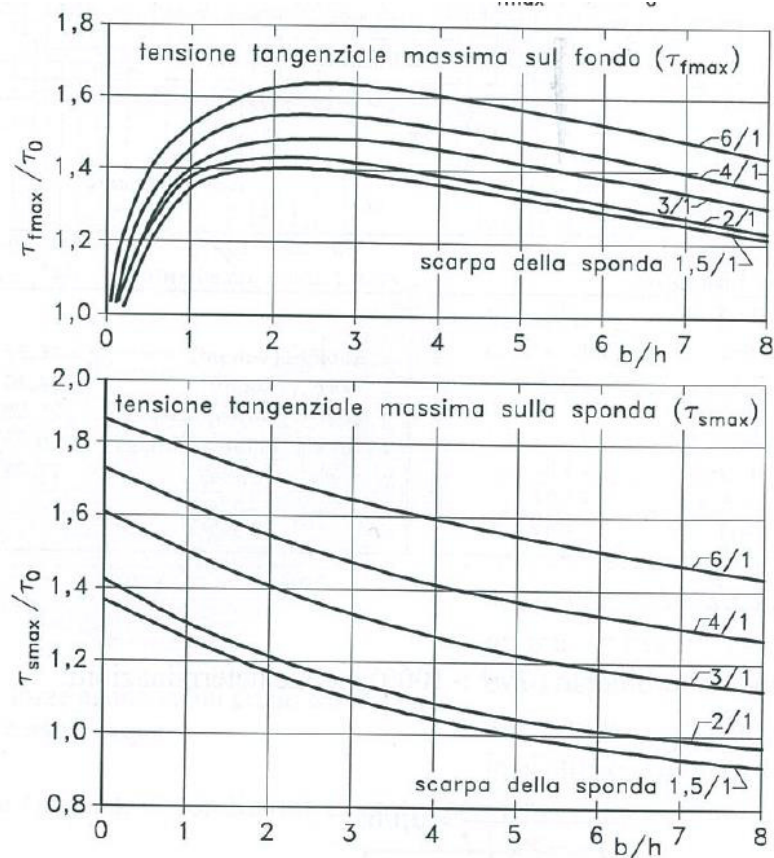


Figura 9 - Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima

E' da precisare che laddove i fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima sulle sponde risultassero inferiori all'unita', non sono stati applicati in ragione di sicurezza.

Invece, per gli alvei con un rapporto b/h maggiore di 8, la tensione tangenziale è stata assunta pari a quella massima tra i valori medi nelle sezioni oggetto di sistemazione ottenuti dalle simulazioni monodimensionali, sia per l'alveo che per le sponde.

Nel caso in cui le sezioni risultassero larghe, ma con presenza di curve a monte dell'attraversamento o singolarità che potessero far temere incrementi locali di velocità e conseguentemente di tensione tangenziale, la velocità media nella sezione è stata aumentata di un fattore 1.5. Con il nuovo valore di velocità è stata ricalcolata la cadente piezometrica così come la tensione tangenziale al fondo di verifica.

Il calcolo della tensione critica è stato effettuato utilizzando il criterio di Shields, ossia:

$$\tau_{cr} = 0.06 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d$$

Con :

γ_s peso specifico dei massi

γ_w peso specifico dell'acqua

d diametro del masso

Nei casi in cui vi fosse presenza di bassa sommergenza dei massi, ossia il rapporto tra tirante e diametro fosse inferiore a 6, è stato invece applicato al criterio di Shields il fattore correttivo di Armanini e Scott.

$$\tau_{cr} = 0.06 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d \cdot \left(1 + 0.67 \cdot \left(\frac{d}{h} \right)^{0.5} \right)$$

con:

h tirante idrico

Poiché le relazioni indicate valgono nel caso di fondo piano, la tensione tangenziale critica sulle sponde è stata calcolata applicando il criterio di Lane, ossia applicando un fattore correttivo pari a K_1 che vale:

$$K_1 = \frac{\tau_{cr}(\alpha)}{\tau_{cr}(0)} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}}$$

dove:

$\tau_{cr}(\alpha)$ è la tensione tangenziale critica sulla sponda

$\tau_{cr}(0)$ è la tensione tangenziale critica sul fondo

α l'angolo di inclinazione della sponda rispetto all'orizzontale

φ l'angolo d'attrito dei massi

Per quanto concerne quest'ultimo valore esso è stato assunto ovunque pari a 45° .

4.4.2 Approccio secondo la FHWA

Seguendo questo approccio, il diametro minimo di progetto è stato determinato a partire dai valori massimi della velocità e del tirante ottenuti dalle modellazioni idrauliche in corrispondenza del tratto oggetto di sistemazione.

La FHWA propone la seguente formula per determinare il diametro minimo dei massi:

$$d_{50} = 0.001 \cdot \frac{v_a^3}{d_{avg}^{0.5} \cdot K_1^{1.5}} \cdot C_{sg} \cdot C_{sf}$$

dove:

d_{50} : dimensione del diametro medio dei massi della scogliera;

v_a : velocità media della corrente nell'alveo principale;

d_{avg} : tirante medio nell'alveo principale;

K_1 : si calcola con la formula riportata al paragrafo precedente;

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(S_q - 1)^{1.5}}$$
 in cui S_q è il peso del masso espresso in $[t/m^3]$;

$$C_{sf} = \left(\frac{FS}{1.2}\right)^{1.5}$$
 in cui FS è il fattore di stabilità che dipende dalla corrente, dalla geometria del corso d'acqua e da eventuali azioni ondose e assume i valori riportati in Tabella 7.

Tabella 7 – Valori di FS da assumersi nel dimensionamento delle scogliere.

Condizione	Intervallo del fattore di stabilità FS
Correnti uniformi; tratti rettilinei o dolcemente curvi con $R/W > 30$ (raggio di curvatura R e larghezza del canale W); azione delle onde o di materiale galleggiante minimo; bassa (o nulla) incertezza nella definizione dei parametri di progetto.	1.0 - 1.2
Correnti gradualmente varie; curvature moderate ($10 < R/W < 30$); azione di onde e di materiale galleggiante moderata.	1.3 - 1.6
Correnti prossime alla condizione critica; forti curvature ($R/W < 10$); impatto potenzialmente forte di materiale galleggiante e di onde generate dal vento e dall'azione di natanti (0.3 – 0.61 m); moto turbolento e significativa incertezza nella definizione dei parametri di progetto.	1.6 - 2.0

Da un punto di vista teorico si deve precisare che questa trattazione è stata sviluppata fondandosi sull'ipotesi iniziale di moto uniforme o gradualmente vario e il fattore di stabilità è utilizzato per tenere conto di circostanze in cui questa ipotesi venga meno (colate, impatti dovuti al ghiaccio oppure a onde generate dal vento o da natanti o situazioni caratterizzate da incertezza delle condizioni idrauliche) e per incrementare, quindi cautelativamente, la dimensione dei massi che andranno a costituire la protezione. In merito al fattore di stabilità FS, questo è stato tarato sulla base di circa 30 rilievi effettuati in situ dall'USGS intorno agli anni '80 nelle quali le combinazioni delle grandezze alla base della formula per il calcolo del d_{50} sono risultate comprese nei seguenti intervalli:

- pendenze del profilo idrico comprese nei valori 0.00006-0.0162;
- tirante compreso nei valori 1.5-14.8 m;
- velocità medie nel canale dell'ordine 0.7-4.0 m/s;
- valori di portata compresi tra 36.3-2180 m^3/s ;
- d_{50} compreso tra 0.15-0.70 m;
- sezioni del canale sia simmetriche che non.

La formulazione appena descritta sarebbe limitatamente applicabile alle condizioni di moto uniforme o di moto gradualmente vario, in tratti caratterizzati da andamento rettilineo, o con curve morbide, e per sezioni uniformi; ciò nonostante le esigenze di progetto rendono utilizzabile questa formulazione anche in tutte le altre condizioni.

4.5 Determinazione dello scavo localizzato per pile in alveo

Per la valutazione dello scalzamento prodotto dalla corrente in prossimità delle pile dei ponti, al fine di definire la quota d'imposta delle fondazioni, non esiste una teoria univoca che consenta di interpretare il fenomeno nella sua complessità. Nel presente studio sono state utilizzate le metodologie di calcolo di seguito riportate, utilizzando il valore massimo fra quelli ottenuti.

4.5.1 Hec 18 - CSU

L'equazione HEC-18 riportata nella monografia "*Evaluating Scour at bridge - Fifth Edition*" edita dalla Federal Highway Administration è basata sull'equazione CSU ed è raccomandata sia in presenza che in assenza di trasporto solido. L'equazione calcola la massima profondità di scavo per pile semplici in canali con fondo sabbioso:

$$y_s = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} \cdot y_1 \cdot F_{r1}^{0.43}$$

dove

K_1 fattore correttivo legato alla forma della pila

K_2 fattore correttivo dipendente dall'angolo di attacco della corrente

K_3 fattore correttivo legato alle condizioni del fondo

a larghezza della pila della pila [m];

y_1 profondità della corrente subito a monte della pila [m];

F_{r1} numero di Froude in corrispondenza della pila.

Per pile allineate con la corrente esistono delle limitazioni nella profondità di erosione ricavate sperimentalmente:

$$y_s \leq 2.4 \cdot a \quad \text{se } F_{r1} \leq 0.80;$$

$$y_s \leq 3 \cdot a \quad \text{se } F_{r1} \geq 0.80;$$

Le tabelle seguenti riportano invece i fattori correttivi K_1 e K_3 :

Forma della pila	K_1
Squadrata	1.10

Arrotondata	1.00
Circolare	1.00
Gruppo di pali	1.00
Triangolare	0.90

 Tabella 8 – Coefficiente correttivo K_1

Configurazione fondo alveo	Altezza dune (m)	K_3
Clear – water	-	1.10
Piatto	-	1.10
Piccole dune	$0.60 \leq H < 3.00$	1.10
Dune medie	$3.00 \leq H < 9.00$	$1.10 \div 1.20$
Dune grandi	$H \geq 9.00$	1.30

 Tabella 9: Coefficiente correttivo K_3

Il coefficiente K_2 è stimato attraverso l'espressione seguente:

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$

dove L è la lunghezza della pila in direzione della corrente e θ angolo di attacco della corrente.

Se $\frac{L}{a} > 12$ il rapporto assume il valore massimo pari a 12.

Nel caso di pile tozze con basse profondità della corrente, tale relazione può essere utilizzata introducendo un fattore correttivo inferiore all'unità, infatti l'applicazione delle formule usuali a casi con tiranti comparabili con la larghezza della pila fornirebbero risultati eccessivi, rispetto a quanto riscontrato nella realtà.

L'applicazione di tali fattori è vincolata al soddisfacimento delle seguenti condizioni:

- Il rapporto tra la profondità della corrente e la larghezza della pila deve essere inferiore a 0.8 ($y/a < 0.8$);
- Il rapporto tra la larghezza della pila e il diametro medio dei sedimenti è maggiore di 50 ($a/d_{50} > 50$);
- Il numero di Froude è inferiore a 1.

Il fattore correttivo da applicare all'equazione precedente può essere calcolato nel modo seguente:

$$K_w = 2.58 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{0.34} \cdot F_{r1}^{0.65} \quad \text{per } V/V_c < 1$$

$$K_w = 1.0 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{0.13} \cdot F_{r1}^{0.25} \quad \text{per } V/V_c > 1$$

4.5.2 Equazione S/M di Sheppard-Melville

L'equazione di Sheppard-Melville è il risultato di diversi studi effettuati da vari ricercatori.

Nel seguente gruppo di equazioni sono riportate le relazioni per il calcolo dello scavo y_s :

$$\frac{y_s}{a^*} = 2.5 f_1 f_2 f_3 \quad \text{per } 0.4 < \frac{V_1}{V_c} < 1.0$$

$$\frac{y_s}{a^*} = f_1 \left[2.2 \left(\frac{\frac{V_1}{V_c} - 1}{\frac{V_{1p}}{V_c} - 1} \right) + 2.5 f_3 \left(\frac{\frac{V_{1p}}{V_c} - \frac{V_1}{V_c}}{\frac{V_{1p}}{V_c} - 1} \right) \right] \quad \text{per } 1 < \frac{V_1}{V_c} < \frac{V_{1p}}{V_c}$$

$$\frac{y_s}{a^*} = 2.2 f_1 \quad \text{per } \frac{V_1}{V_c} > \frac{V_{1p}}{V_c}$$

Le grandezze coinvolte direttamente e indirettamente sono:

$$f_1 = \tanh \left[\left(\frac{y_1}{a^*} \right)^{0.4} \right]$$

$$f_2 = \left\{ 1 - 1.2 \left[\ln \left(\frac{V_1}{V_c} \right) \right]^2 \right\}$$

$$f_3 = \left[\frac{\left(\frac{a^*}{d_{50}} \right)}{0.4 \left(\frac{a^*}{d_{50}} \right)^{1.2} + 10.6 \left(\frac{a^*}{d_{50}} \right)^{-0.13}} \right]$$

$$V_{1p} = \max(V_{1p1}; V_{1p2})$$

$$V_{1p1} = 5V_c$$

$$V_{1p2} = 0.6 \sqrt{g y_1}$$

$$a^* = K_s a_p$$

$$a_p = a \cdot \cos\theta + L \cdot \sin\theta$$

$$K_s = \begin{cases} 1 & \text{(pila circolare)} \\ 0.86 + 0.97 \left(\left| \frac{\pi\theta}{180} - \frac{\pi}{4} \right| \right)^4 & \text{(pila rettangolare)} \end{cases}$$

in cui:

- a è la larghezza della pila
- L è la lunghezza della pila
- θ è l'angolo di attacco della corrente espresso in gradi.

$$V_c = \begin{cases} 2.5 \cdot u^* \ln \left(\frac{73.5 y_1}{d_{50} \left[Re(2.85 - 0.58 \ln(Re)) + 0.002 Re \right] + \frac{111}{Re} - 6} \right) & \text{per } 5 \leq Re \leq 70 \\ 2.5 \cdot u^* \ln \left(\frac{2.21 y_1}{d_{50}} \right) & \text{per } Re > 70 \end{cases}$$

$$Re = \frac{u^* d_{50}}{2.32 \cdot 10^{-7}}$$

$$u^* = \left[16.2 \cdot d_{50} \left(\frac{9.09 \cdot 10^{-6}}{d_{50}} - d_{50} (38.76 + 9.6 \ln(d_{50})) - 0.005 \right) \right]^{0.5}$$

Si precisa, inoltre, che y_1 è il tirante della corrente in arrivo, V_1 è la velocità della corrente, V_c è la velocità critica e d_{50} è il diametro medio dei sedimenti.

Questa formulazione è stata ottenuta sia da risultati in laboratorio che da risultati sul campo e, confrontata con altri metodi, è quella raccomandata per situazioni di progetto in quanto fornisce risultati più precisi.

4.5.3 Scavo localizzato in materiali coesivi

Nel caso di materiali coesivi, lo scavo in corrispondenza delle pile generalmente progredisce più lentamente e dipende maggiormente dalle proprietà dei suoli, quali la velocità critica, la tensione tangenziale critica ed il tasso di erosione in condizioni idrauliche di superamento del valore critico.

Briaud et al. (2011) hanno proposto la seguente formulazione (sempre riportata nella monografia "Evaluating Scour at bridge - Fifth Edition" della FHWA) per materiali coesivi che include la velocità critica di inizio del fenomeno erosivo:

$$y_s = 2.2K_1K_2a^{0.65} \left(\frac{2.6V_1 - V_c}{\sqrt{g}} \right)^{0.7}$$

nella quale y_s , a , K_1 e K_2 hanno il significato riportato al par. 4.5.1 e:

V_c = velocità critica per l'inizio dell'erosione

g = accelerazione di gravità.

La velocità critica può essere determinata mediante prove sui materiali o può essere stimata, per vari tipi di suolo, imponendo una velocità di erosione di 0.1 mm/ora nell'abaco di

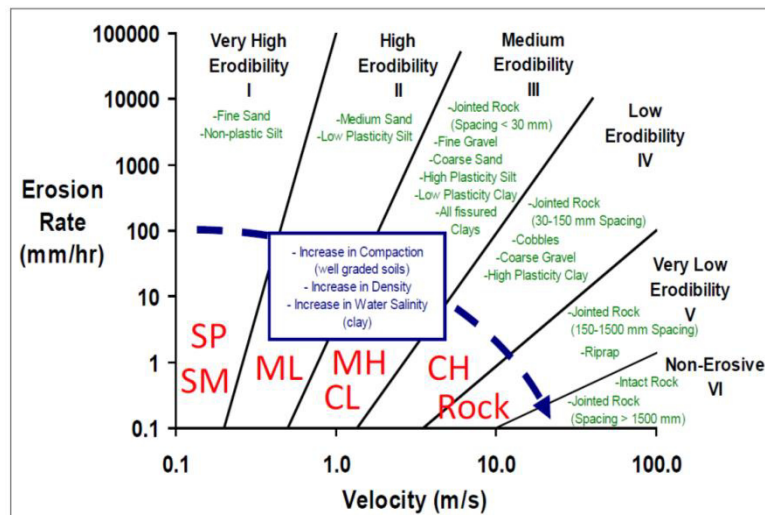


Figura 10 – Tasso di erosione vs. velocità critica per vari tipi di suolo (Briaud et al. 2011).

Lo scavo così determinato è il massimo scavo potenziale in condizioni idrauliche che permangono per un tempo sufficiente. Poiché tuttavia lo scavo nei materiali coesivi progredisce più lentamente che in quelli non coesivi, il massimo scavo potrebbe non essere raggiunto durante l'evento di piena di progetto e nemmeno durante la vita utile del ponte.

4.5.4 Verifica stabilità massi a protezione delle pile

Il dimensionamento delle protezioni attorno alla pila è stato effettuato in accordo all'equazione di Breusers. Tale relazione evidenzia come i processi di escavazione localizzata non si instaurino quando la velocità media è inferiore a metà della velocità critica di incipiente movimento del diametro medio dei sedimenti al fondo.

La valutazione della velocità critica di incipiente movimento può essere effettuata in due modi: mediante un equilibrio delle forze agenti sul materiale di fondo, oppure mediante il criterio di stabilità di Shields.

Si consideri per esempio un cubetto di materiale di lato d posto su un piano inclinato α e investito da una corrente con velocità v . Le forze attive F e resistenti sono:

$$F_1 = G \cdot \sin \alpha = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d^3 \cdot \sin \alpha \quad \text{componente del peso immerso}$$

$$F_2 = \frac{C_D \cdot d^2 \cdot \rho_w \cdot v_f^2}{2} \quad \text{spinta idrodinamica}$$

$$R = f \cdot G \cdot \cos \alpha = f \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d^3 \cdot \cos \alpha \quad \text{resistenza d'attrito}$$

essendo, rispettivamente $C_D \cong 0.5 \div 1$ e $f \cong 0.6 \div 0.8$ i coefficienti di resistenza idrodinamica e d'attrito e v_f la velocità media che agisce sulla faccia del cubetto: quindi in prossimità al fondo, solitamente indicata come velocità al fondo.

Le condizioni di equilibrio allo scorrimento e alla rotazione rispetto allo spigolo di valle:

$F_1 + F_2 = R$ e $(F_1 + F_2) \cdot \frac{d}{2} = \frac{G \cdot d}{2} \cdot \cos \alpha$ danno modo di dedurre il valore della velocità critica v_{cr} che dà luogo al moto. I due valori della velocità, ritenuto che possa, per le pendenze esigue, porsi $\sin \alpha \cong 0$ e $\cos \alpha \cong 1$, sono rispettivamente:

$$v_{cr} = v_0 \cdot \sqrt{f} \quad v_{cr} = v_0$$

Dove:

$$v_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot d \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}{C_D \cdot \gamma_w}}$$

Essendo $f < 1$ si può dedurre come sia più facile il trascinamento del materiale rispetto al ribaltamento.

Assegnati i valori di $C_D \cong 0.8$ e $f \cong 0.6$ si ottiene:

$$v_{cr} = 0.85 \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot d \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w}}$$

Dalla quale assunto $\gamma_s = 26000 \text{ N/m}^3$, si ha rispettivamente

$$v_{cr} \cong 5 \cdot \sqrt{d} \quad \text{e} \quad v_{cr} \cong 6 \cdot \sqrt{d}$$

E' ritenuto che il coefficiente associato a \sqrt{d} debba essere maggiore a 8 per determinare il movimento.

Una deduzione può farsi anche a partire dalla relazione di Shields ottenendo:

$$v_{cr} = K_s \cdot R_H^{1/6} \sqrt{0.06 \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \right)} \cdot \sqrt{d}$$

Nel presente studio il valore della velocità critica è stato assunto pari al minore tra i due calcolati con le due metodologie precedentemente descritte.

4.6 Corso d'acqua alla progressiva 9+600 – Opera ferroviaria VI10

4.6.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 9+600	RS3E50D78P6ID0002001A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 9+600	RS3E50D78FZID0002001A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 9+600	RS3E50D78WZID0002001A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 9+600	RS3E50D78WZID0002012A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 9+600	RS3E50D78BZID0002001A

4.6.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia circa 300 m a monte dell'attraversamento della linea ferroviaria esistente e si estende fino allo sbocco nel fiume Dittaino, per una lunghezza complessiva pari a circa 1 000m. Le sezioni di studio (Figura 11) sono state ricavate dal rilievo celerimetrico appositamente eseguito. Lungo il tratto di corso d'acqua studiato sono presenti due manufatti: uno in corrispondenza dell'attraversamento della strada statale 192 e l'altro in corrispondenza della linea ferroviaria esistente (Figura 12).

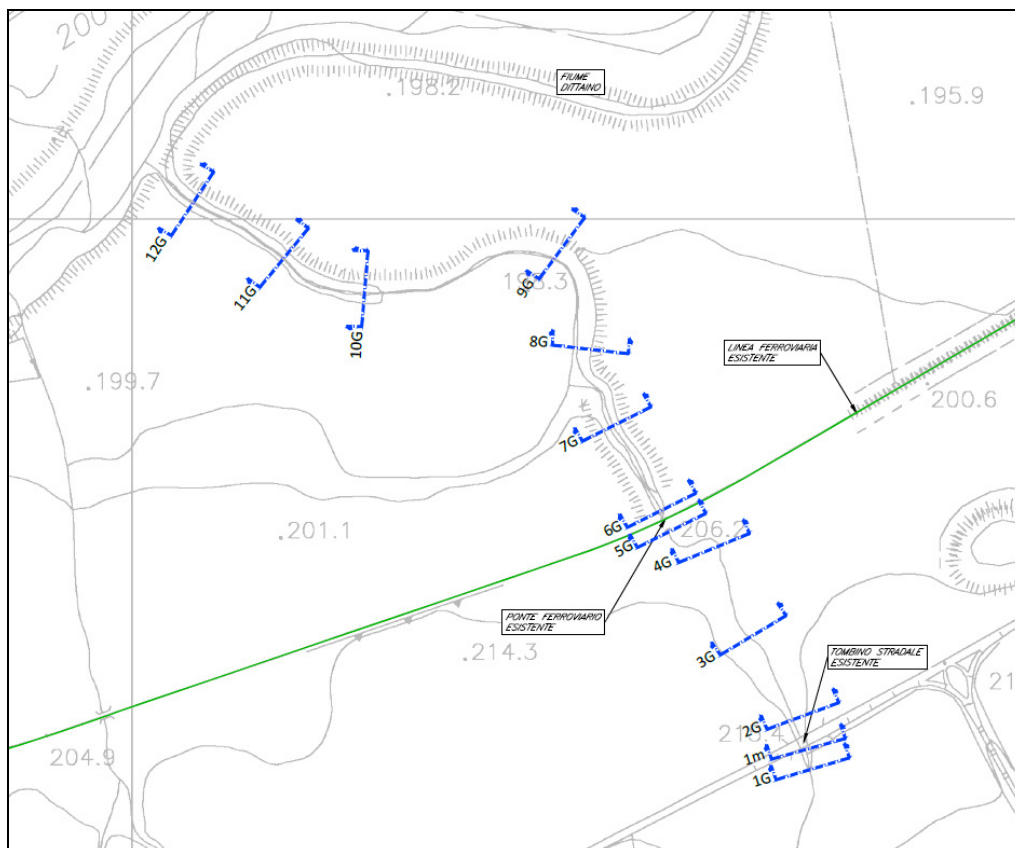


Figura 11 - Corso d'acqua alla progressiva 9+600_Configurazione ante operam



Figura 12 - Corso d'acqua alla progressiva 9+600_Attraversamento SS192 (sinistra) e ferroviario (destra)

La pendenza media nel tratto compreso tra i due manufatti è pari a circa il 3%, mentre di addolcisce nel tratto a valle della linea storica.

L'andamento planimetrico tra i due attraversamenti, moderatamente tortuoso, presenta un meandro in prossimità del rilevato ferroviario (Figura 13). L'alveo presenta un fondo con presenza di ciottoli e qualche trovante di maggiori dimensioni, con evidenza di erosioni alla base delle sponde (Figura 14 e Figura 15).



Figura 13 - Corso d'acqua alla progressiva 9+600_Foto area meandro in prossimità dell'attraversamento ferroviario.

Tale carattere torrentizio viene meno a valle dell'attraversamento ferroviario esistente dove le pendenze sono minori (Figura 16).



Figura 14 - Corso d'acqua alla progressiva 9+600_Foto in prossimità dell'attraversamento stradale.



Figura 15 - Corso d'acqua alla progressiva 9+600_Foto a monte dell'attraversamento ferroviario.



Figura 16 - Corso d'acqua alla progressiva 9+600_Foto a valle dell'attraversamento ferroviario.

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 14
- *N. manufatti* 2
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - *Opera I (viabilità)*
 - Tipologia tombino
 - Larghezza x Altezza 2.0x4.0 m
 - Lunghezza 11.0 m
 - *Opera II (linea storica)*
 - Tipologia tombino
 - Larghezza x Altezza 2.0x2.0 m
 - Lunghezza 18.0 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 13.16 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza moto uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino Tr200: 199.8 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 10 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 10 – Risultati ante operam Pk 9+600. Tr 200 anni.

Sezione	Portata	Fondo alveo SdF	Livello idrico	Livello altezza critica	Livello energetico	Velocità	Froude
	[m ³ /s]		[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m/s]	
1G-inizio	13.16	209.06	211.55	210.40	211.60	1.00	0.24
monte I opera	13.16	208.65	211.53	210.01	211.57	0.88	0.22
valle I opera	13.16	207.54	209.35	208.64	209.42	1.20	0.34
2G	13.16	207.37	208.89	208.89	209.28	2.75	1.01
3G	13.16	203.75	205.22	205.32	205.77	3.29	1.19
4G	13.16	201.24	202.63	202.45	202.86	2.13	0.75
5G (monte II opera)	13.16	199.35	202.70	200.38	202.70	0.36	0.08
6G (valle II opera)	13.16	199.15	200.04	199.75	200.14	1.40	0.52
7G	13.16	197.88	199.79	198.81	199.82	0.75	0.20
8G	13.16	196.92	199.80	197.44	199.80	0.11	0.02
9G	13.16	196.66	199.80	197.24	199.80	0.06	0.01
10G	13.16	195.75	199.80	196.10	199.80	0.03	0.00
11G	13.16	195.29	199.80	195.71	199.80	0.03	0.00
12G	13.16	194.87	199.80	195.33	199.80	0.05	0.01

In Figura 17 è riportato il profilo idrico di calcolo. Il tombino di attraversamento della linea storica non presenta capacità di deflusso adeguata. A valle della linea storica, inoltre, per effetto del livello di rigurgito determinato dalla piena del Dittaino, il corso d'acqua presenta esondazioni.

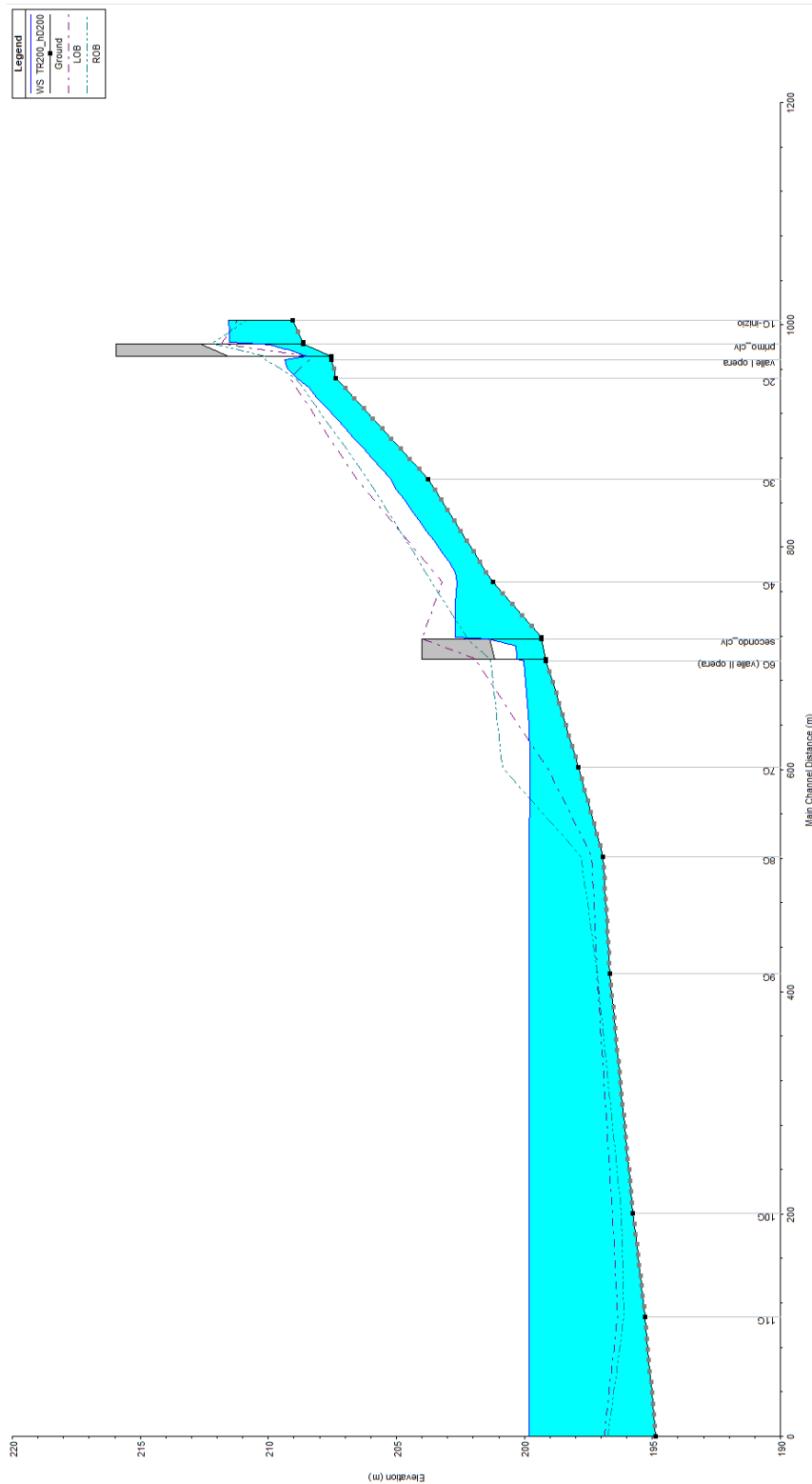


Figura 17 - Profilo idraulico ante operam Pk 9+600. Tr 200 anni.

4.6.3 Simulazione numerica post operam

La configurazione di progetto prevede la deviazione del corso d'acqua al fine di rettificarne il tracciato in corrispondenza del viadotto VI10 sulla linea ferroviaria di progetto (Figura 18). Data, inoltre, l'insufficienza idraulica del tombino esistente sulla linea storica, che condiziona il funzionamento idraulico del viadotto VI10, il progetto prevede la realizzazione di un nuovo attraversamento (VI22) sulla ferrovia esistente in sostituzione di quello attuale.

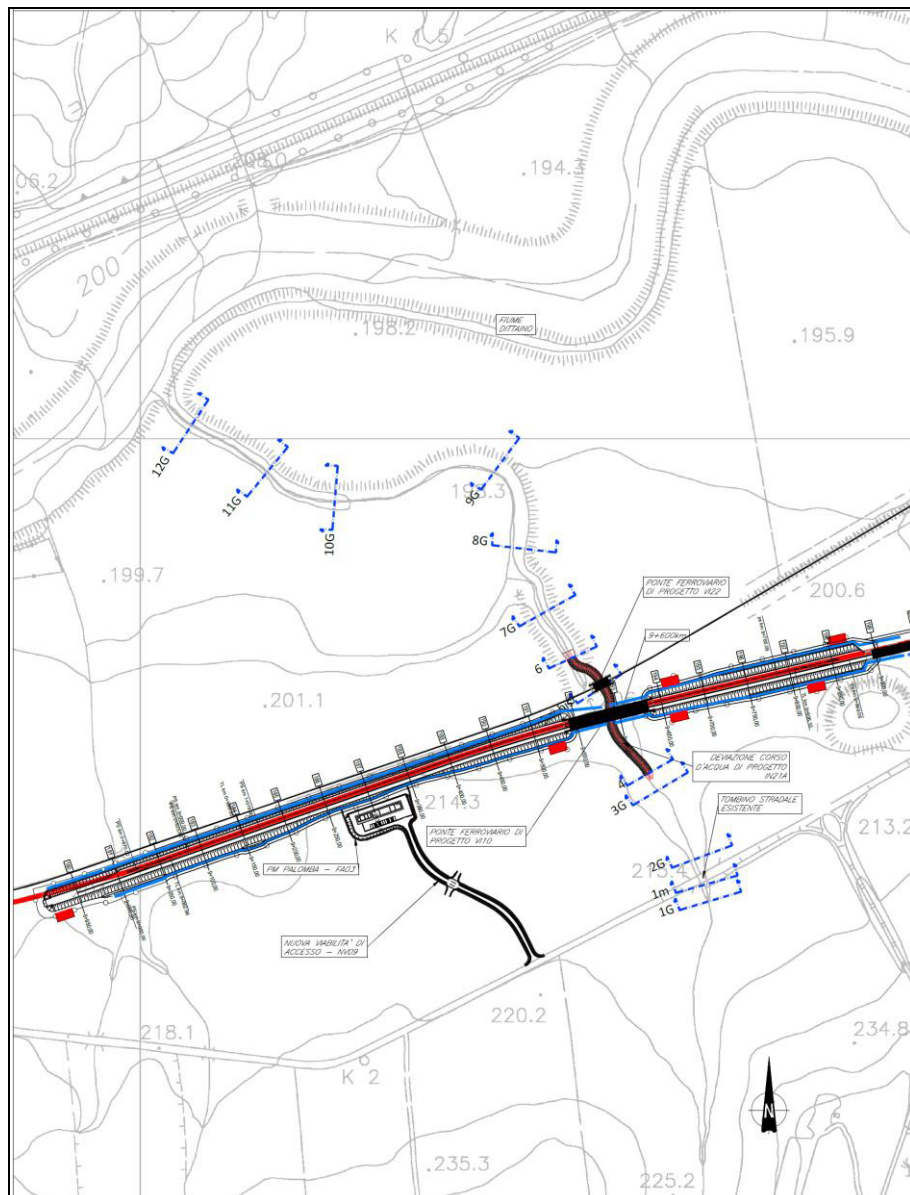


Figura 18 - Corso d'acqua alla progressiva 9+600_ Configurazione post operam

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 17
- *N. manufatti* 3
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - *Opera I (viabilità esistente)*
 - Tipologia tombino
 - Larghezza x Altezza 2.0x4.0 m
 - Lunghezza 11.0 m
 - *Viadotto di progetto VI10*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 207.09 m s.m.m.
 - Lunghezza 15.0 m
 - *Viadotto di progetto VI22 su linea storica*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 202.39
 - Lunghezza 9.6 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 13.16 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza moto uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino Tr200: 199.8 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso esistente $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Alveo inciso sistemazione $n=0.030 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 11 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti e di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 11 – Risultati post operam Pk 9+600. Tr 200 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
1G-inizio	13.16	209.06	211.55	210.40	211.60	1.00	0.24
monte I opera	13.16	208.65	211.53	210.01	211.57	0.88	0.22
valle I opera	13.16	207.54	209.35	208.64	209.42	1.20	0.34
2G	13.16	207.37	208.89	208.89	209.28	2.75	1.01
3G	13.16	203.75	205.22	205.32	205.77	3.29	1.19
4 inizio sist	13.16	203.25	204.02	204.28	204.86	4.07	1.68
5m (monte viadotto VI10)	13.16	201.24	202.05	202.27	202.79	3.81	1.54
5 sez valle viadotto	13.16	199.35	200.20	200.38	200.85	3.59	1.42
5m bis (monte VI22)	13.16	199.11	199.91	200.14	200.67	3.85	1.56
a valle di VI 22	13.16	199.00	200.20	200.03	200.46	2.24	0.77
6 fine sist	13.16	198.77	199.85	199.80	200.19	2.60	0.93
7G	13.16	197.88	199.79	198.82	199.82	0.75	0.20
8G	13.16	197.62	199.80	197.43	199.80	0.08	0.02
9G	13.16	196.66	199.80	197.24	199.80	0.06	0.01
10G	13.16	195.75	199.80	196.10	199.80	0.03	0.00
11G	13.16	195.29	199.80	195.71	199.80	0.03	0.00
12G	13.16	194.87	199.80	195.33	199.80	0.05	0.01

In Figura 19 è riportato il profilo idrico di calcolo.

I viadotti in progetto sono caratterizzati dai valori del franco riportati in Tabella 12 e soddisfano i criteri di verifica riportati al § 3.1.

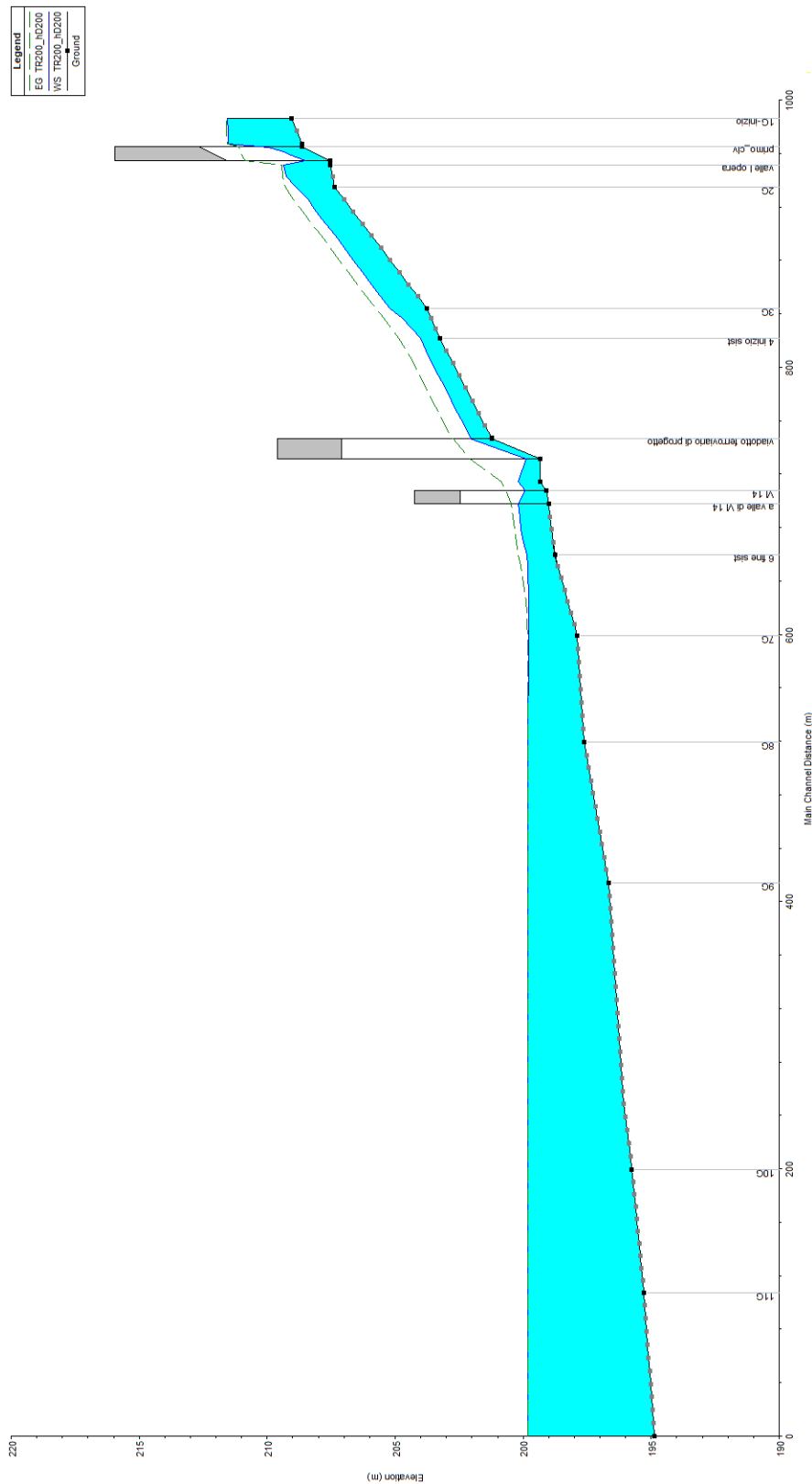


Figura 19 – Profilo idraulico post operam Pk 9+600. Tr 200 anni.

Tabella 12 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 9+600. Tr 200 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Sez	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo-intradosso opera m
VI10	207.09	5m	202.05	5.04	202.79	4.30	201.24	5.85
VI22	202.39	5m bis	199.91	2.48	200.67	1.72	199.11	3.28

Si precisa che per il corso d'acqua in esame, non si ravvisa il rischio di trasporto d'alberi d'alto fusto; si ritiene, pertanto, adeguata una distanza tra intradosso dei viadotti e fondo alveo inferiore a 6.0m.

4.6.4 Sistemazione e protezione

L'intervento di sistemazione prevede, oltre alla deviazione planimetrica, anche una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a 3.0 m e pendenza delle sponde 2:3.

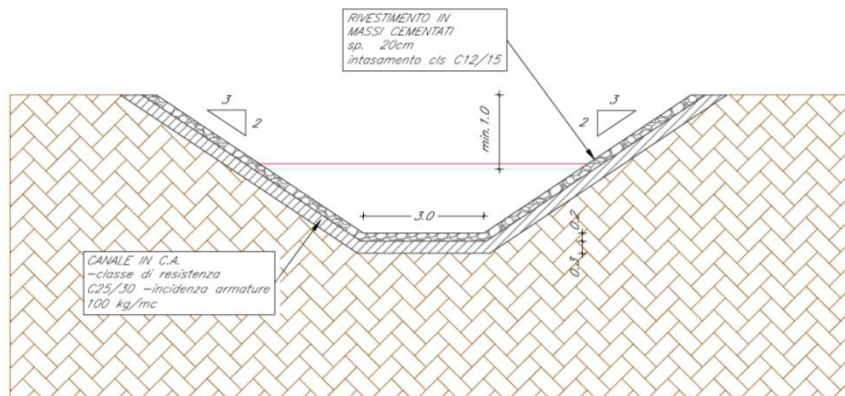


Figura 20 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 9+600.

In considerazione della compattezza della sezione e per le elevate pendenze del tratto di monte del corso d'acqua, che danno luogo a elevate velocità, si è scelto di rivestire il canale in c.a. con una finitura superficiale in massi cementati, agevolando con tale soluzione anche le operazioni di manutenzione.

4.7 Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74 – Opera ferroviaria VI12

4.7.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 11+413.74	RS3E50D78P6ID0002002A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 11+413.74	RS3E50D78FZID0002002A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 11+413.74	RS3E50D78WZID0002002A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 11+413.74	RS3E50D78WZID0002013A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 11+413.74	RS3E50D78BZID0002002A

4.7.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia circa 400m a monte dell'attraversamento della linea ferroviaria esistente e si estende fino allo sbocco nel fiume Dittaino, per una lunghezza complessiva pari a circa 1800m. Le sezioni di studio sono state estratte dal rilievo celerimetrico eseguito nell'ambito del progetto (Figura 21). Nel tratto iniziale il corso d'acqua attraversa prima la statale 192 e immediatamente dopo la linea ferroviaria esistente.

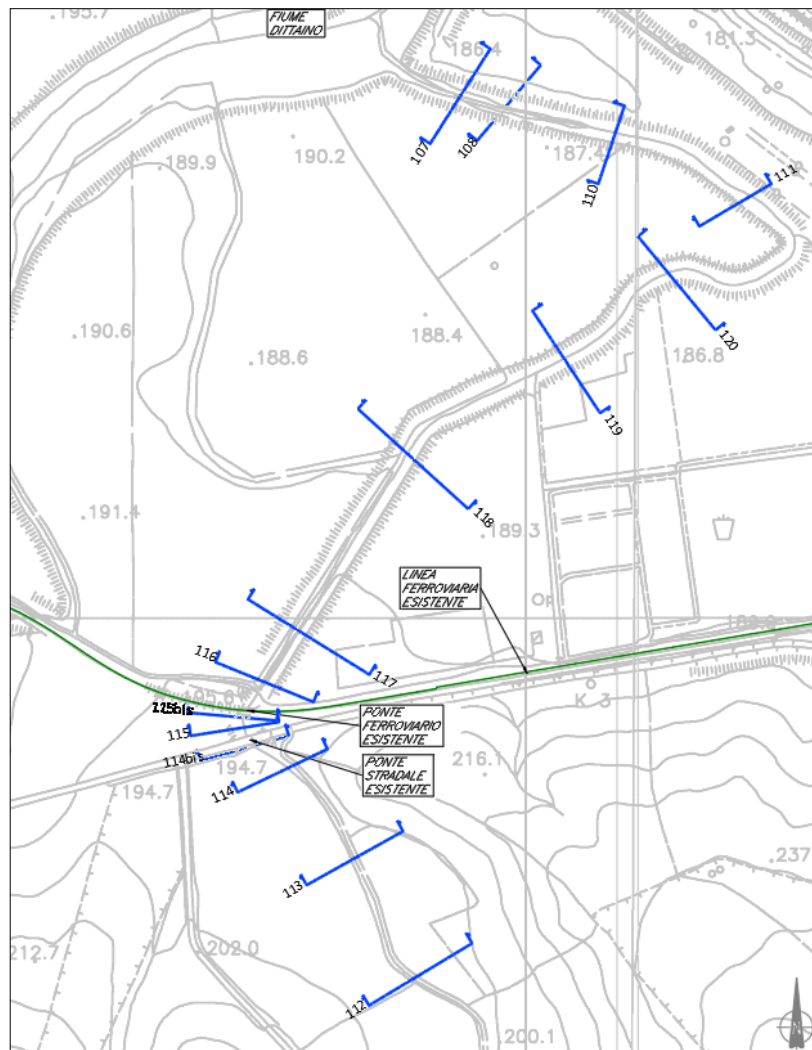


Figura 21 - Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74_ Configurazione ante operam

Il corso d'acqua presenta una pendenza media a monte degli attraversamenti esistenti del 1% mentre a valle di circa lo 0.4%.

L'alveo tra gli attraversamenti esistenti e la foce presenta un andamento abbastanza regolare con una curvatura pronunciata nel tratto finale. A monte dell'attraversamento ferroviario esistente il fondo alveo presenta materiale fine privo di particolari irregolarità (Figura 22). Da segnalare la presenza di molto materiale lapideo che ostruisce in parte le luci dell'attraversamento ferroviario esistente e la luce di quello stradale, probabilmente di origine antropica (Figura 23).

A valle dell'attraversamento ferroviario esistente l'alveo presenta una folta presenza di vegetazione con un fondo costituito da materiale sabbioso-argilloso e presenza di materiale lapideo (Figura 24).



Figura 22 – Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74_ Foto a monte ponte ferroviario esistente



Figura 23 - Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74 Attraversamento SS192 (sopra) e ferrovia PA-CT (sotto)



Figura 24 – Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74_Foto in prossimità del nuovo viadotto

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 16
- *N. manufatti* 2
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - Opera I (viabilità esistente)*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 192.87 m s.m.m.
 - Lunghezza 10.05 m
 - Opera II (linea storica)*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 191.95 m s.m.m.
 - Lunghezza 9.35 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 80.26 m³/s (Tr300)
 - Condizione monte altezza di moto uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino Tr300: 189.1 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso n=0.045 m^{-1/3} s
 - Golene n=0.035 m^{-1/3} s

Risultati

In Tabella 13 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 13 – Risultati ante operam Pk 11+413.74. Tr 300 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 112	80.26	193.09	195.7	195.23	196.13	2.99	0.65
Sez. 113	80.26	191.38	194.28	194.01	194.96	3.66	0.82
Sez. 114	80.26	190.22	193.5	192.6	193.71	2.11	0.44
Sezione a monte ponte stradale	80.26	189.72	193.52	191.59	193.6	1.43	0.24
Sezione 115	80.26	189.72	192.99	191.38	193.06	1.26	0.24
Sez. monte ponte ferroviario	80.26	189.2	192.89	191	193.04	1.72	0.3
Sez. valle ponte ferroviario	80.26	189.17	192.06	191.19	192.37	2.44	0.5
Sez. 116	80.26	189.03	191.99	191.12	192.18	2.08	0.41
Sez. 117	80.26	188.62	191.63	190.71	191.92	2.51	0.48
Sez. 118	80.26	187.4	190.65	190.04	190.93	2.43	0.51
Sez. 119	80.26	186.48	189.72	189.01	189.98	2.39	0.48
Sez. 120	80.26	185.85	189.27	188.32	189.47	2.05	0.42
Sez. 111	80.26	184.82	189.12	186.8	189.13	0.21	0.04
Sez. 110	80.26	184.37	189.12	186.54	189.12	0.2	0.03
Sez. 108	80.26	183.86	189.11	186.04	189.12	0.42	0.07
Sez. 107	80.26	183.44	189.1	185.92	189.11	0.51	0.08

In Figura 25 è riportato il profilo idrico di calcolo.

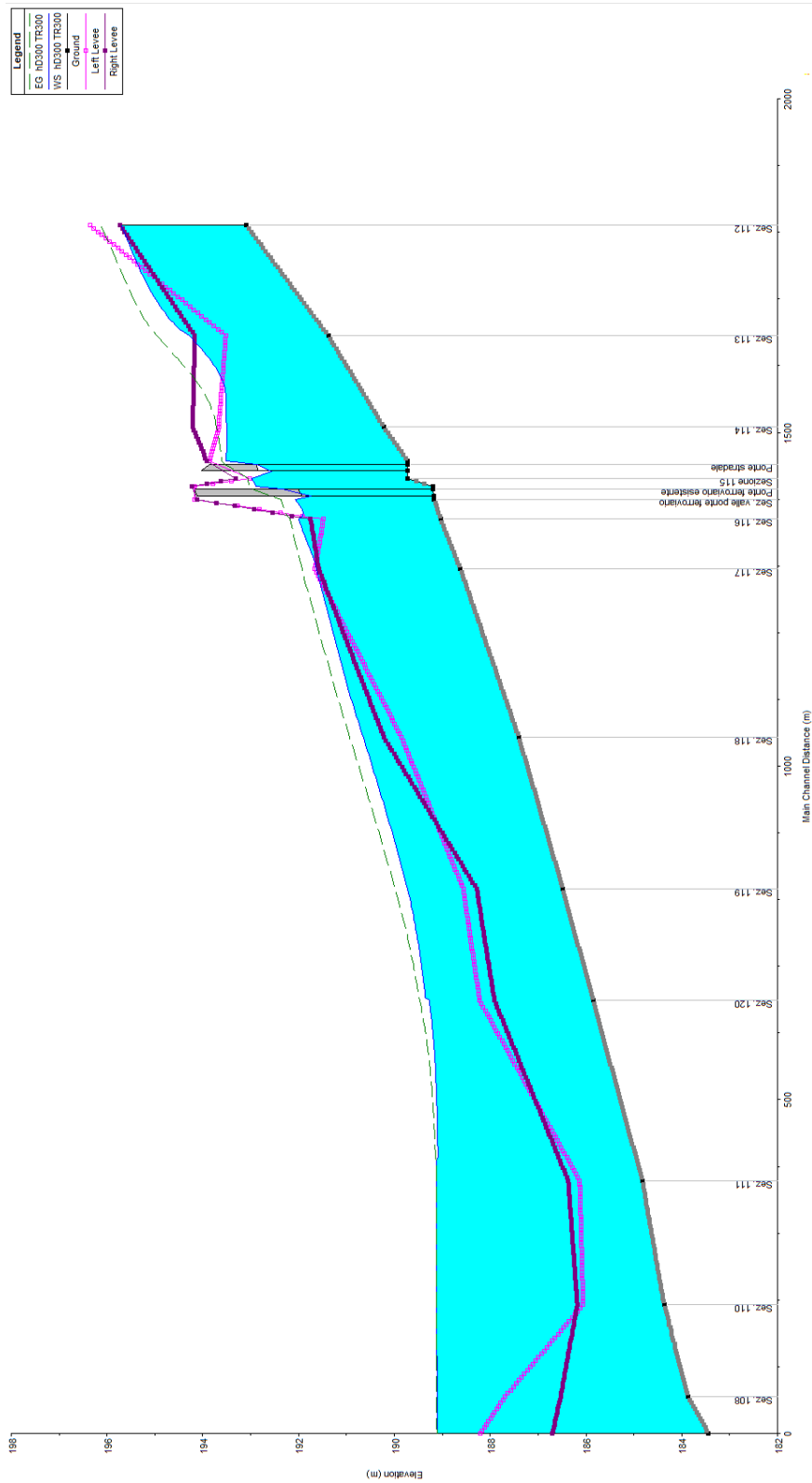


Figura 25 - Profilo idraulico ante operam Pk 11+413.74. TR300 anni

4.7.3 Simulazione numerica post operam

La configurazione di progetto prevede la realizzazione del viadotto VI12 in corrispondenza dell'interferenza con il corso d'acqua in oggetto ed una leggera deviazione di quest'ultimo al fine di attraversare ortogonalmente il viadotto e nella mezzeria tra le pile 16 e 17, che presentano un interasse di 70.0 m (Figura 26).

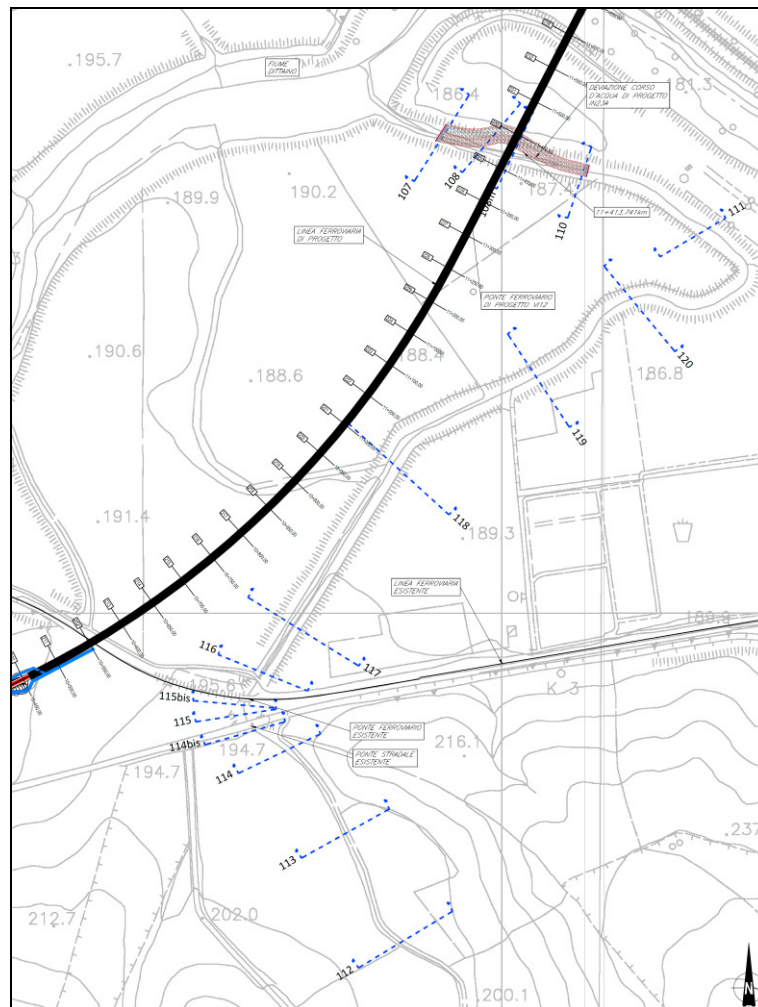


Figura 26 - Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74_ Configurazione post operam

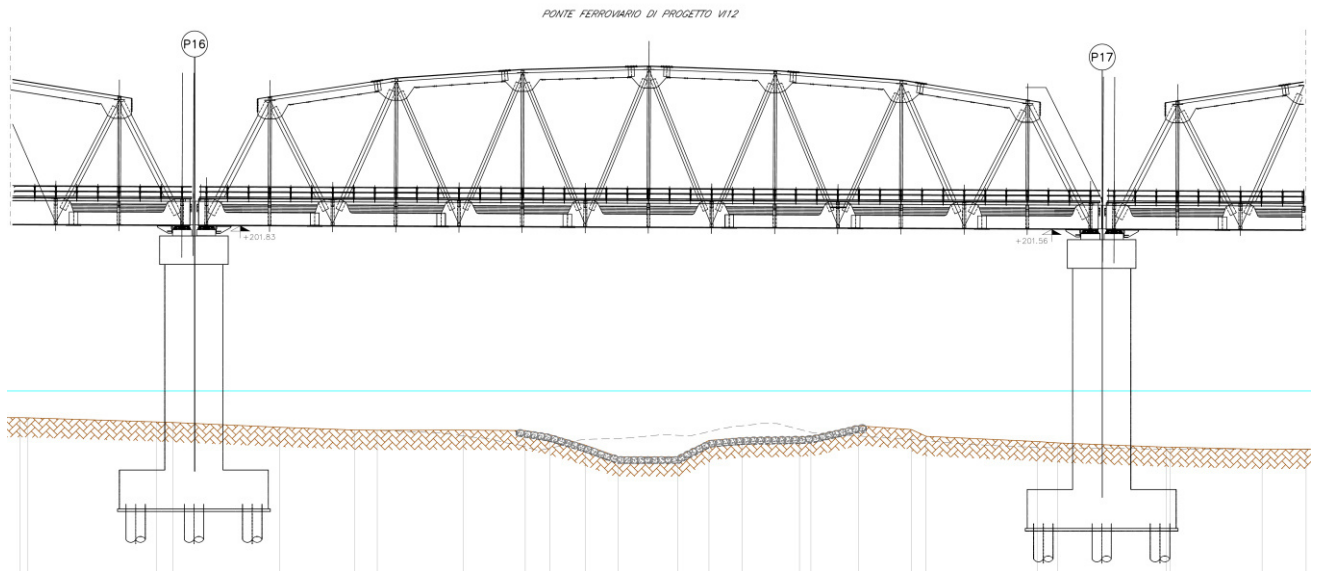


Figura 27 - Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74. Sezione in corrispondenza del VI12.

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 18
- *N. manufatti* 3
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - Opera I (viabilità esistente)*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 192.87 m s.m.m.
 - Lunghezza 10.05 m
 - Opera II (linea storica)*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 191.95 m s.m.m.
 - Lunghezza 9.35 m
 - Viadotto di progetto VI12*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 201.56 m s.m.m.
 - Lunghezza 14.00 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 80.26 m³/s (Tr300)
 - Condizione monte altezza critica
 - Condizione valle livello Dittaino Tr300: 189.1 m s.m.m
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso n=0.045 m^{-1/3} s
 - Golene n=0.035 m^{-1/3} s

Risultati

In Tabella 14 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti e di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 14 – Risultati post operam Pk 11+413.74. Portata Tr 300 anni e condizione di valle livello Dittaino Tr300.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 112	80.26	193.09	195.76	195.23	196.16	2.91	0.62
Sez. 113	80.26	191.38	194.28	194.01	194.96	3.65	0.81
Sez. 114	80.26	190.22	193.47	192.6	193.69	2.14	0.44
Sezione a monte ponte stradale	80.26	189.72	193.49	191.59	193.58	1.45	0.24
Sezione 115	80.26	189.72	192.96	191.38	193.03	1.28	0.24
Sez. monte ponte ferroviario	80.26	189.2	192.86	191	193.01	1.73	0.3
Sez. valle ponte ferroviario	80.26	189.17	192.02	191.19	192.34	2.48	0.52
Sez. 116	80.26	189.03	192	191.12	192.18	2.06	0.41
Sez. 117	80.26	188.62	191.63	190.71	191.92	2.51	0.48
Sez. 118	80.26	187.4	190.65	190.04	190.93	2.43	0.51
Sez. 119	80.26	186.48	189.72	189.01	189.98	2.39	0.48
Sez. 120	80.26	185.85	189.27	188.32	189.47	2.05	0.42
Sez. 111	80.26	184.82	189.12	186.8	189.13	0.21	0.04
Sez. 110	80.26	184.37	189.12	186.46	189.12	0.2	0.03
Sezione monte VI12	80.26	184.03	189.11	186.19	189.12	0.46	0.07
Sezione valle VI12	80.26	184.03	189.11	186.19	189.12	0.46	0.07
Sez. 108	80.26	183.86	189.11	185.97	189.12	0.41	0.07
Sez. 107	80.26	183.44	189.1	185.92	189.11	0.51	0.08

In Figura 28 è riportato il profilo idrico di calcolo.

Il viadotto in progetto è caratterizzato dal valore del franco riportato in Tabella 15 e soddisfa i criteri di verifica riportati al § 3.1.

Tabella 15 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 11+413.74. Tr 300 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Sezione	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo- intradosso opera m
VI12	201.56	Sezione monte VI12	189.11	12.45	189.12	12.44	184.03	17.53

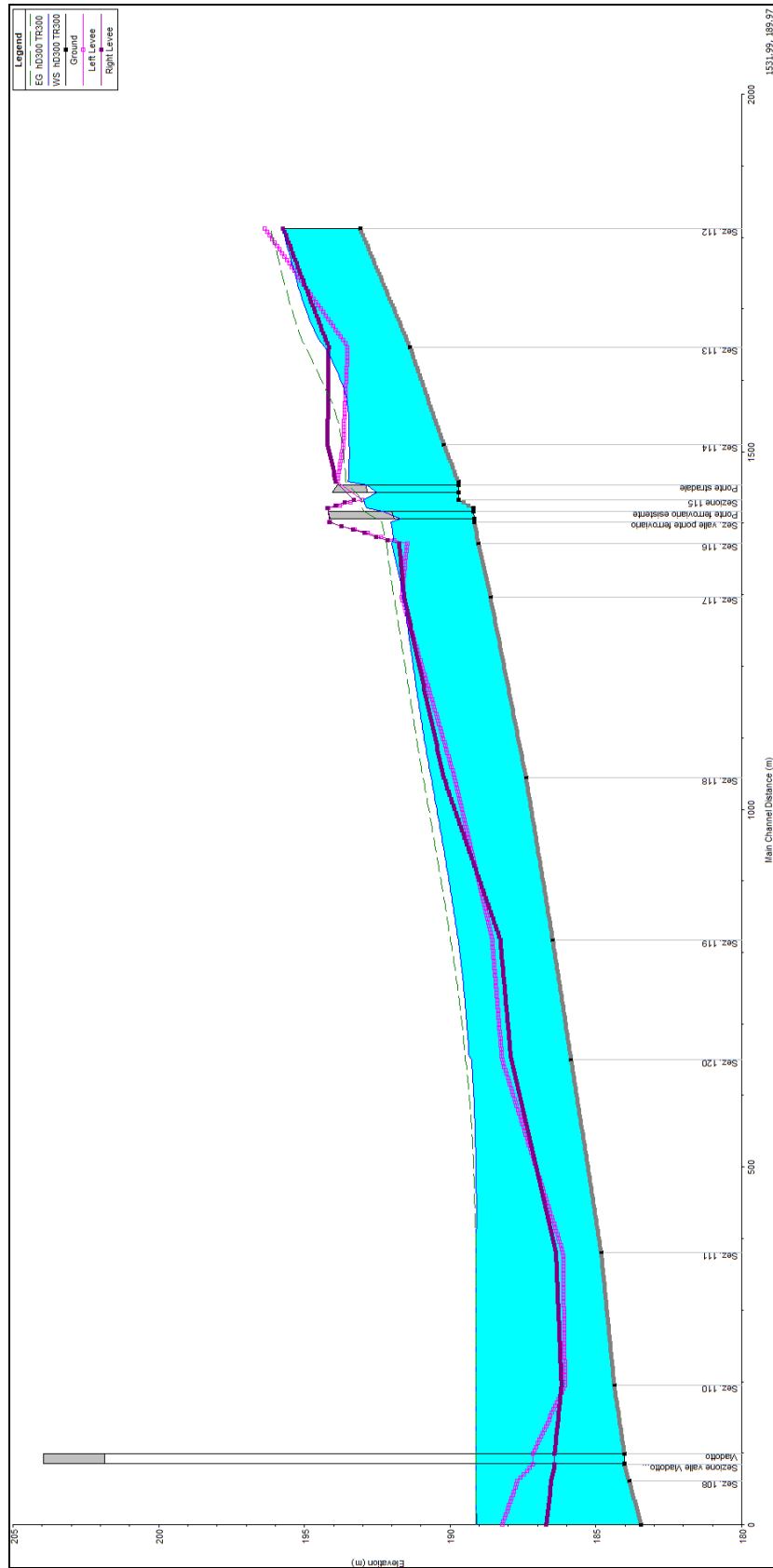


Figura 28 - Profilo idraulico post operam Pk 11+413.74. TR300 anni

In Tabella 16 sono, inoltre, riportati i risultati delle simulazioni idrauliche ottenuti per una condizione al contorno di valle pari all'altezza di moto uniforme (pendenza del fondo $i=0.007$), che verranno utilizzati nella verifica del rivestimento delle sezioni di progetto, di cui al successivo paragrafo.

Tabella 16 – Risultati post operam Pk 11+413.74. Portata Tr 300 anni e condizione di valle altezza moto uniforme.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 112	80.26	193.09	195.76	195.23	196.16	2.91	0.62
Sez. 113	80.26	191.38	194.28	194.01	194.96	3.65	0.81
Sez. 114	80.26	190.22	193.47	192.60	193.69	2.14	0.45
Sezione a monte ponte stradale	80.26	189.72	193.49	191.59	193.57	1.45	0.24
Sezione 115	80.26	189.72	192.96	191.38	193.03	1.28	0.24
Sez. monte ponte ferroviario	80.26	189.20	192.86	191.00	193.01	1.73	0.30
Sez. valle ponte ferroviario	80.26	189.17	192.02	191.19	192.33	2.48	0.52
Sez. 116	80.26	189.03	192.00	191.12	192.18	2.07	0.41
Sez. 117	80.26	188.62	191.61	190.71	191.91	2.54	0.49
Sez. 118	80.26	187.40	190.63	190.04	190.92	2.46	0.52
Sez. 119	80.26	186.48	189.58	189.01	189.88	2.57	0.53
Sez. 120	80.26	185.85	188.79	188.32	189.13	2.63	0.60
Sez. 111	80.26	184.82	187.80	186.80	187.92	1.48	0.31
Sez. 110	80.26	184.37	187.00	186.46	187.33	2.54	0.59
Sezione monte Viadotto	80.26	184.03	186.87	186.19	186.97	1.42	0.34
Sezione valle Viadotto	80.26	184.03	186.83	186.19	186.93	1.48	0.36
Sez. 108	80.26	183.86	186.76	185.97	186.87	1.49	0.37
Sez. 107	80.26	183.44	186.36	185.92	186.60	2.20	0.61

4.7.4 Sistemazione e protezione

L'intervento di sistemazione prevede, oltre alla leggera deviazione planimetrica, anche una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a 4.6 m e pendenza delle sponde all'incirca di 1:2.

Si prevede, inoltre, la protezione del fondo e delle sponde con massi di diametro minimo pari a 50 cm (Figura 29).

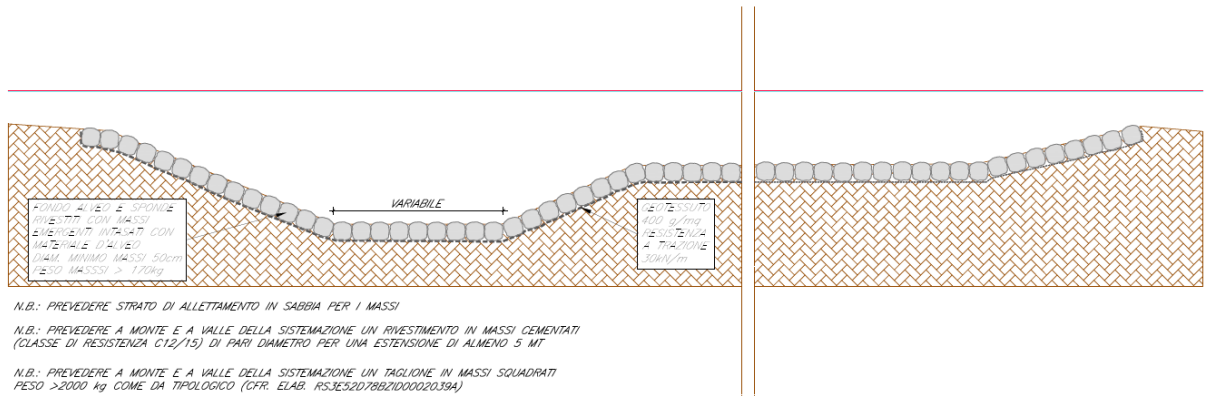


Figura 29 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 11+413.74.

Si riportano di seguito le verifiche del rivestimento previsto con la metodologia di Shields e della FHWA, effettuate utilizzando i risultati della modellazione idraulica ottenuti imponendo come condizione al contorno di valle l'altezza di moto uniforme per una portata caratterizzata da Tr300 anni.

Approccio secondo Shields

La Tabella 17 riporta i dati necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione adoperando il metodo di Shields, in particolare: il raggio idraulico (RH), la tensione tangenziale media (τ_0), la velocità media (V), il tirante (h).

Tabella 17 – Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.

Sezione	R _H [m]	T ₀ [N/m ²]	V [m/s]	h [m]
Sez. 110	1.8	105.32	2.54	1.86
Sezione monte Viadotto	1.7	33.59	1.42	1.74
Sezione valle Viadotto	1.65	36.71	1.48	1.70
Sez. 108	1.6	37.62	1.49	1.64
Sez. 107	1.28	88.14	2.20	1.34

Il valore della tensione tangenziale media utilizzato nel calcolo della stabilità dei massi è quello massimo ottenuto dalla simulazione monodimensionale nel tratto sistemato ed è pari a 105.32 N/m², riscontrato nella sezione Sez.110.

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.47, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima.

Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo ($\tau_{\max, \text{fondo}}$) e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{fsponde}}$) applicando a quello medio i coefficienti moltiplicativi riportati in Figura 9.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(o)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini, in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 3.72 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 27° , un angolo di attrito dei massi φ pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{fondo}}$, $\tau_{\max, \text{fsponde}}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(o)}$, $\tau_{cr,(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

Tabella 18 – Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.

β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{\max, \text{fondo}}$	$\tau_{\max, \text{sponde}}$	$\tau_{cr(0)}$	$\tau_{cr(\alpha)}$	F_0	F_α
		[N/m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]		
1.4	1.0	147	105	645	507	4.4	4.8

La tabella evidenzia, considerati gli alti coefficienti di sicurezza, che le protezioni adottate sono ampiamente sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Approccio secondo la FHWA

La tabella seguente riporta i dati caratteristici della simulazione monodimensionale necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione e in particolare: la velocità media (V), il tirante (h).

La sezione presa come riferimento è la Sez. 110 in quanto è quella con velocità maggiore. Inoltre, si sono assunti un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 27° , un angolo di attrito dei massi φ pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

Gli ulteriori parametri considerati sono:

- R/W=22
- FS=1.6


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA					
	RELAZIONE IDRAULICA – TRATTA DA KM 8+290 A 22+800 -OPERE MAGGIORI	PROGETTO RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

Tabella 19 – Corso d'acqua alla progressiva 11+413.74: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con metodo FHWA.

Sezione	V [m/s]	h [m]
Sez. 110	2.54	1.86
Sezione monte Viadotto	1.42	1.74
Sezione valle Viadotto	1.48	1.7
Sez. 108	1.49	1.64
Sez. 107	2.20	1.34

L'applicazione della formula per il calcolo del diametro fornisce un valore pari a 20 cm. L'assunzione di massi di diametro pari a 50 cm a protezione del fondo risulta, pertanto, a favore di sicurezza.

4.8 Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83 – Fosso Banco di Pagano - Opera ferroviaria VI12

4.8.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 12+338.83	RS3E50D78P6ID0002003A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 12+338.83	RS3E50D78FZID0002003A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 12+338.83	RS3E50D78WZID0002003A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 12+338.83	RS3E50D78WZID0002014A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 12+338.83	RS3E50D78BZID0002003A

4.8.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia circa 400m a monte della nuova linea ferroviaria e si estende fino allo sbocco nel fiume Dittaino (Figura 30), per una lunghezza complessiva pari a circa 1000m. Prima di intersecare il rilevato ferroviario di progetto il fosso attraversa una strada locale.

La pendenza media è pari circa all' 1.3% con incrementi locali fino al 2%.

L'alveo si presenta rettilineo con alveo inciso nel tratto iniziale, mentre diventa più tortuoso avvicinandosi al Dittaino. Sul fondo è evidente la presenza di ciottoli e qualche trovante di maggiori dimensioni (Figura 31).

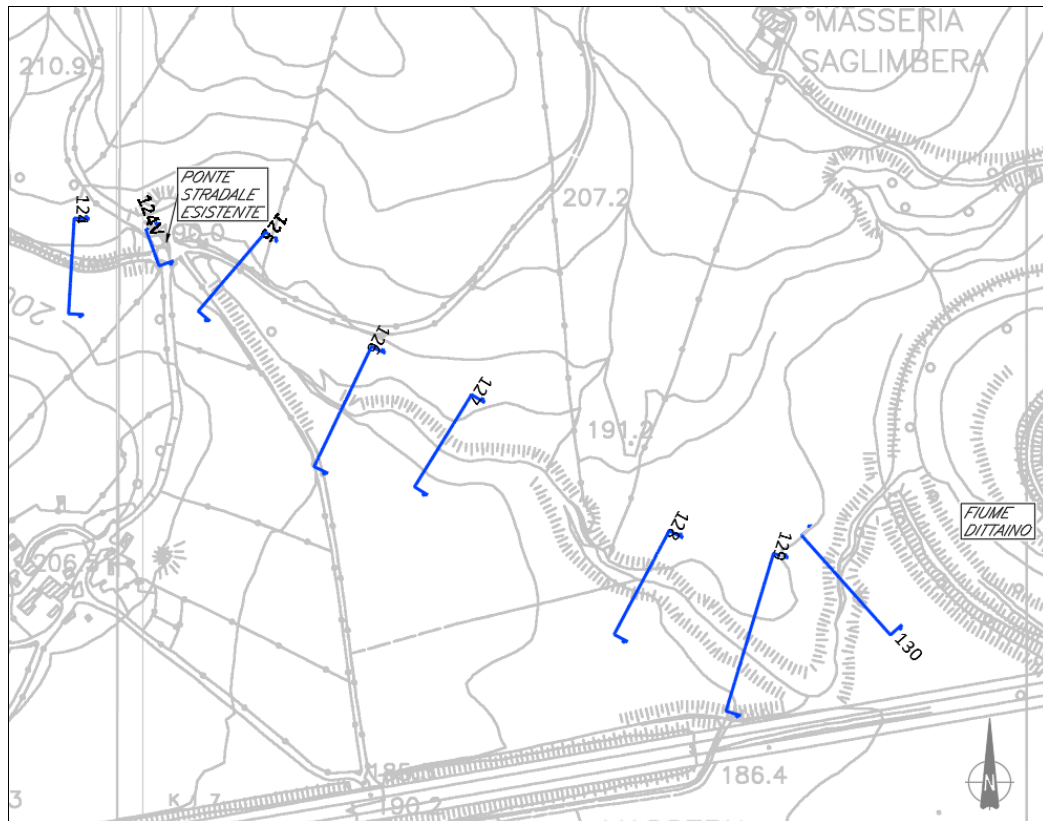


Figura 30 - Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83_Configurazione ante operam



Figura 31 - Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83_Foto fosso in prossimità del nuovo attraversamento

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 11
- *N. manufatti* 1
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - Opera I (viabilità)*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 189.23 m s.m.m.
 - Lunghezza 6.20 m
 - Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 54.43 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza di moto uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino Tr200: 179.6 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 20 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 20 – Risultati ante operam Pk 12+338.83. Tr 200 anni.

Sezione	Portata	Fondo alveo SdF	Livello idrico	Livello altezza critica	Livello energetico	Velocità	Froude
	[m ³ /s]		[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m/s]	
Sez. 124	54.43	188.75	190.87	190.55	191.07	1.98	0.53
Sezi. monte ponte stradale	54.43	187.44	190.85	189.12	190.88	0.78	0.14
Sez. monte ponte stradale 2	54.43	187.44	190.79	190.27	190.87	1.75	0.31
Sez. valle ponte stradale	54.43	187.24	189.77	190.07	190.69	5.03	1.02
Sez. salto a valle ponte stradale	54.43	186.3	187.41	188.25	190.43	7.71	2.71
Sez. 125	54.43	185.45	187.56	187.36	187.97	2.83	0.79
Sez. 126	54.43	183.74	185.33	185.3	185.62	2.59	0.76
Sez. 127	54.43	181.93	183.41	183.53	183.96	3.31	1
Sez. 128	54.43	178.18	179.65	179.92	180.48	4.2	1.44
Sez. 129	54.43	176.69	179.63	178.58	179.67	0.93	0.2
Sez. 130	54.43	174.98	179.6	177.65	179.61	0.4	0.07

In Figura 32 è riportato il profilo idrico di calcolo.

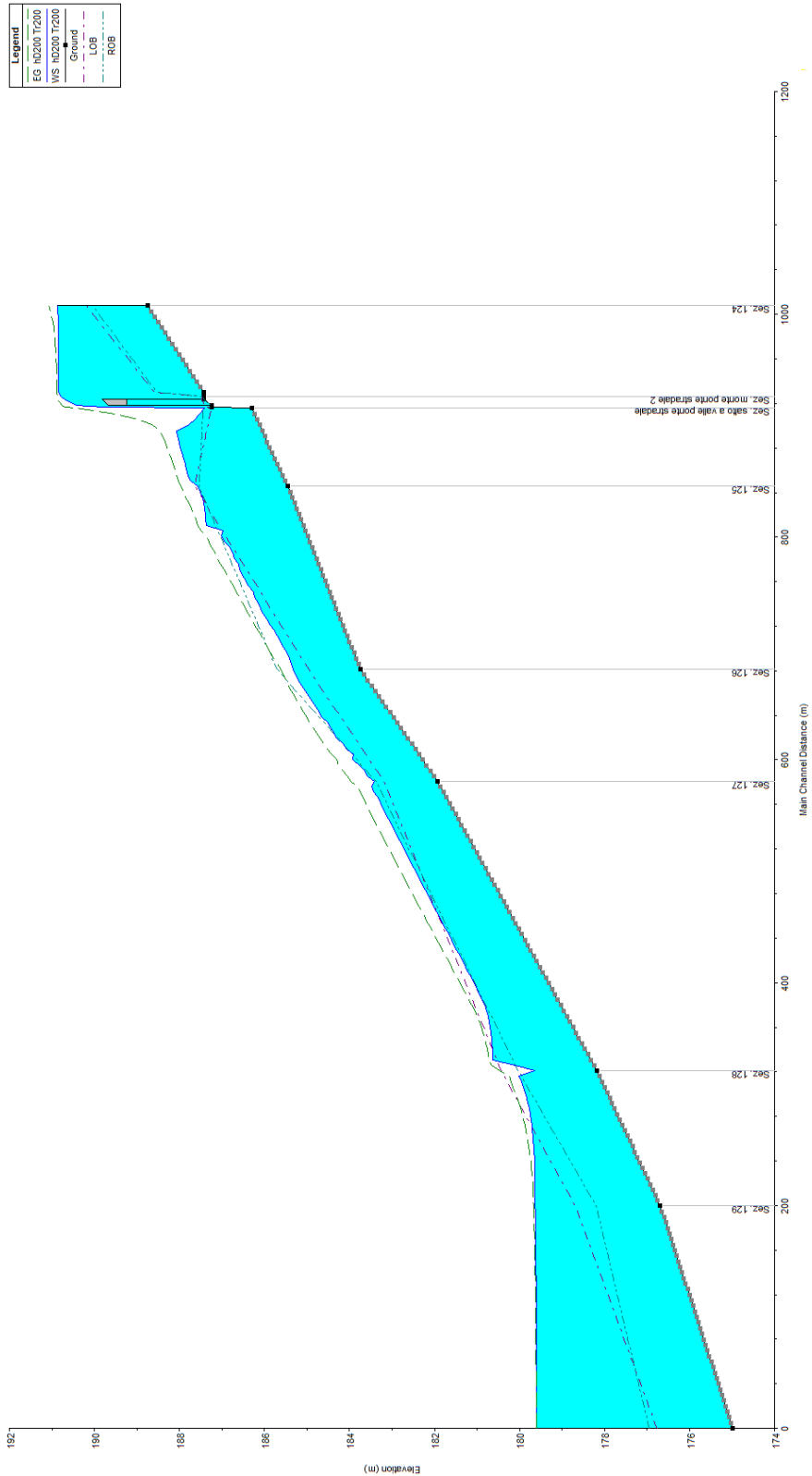


Figura 32 - Profilo idraulico ante operam Pk 12+338.83. TR200 anni

4.8.3 Simulazione numerica post operam

La configurazione di progetto prevede una lieve deviazione del corso d'acqua al fine di renderlo equidistante dalle pile del viadotto V112 ed evitare in tal modo interferenze con le medesime (Figura 33 e Figura 34). La luce netta tra le pile del viadotto è pari a 40.0m.

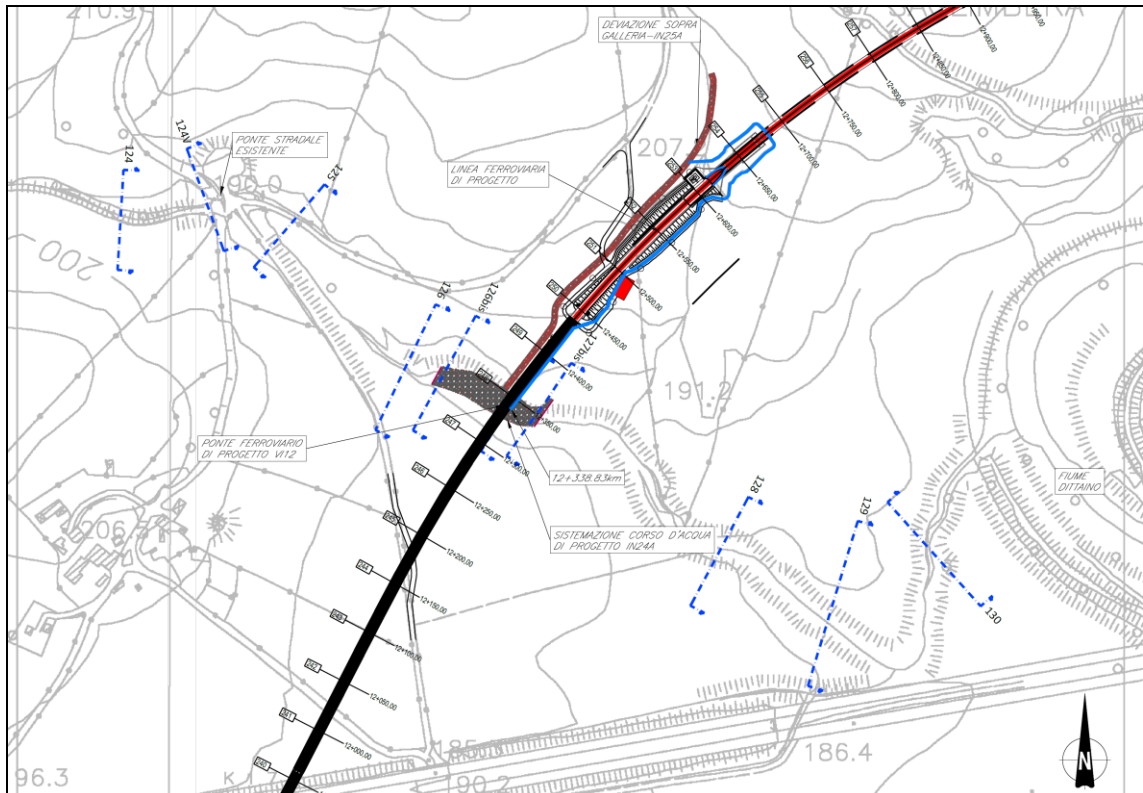


Figura 33 - Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83_ Configurazione post operam

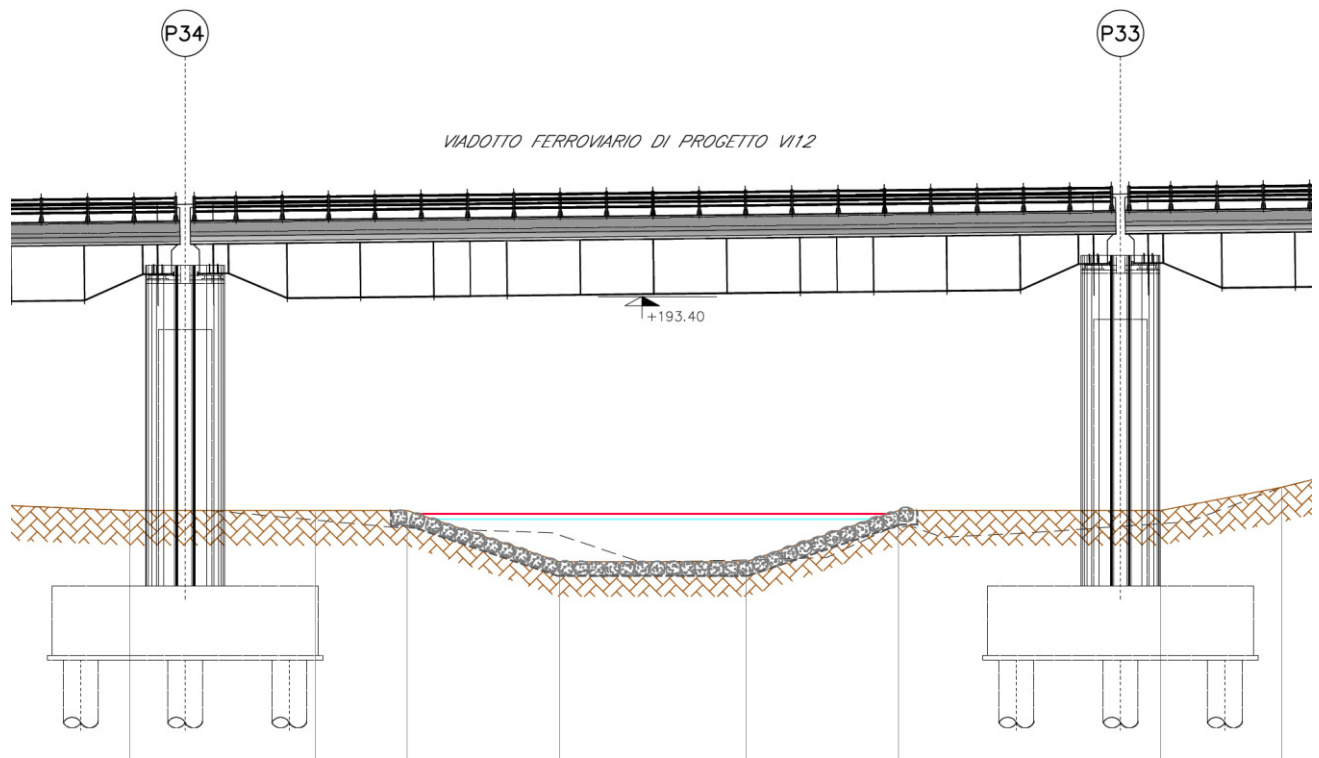


Figura 34 - Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83. Sezione in corrispondenza del VI12.

Dati principali per la verifica

- N. sezioni (escluse interpolate) 14
- N. manufatti 2
- Caratteristiche dei manufatti
 - Opera I (viabilità esistente)
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 189.23 m s.m.m.
 - Lunghezza 6.20 m
 - Viadotto di progetto VI12
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 193.40 m s.m.m.
 - Lunghezza 14.00 m
- Condizioni al contorno
 - Portata di verifica 54.43 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza di moto uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino Tr200: 179.6 m s.m.m.
- Scabrezza (Manning)
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 21 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti e di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 21 – Risultati post operam Pk 12+338.83. Tr 200 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 124	54.43	188.75	190.87	190.55	191.07	1.98	0.53
Sez. monte ponte	54.43	187.44	190.85	189.12	190.88	0.78	0.14
Sez. a monte ope	54.43	187.44	190.79	190.27	190.87	1.75	0.31
Sez. valle ponte	54.43	187.24	189.77	190.07	190.69	5.03	1.02
Sez. salto a val	54.43	186.3	187.41	188.25	190.43	7.71	2.71
Sez. 125	54.43	185.45	187.65	187.36	187.97	2.56	0.7
Sez. 126	54.43	183.74	185.51	185.3	185.68	2.02	0.56
Sez. 126 bis	54.43	183.14	184.58	184.59	185.15	3.37	1.02
Sez. monte viadotto	54.43	181.93	183.78	183.32	184.02	2.17	0.6
Sez. valle viadotto	54.43	181.93	183.4	183.32	183.85	2.99	0.92
Sez. 127 bis	54.43	181.54	183.28	182.99	183.51	2.23	0.61
Sez. 128	54.43	178.18	180.06	179.92	180.3	2.32	0.69
Sez. 129	54.43	176.69	179.63	178.58	179.67	0.93	0.2
Sez. 130	54.43	174.98	179.6	177.65	179.61	0.4	0.07

In Figura 35 è riportato il profilo idrico di calcolo. Il viadotto in progetto è caratterizzato dal valore del franco riportato in Tabella 22 e soddisfa i criteri di verifica riportati al § 3.1.

Tabella 22 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 12+338.83. Tr 200 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo- intradosso opera m
VI12	193.40	183.78	9.62	184.02	9.38	181.93	11.47

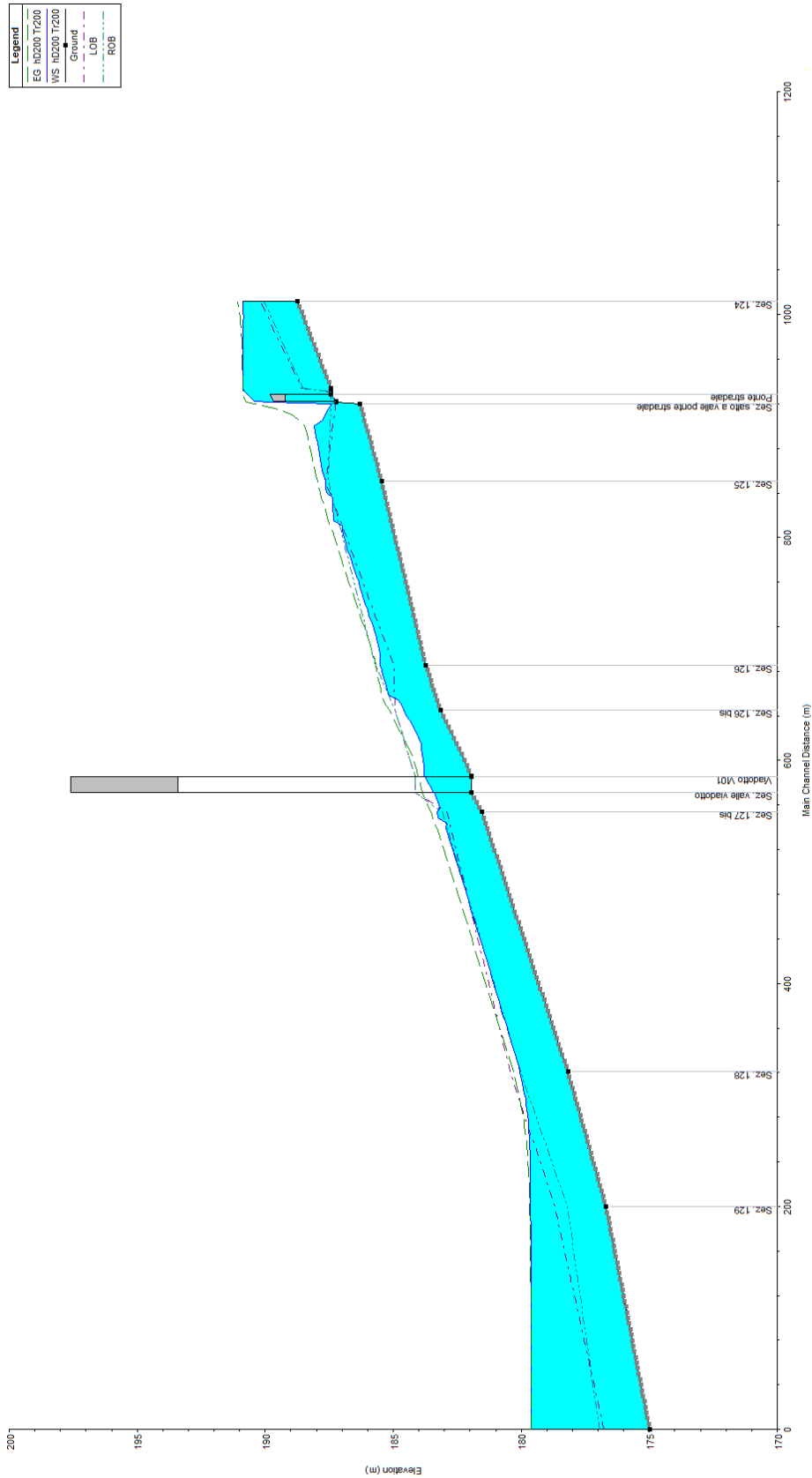


Figura 35 - Profilo idraulico post operam Pk 12+338.83. TR 200 anni

4.8.4 Sistemazione e protezione

L'intervento di sistemazione prevede, oltre alla leggera deviazione planimetrica, anche una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a 8.0 m e pendenza delle sponde 1:3.

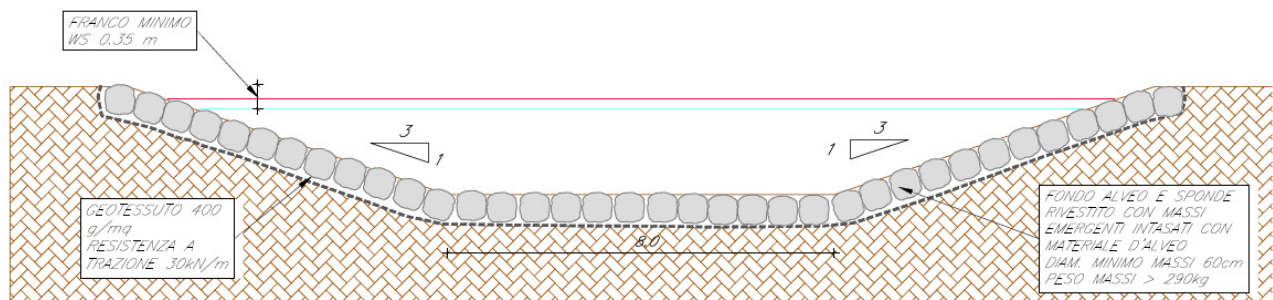


Figura 36 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 12+338.83.

Si prevede la protezione del fondo e delle sponde con massi di diametro minimo pari a 60 cm.

Si riportano di seguito le verifiche del rivestimento previsto con la metodologia di Shields e della FHWA, effettuate utilizzando i risultati della modellazione idraulica di Tabella 21. In questo caso, infatti, la condizione di valle non condiziona i risultati in corrispondenza del viadotto di progetto come si può vedere dal profilo di Figura 35.

Approccio secondo Shields

La tabella seguente riporta i dati necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione adoperando il metodo di Shields, in particolare: il raggio idraulico (R_H), la tensione tangenziale media (τ_0), la velocità media (V), il tirante (h).

Tabella 23 – Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields

Sezione	R_H	T_0	V	h
	[m]	[N/m ²]	[m/s]	[m]
Sez. 126 bis	1.07	220.3	3.37	1.12
Sez. monte viado	1.28	86.12	2.17	1.32
Sez. valle viado	1.06	174.2	2.99	1.09
Sez. 127 bis	1.3	90.77	2.23	1.36

Il valore della tensione tangenziale media utilizzato per il calcolo della stabilità dei massi è quello massimo ottenuto dalla simulazione monodimensionale nel tratto sistemato ed è pari a 220.3 N/m², riscontrato nella sezione 126 bis.

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 7.14 , si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo ($\tau_{\max, \text{fondo}}$) e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{fsponde}}$) applicando a quello medio i coefficienti moltiplicativi riportati in Figura 9.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(o)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.87 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 18° , un angolo di attrito dei massi φ pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{fondo}}$, $\tau_{\max, \text{fsponde}}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(o)}$, $\tau_{cr,(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

Tabella 24 – Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.

β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{\max, \text{fondo}}$ [N/m ²]	$\tau_{\max, \text{sponde}}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
1.35	1.18	297	260	896	779	2.9	2.9

La tabella evidenzia che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Approccio secondo la FHWA

La Tabella 25 riporta i dati caratteristici della simulazione monodimensionale, imponendo come condizione al contorno di valle il livello del Dittaino riferito a Tr200 (portata e livello), necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione e in particolare: la velocità media (V), il tirante (h).

La sezione presa come riferimento è la 126 bis in quanto è quella con velocità maggiore. Inoltre si sono assunti un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 18° , un angolo di attrito dei massi φ pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

Gli ulteriori parametri considerati sono:

- R/W=0.6
- FS=2.0

Tabella 25 – Corso d'acqua alla progressiva 12+338.83: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo FHWA.

Sezione	V [m/s]	h [m]
Sez. 126 bis	3.37	1.12
Sez. monte viado	2.17	1.32
Sez. valle viado	2.99	1.09
Sez. 127 bis	2.23	1.36

L'applicazione della formula per il calcolo del diametro fornisce un valore pari a 54 cm.

L'assunzione di massi di diametro pari a 60 cm a protezione del fondo risulta, pertanto, adeguata.

4.9 Corso d'acqua alla progressiva 13+300 – Opera ferroviaria VI13

4.9.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 13+300	RS3E50D78P6ID0002004A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 13+300	RS3E50D78FZID0002004A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 13+300	RS3E50D78WZID0002004A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 13+300	RS3E50D78WZID0002015A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 13+300	RS3E50D78BZID0002004A

4.9.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica presenta uno sviluppo di circa 760m e termina alla confluenza con il Dittaino. Le sezioni di studio sono state estratte dal rilievo celerimetrico di dettaglio (Figura 38). Non sono presenti attraversamenti esistenti.

Il corso d'acqua presenta pendenze molto variabili con un massimo nei pressi della foce dove raggiunge un valore pari al 5%. Il nuovo rilevato ferroviario è posizionato invece in un'area a pendenza minore pari a circa lo 0.5%.

L'alveo si presenta abbastanza irregolare nel tratto iniziale, diventando rettilineo avvicinandosi alla nuova linea ferroviaria. Il fondo alveo si presenta generalmente sabbioso con presenza di ciottoli e qualche trovante di maggiori dimensioni in alcune zone (Figura 38 e Figura 39).

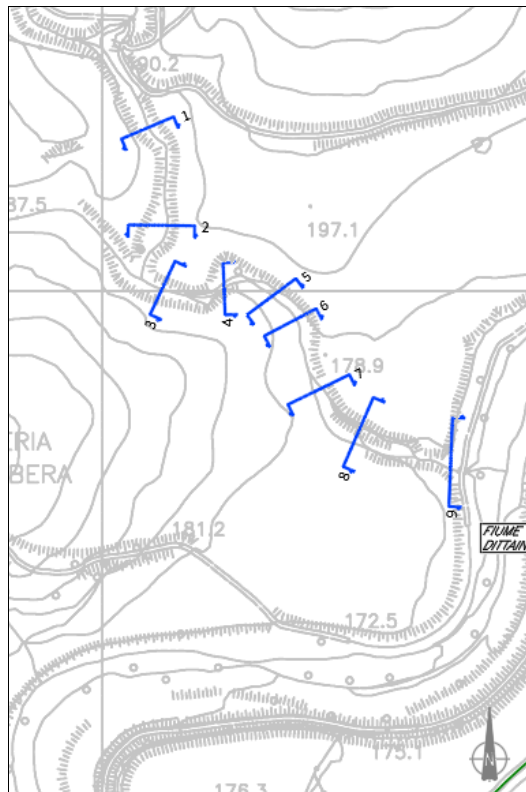


Figura 37 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300_Configurazione ante operam



Figura 38 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300_Foto in prossimità del nuovo attraversamento



Figura 39 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300_Foto in prossimità del nuovo attraversamento

Dati principali per la verifica

- N. sezioni (escluse interpolate) 9
- N. manufatti 0

- Condizioni al contorno
 - Portata di verifica 41.36 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza di moto
 - uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino
 - Tr200: 177.10 m s.m.m.
- Scabrezza (Manning)
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 26 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 26 – Risultati ante operam Pk 13+300. Tr 200 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 1	41.36	185.24	186.58	186.58	187.02	2.93	1.01
Sez. 2	41.36	182.89	184.04	184.04	184.37	2.55	0.99
Sez. 3	41.36	179.99	182.1	182.25	182.62	3.38	0.93
Sez 4	41.36	178.7	181.11	180.77	181.21	1.67	0.37
Sez. 5	41.36	178.31	179.36	179.49	179.86	2.88	0.99

Sez. 6	41.36	178.12	178.73	178.83	179.13	2.5	1.07
Sez. 7	41.36	173.74	177.1	175.12	177.15	0.95	0.19
Sez. 8	41.36	173.15	177.1	175.17	177.11	0.59	0.11
Sez. 9	41.36	171.18	177.1	173.13	177.1	0.19	0.03

In Figura 40 è riportato il profilo idrico di calcolo.

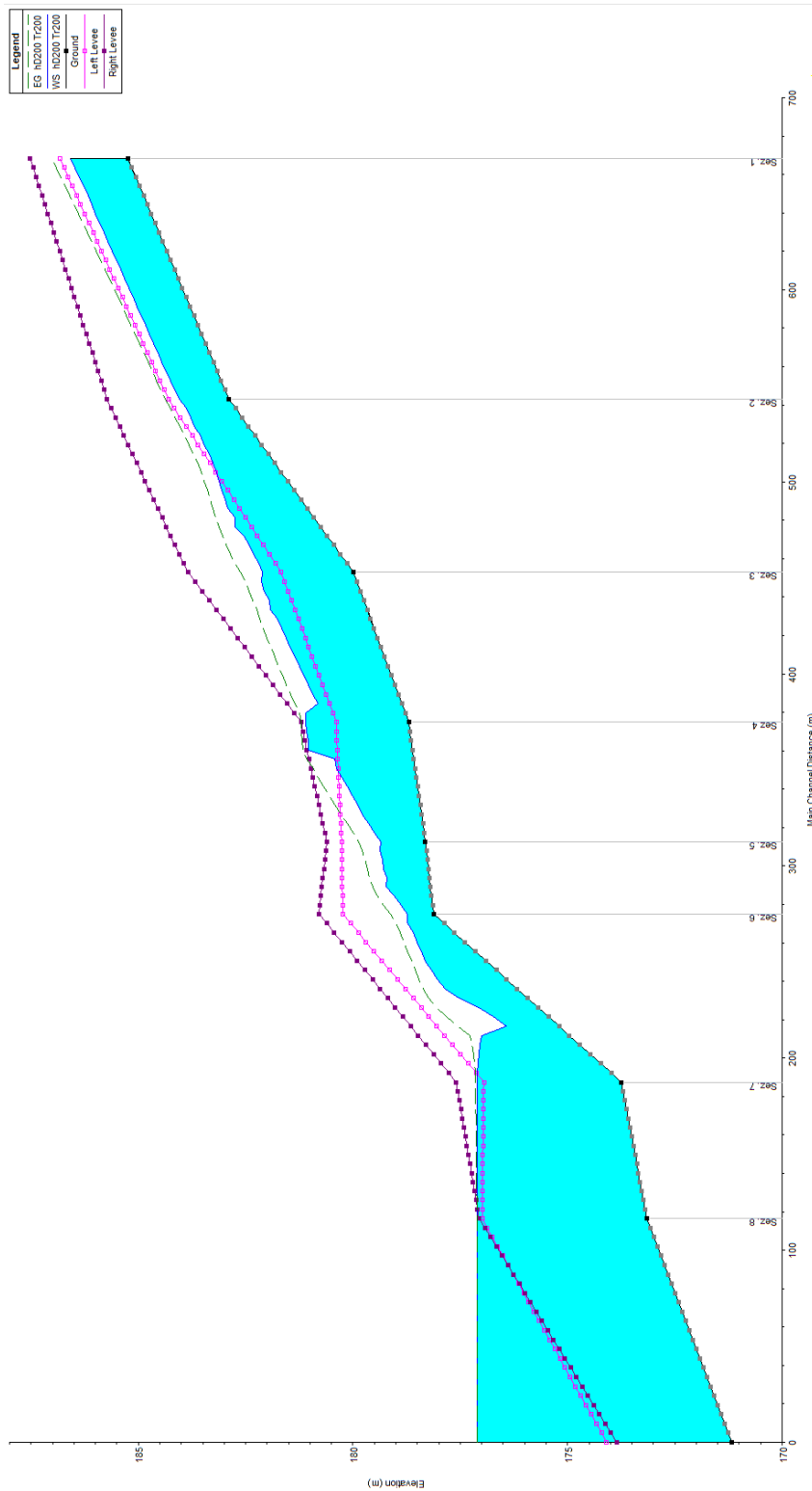


Figura 40 - Profilo idraulico ante operam Pk 13+300. TR 200 anni

4.9.3 Simulazione numerica post operam

La configurazione di progetto non prevede deviazioni del corso d'acqua né risagomatura della sezione di deflusso (Figura 41). Il viadotto VI13 presenta le pile, di interasse pari a circa 40 m, esterne alla sezione di deflusso non creando pertanto interferenze con la corrente (Figura 42).

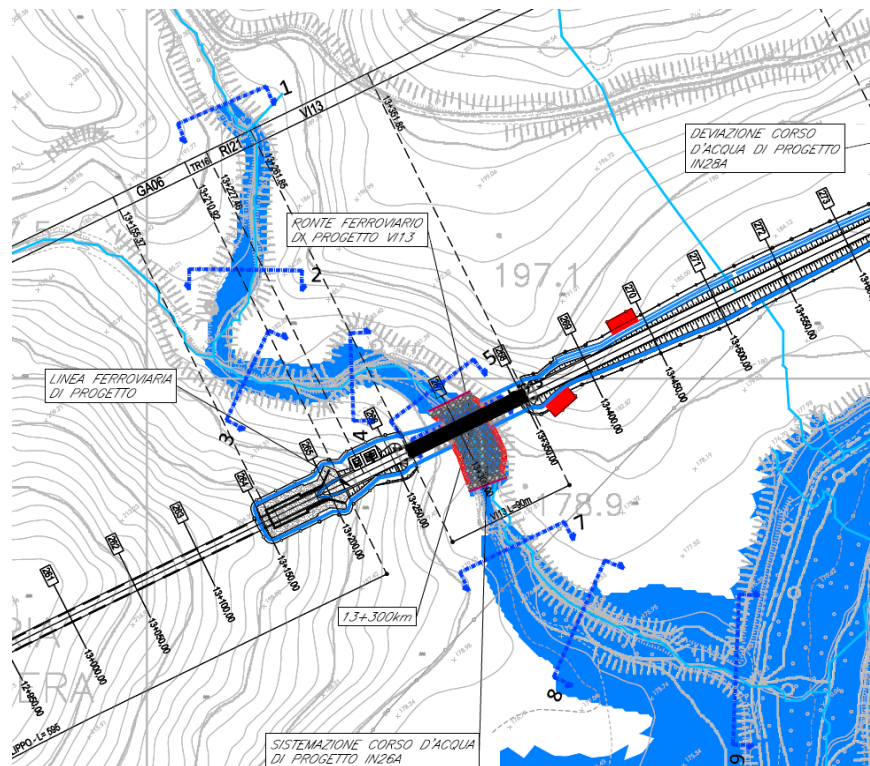


Figura 41 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300_ Configurazione post operam

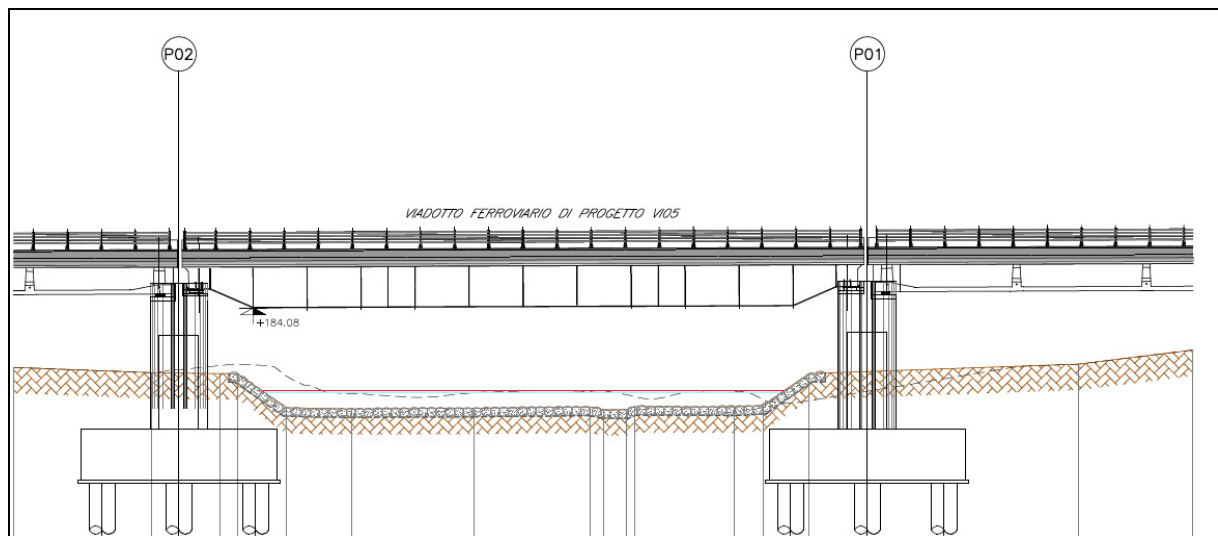


Figura 42 - Corso d'acqua alla progressiva 13+300. Sezione in corrispondenza del VI13.

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 10
- *N. manufatti* 1
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - *Viadotto di progetto VI13*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave
 - 184.08 m s.m.m.
 - Lunghezza
 - 13.70 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 41.36 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza di moto
 - uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino
 - Tr200: 177.10 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 27 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti e di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 27 – Risultati post operam Pk 13+300. Tr 200 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 1	41.36	185.24	186.58	186.58	187.02	2.93	1.01
Sez. 2	41.36	182.89	184.04	184.04	184.37	2.55	0.99
Sez. 3	41.36	179.99	182.1	182.25	182.62	3.38	0.93
Sez. 4	41.36	178.7	181.03	180.77	181.15	1.86	0.42
Sez. 5	41.36	178.31	179.73	179.49	179.9	1.62	0.46
Sez.5bis monte	41.36	178.13	179.14	178.86	179.27	1.37	0.45
Sez. valle opera	41.36	178.13	178.86	178.86	179.15	2.05	0.79
Sez. 7	41.36	173.74	177.1	175.12	177.15	0.95	0.19
Sez. 8	41.36	173.15	177.1	175.17	177.11	0.59	0.11
Sez. 9	42.36	171.18	177.1	173.13	177.1	0.19	0.03

In Figura 43 è riportato il profilo idrico di calcolo.

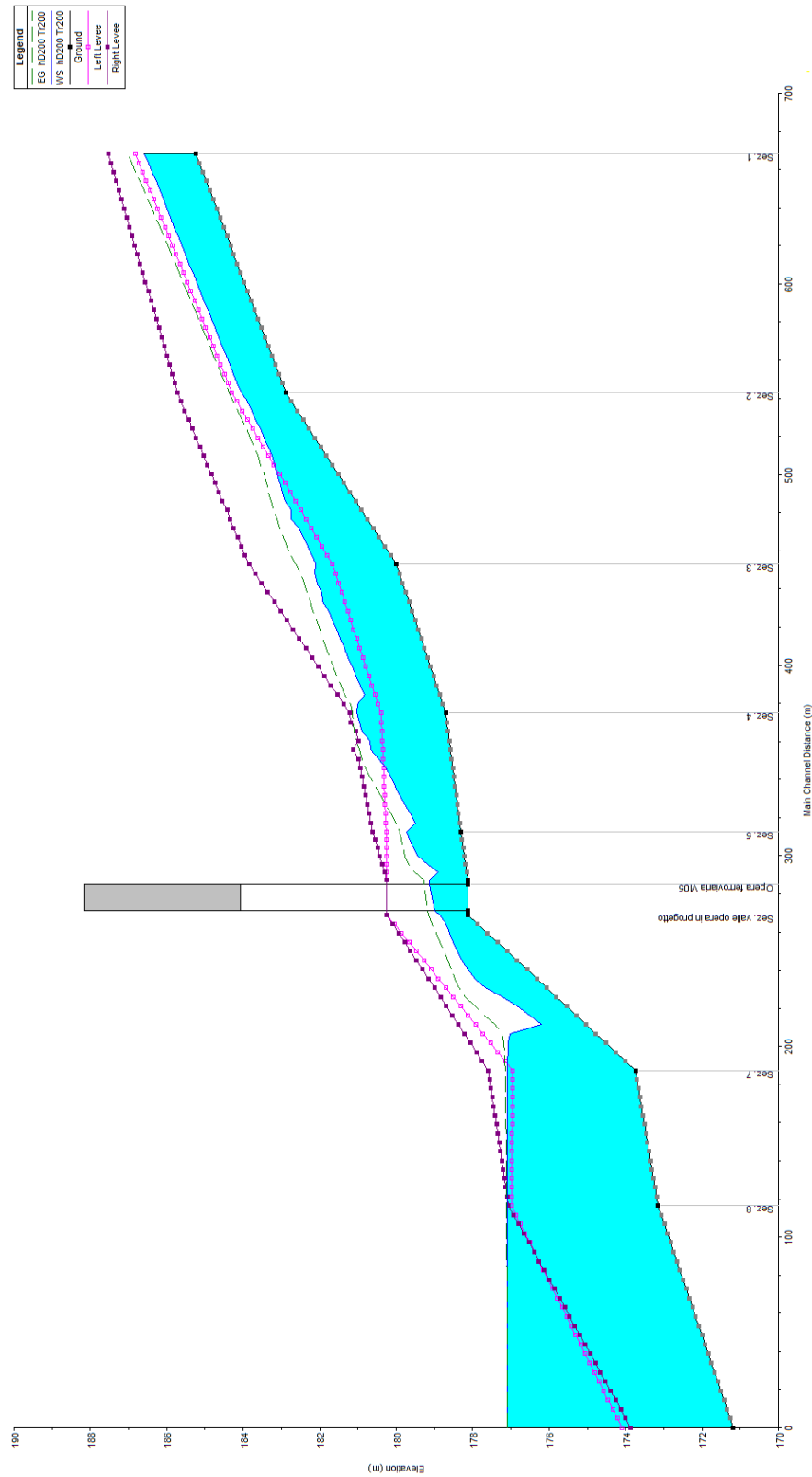


Figura 43 - Profilo idraulico post operam Pk 13+300. TR 200 anni

Il viadotto in progetto è caratterizzato dal valore del franco riportato in Tabella 28 e soddisfa i criteri di verifica riportati al § 3.1.

Tabella 28 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 13+300. Tr 200 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo- intradosso opera m
VI13	184.08	179.14	4.94	179.27	4.81	178.13	5.95

4.9.4 Sistemazione e protezione

L'intervento di sistemazione prevede una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a 27.0 m e pendenza delle sponde 2:3.

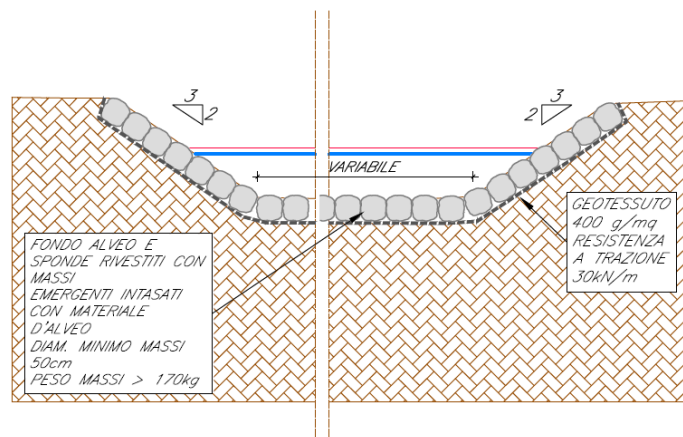


Figura 44 – Sezione tipo sistemazione Pk 13+300.

Si prevede la protezione del fondo e delle sponde con massi di diametro minimo pari a 50 cm.

Si riportano di seguito le verifiche del rivestimento previsto con la metodologia di Shields e della FHWA, effettuate utilizzando i risultati della modellazione idraulica di Tabella 27. In questo caso, infatti, la condizione di valle non condiziona i risultati in corrispondenza del viadotto di progetto come si può vedere dal profilo di Figura 43.

Approccio secondo Shields

La Tabella 29 riporta i dati necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione adoperando il metodo di Shields, in particolare: il raggio idraulico (RH), la tensione tangenziale media (τ_0), la velocità media (V), il tirante (h).

Tabella 29 – Corso d’acqua alla progressiva 13+300: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields

Sezione	R_H [m]	T_0 [N/m ²]	V [m/s]	h [m]
Sez.5bis monte	0.95	38.21	1.37	0.96
Sez. valle opera	0.67	95.51	2.05	0.68

Il valore della tensione tangenziale media per il calcolo della stabilità dei massi è quello massimo ottenuto dalla simulazione monodimensionale nel tratto sistemato ed è pari a 95.51 N/m², riscontrato nella sezione “sez. valle opera”.

Essendo la sezione larga, si può ritenere costante la distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(o)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.36 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(a)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 35°, un angolo di attrito dei massi ϕ pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell’acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, fsponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(o)}$, $\tau_{cr,(a)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

Tabella 30 – Corso d’acqua alla progressiva 13+300: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.

$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(o)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(a)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
95.51	192	112	8.0	4.7

La tabella evidenzia, considerati gli elevati coefficienti di sicurezza, che le protezioni adottate sono ampiamente sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Approccio secondo la FHWA

La Tabella 31 riporta i dati caratteristici della simulazione monodimensionale, imponendo come condizione al contorno di valle il livello del Dittaino riferito a Tr200 (portata e livello), necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione e in particolare: la velocità media (V), il tirante (h).

La sezione presa come riferimento è la “sez. valle opera” in quanto è quella con velocità maggiore; si sono assunti un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 35° , un angolo di attrito dei massi φ pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell’acqua pari a 9810 N/m^3 .

Gli ulteriori parametri considerati sono:

- $R/W > 30$
- $FS = 1.2$

Tabella 31 – Corso d’acqua alla progressiva 13+300: dati per la verifica della stabilità delle protezioni.

Sezione	V [m/s]	h [m]
Sez.5bis monte o	1.37	0.96
Sez. valle opera	2.05	0.68

L’applicazione della formula per il calcolo del diametro fornisce un valore pari a 15 cm a conferma del fatto che l’assunzione di massi di diametro pari a 50 cm a protezione del fondo risulta ampiamente a favore di sicurezza.

4.10 Corso d’acqua alla progressiva 13+650 – Opera ferroviaria VI14

4.10.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 13+650	RS3E50D78P6ID0002005A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 13+650	RS3E50D78FZID0002005A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 13+650	RS3E50D78WZID0002005A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 13+650	RS3E50D78WZID0002016A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 13+650	RS3E50D78AZID0002005A

4.10.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia circa 140 m a monte della nuova linea ferroviaria e termina alla confluenza con il Dittaino, per una lunghezza complessiva pari a circa 200m. Le sezioni di studio sono state estratte dal rilievo celerimetrico eseguito nell’ambito del progetto (Figura 45).

Il corso d’acqua presenta pendenze variabili di circa 1-1.5% a monte del futuro attraversamento ferroviario e dello 0.5 % nel tratto di valle.

In Figura 46 e Figura 47 sono riportate alcune foto del corso d’acqua in oggetto.

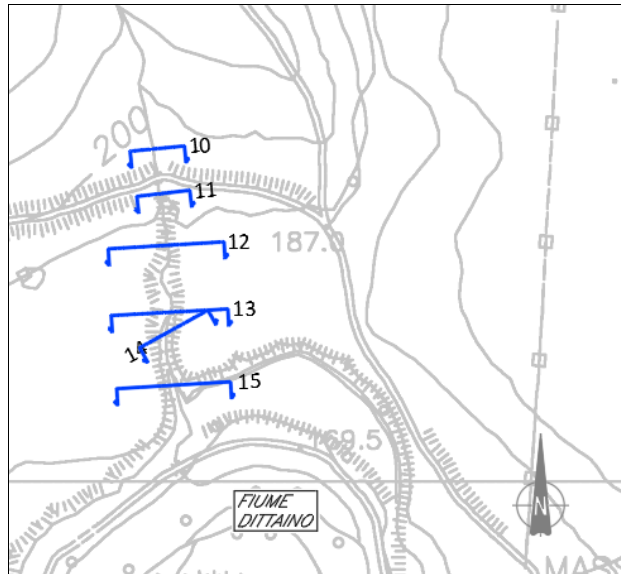


Figura 45 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650_Configurazione ante operam



Figura 46 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650_Foto alla foce nel Dittaino



Figura 47 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650_Foto fosso in prossimità del nuovo attraversamento

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 6
- *N. manufatti* 0
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 3.88 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza di moto
 - uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino
 - Tr200: 177.00 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 32 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 32 – Risultati ante operam Pk 13+650. Tr 200 anni.

Sezione	Portata	Fondo alveo SdF	Livello idrico	Livello altezza critica	Livello energetico	Velocità	Froude
	[m ³ /s]		[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m/s]	
Sez. 10	3.88	194.76	195.19	195.36	195.68	3.08	2.05
Sez. 11	3.88	189.37	190.04	190.3	190.87	4.03	1.97
Sez. 12	3.88	184.59	185.11	185.3	185.7	3.42	1.89
Sez. 13	3.88	179.1	179.64	179.82	180.21	3.34	1.74
Sez. 14	3.88	177.95	178.48	178.62	178.94	2.99	1.6

Sez. 15	3.88	175.55	177.00	176.04	177.01	0.39	0.13
---------	------	--------	--------	--------	--------	------	------

In Figura 48 è riportato il profilo idrico di calcolo.

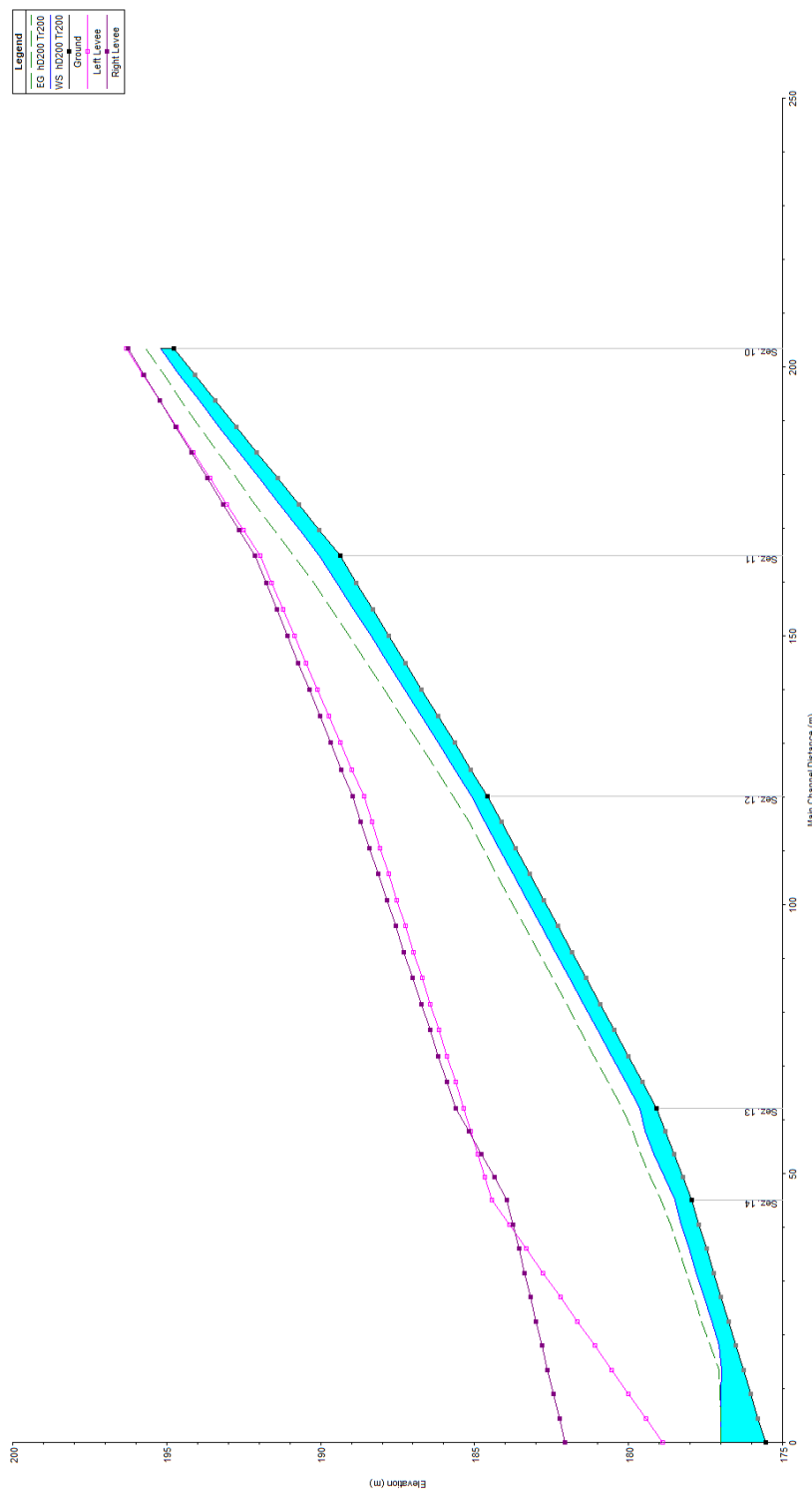


Figura 48 - Profilo idraulico ante operam Pk 13+650. TR 200 anni

4.10.3 Simulazione numerica post operam

La configurazione di progetto prevede una deviazione del corso d'acqua in prossimità del nuovo attraversamento al fine di renderlo ortogonale al viadotto di progetto (Figura 49), che presenta una luce di circa 52m, molto più elevata della sezione di deflusso e pertanto non interferente con l'alveo.

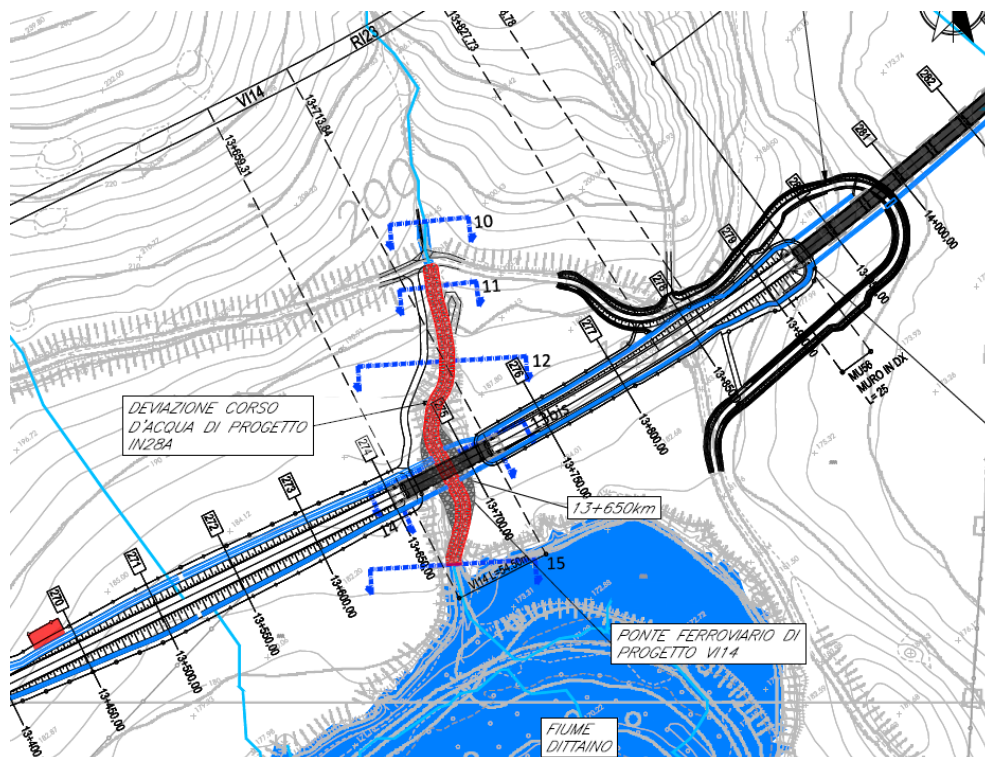


Figura 49 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650_ Configurazione post operam

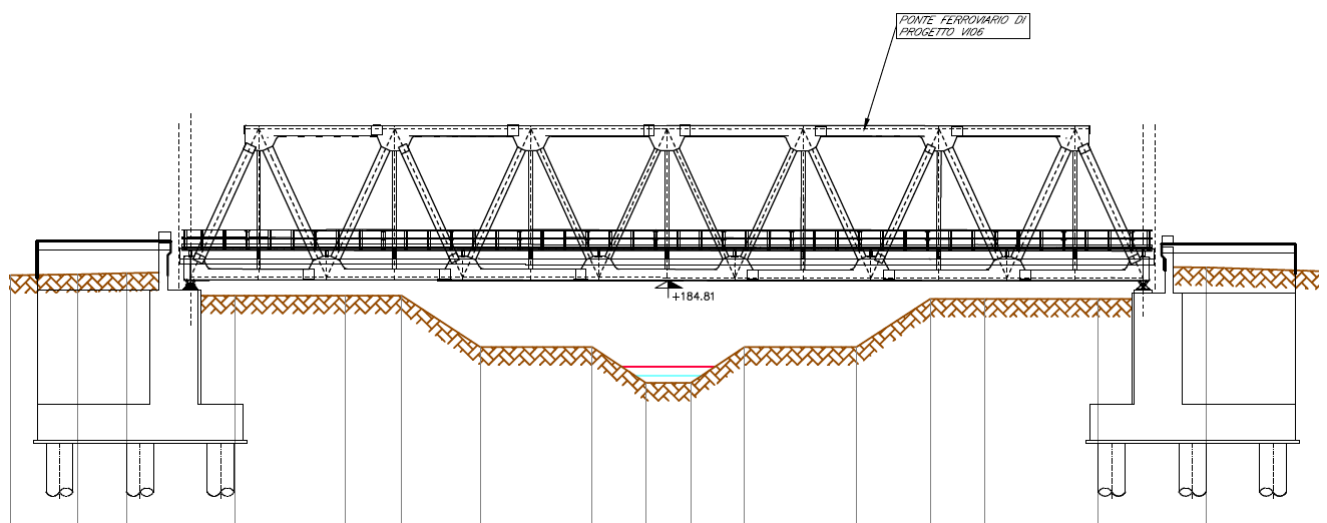


Figura 50 - Corso d'acqua alla progressiva 13+650. Sezione in corrispondenza del V14.

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 6
- *N. manufatti* 1
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - *Viadotto di progetto VI14*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave
 - 184.82 m s.m.m.
 - Lunghezza
 - 13.70 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 3.88 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza di moto
 - uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino
 - Tr200: 177.00 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso n=0.045 m^{-1/3} s
 - Golene n=0.035 m^{-1/3} s
 -

Risultati

In Tabella 33 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti e di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 33 – Risultati post operam Pk 13+650. Tr 200 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez.10	3.88	194.76	195.19	195.36	195.68	3.08	2.05
Sez. 11	3.88	189.37	189.72	189.92	190.4	3.66	2.15
Sez. 12	3.88	184.59	184.96	185.12	185.49	3.23	1.83
Sez. 13 bis	3.88	179.1	179.5	179.66	179.99	3.09	1.69
Sez. 14	3.88	177.95	178.32	178.51	178.92	3.43	1.96
Sez. 15	3.88	175.55	177.00	176.04	177.01	0.39	0.13

In Figura 51 è riportato il profilo idrico di calcolo.

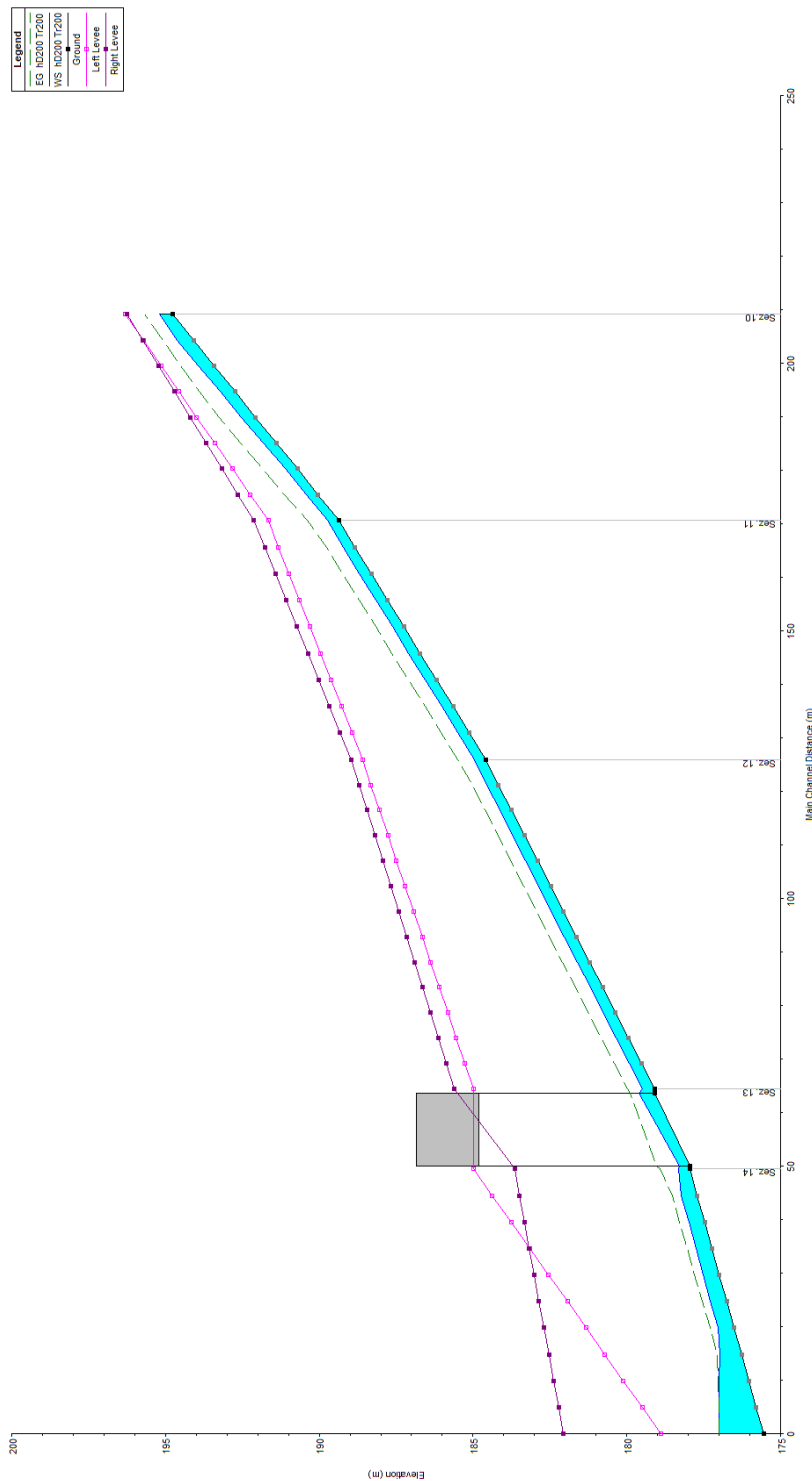


Figura 51 - Profilo idraulico post operam Pk 13+650. TR 200 anni

Il viadotto in progetto è caratterizzato dal valore del franco riportato in Tabella 34 e soddisfa i criteri di verifica riportati al § 3.1.

Tabella 34 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 13+650. Tr 200 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo-intradosso opera m
VI14	184.82	179.50	5.32	179.99	4.83	179.10	5.72

4.10.4 Sistemazione e protezione

L'intervento di sistemazione prevede, oltre alla deviazione planimetrica, anche una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a 2.5 m e pendenza delle sponde 2:3.

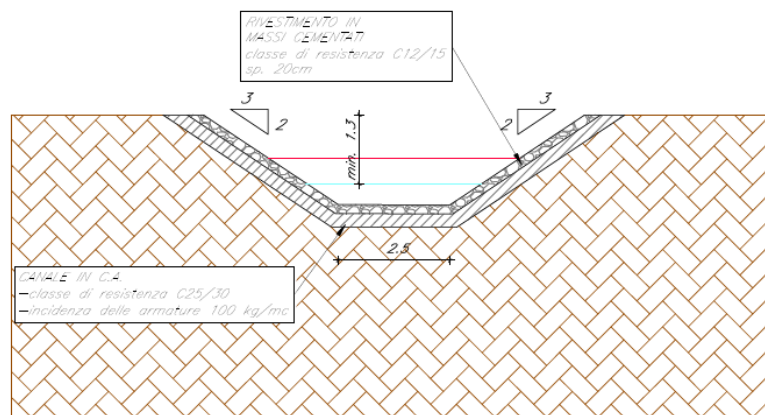


Figura 52 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 13+650.

In considerazione della compattezza della sezione e per le elevate pendenze del corso d'acqua, che danno luogo a elevate velocità, si è scelto di rivestire il canale in c.a. con una finitura superficiale in massi cementati, agevolando con tale soluzione anche le operazioni di manutenzione.

4.11 Corso d'acqua alla progressiva 14+340 – Opera ferroviaria VI15

4.11.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 14+340	RS3E50D78P6ID0002006A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 14+340	RS3E50D78FZID0002006A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 14+340	RS3E50D78WZID0002006A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 14+340	RS3E50D78WZID0002017A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 14+340	RS3E50D78BZID0002006A

4.11.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia circa 300m a monte dell'attraversamento della nuova linea ferroviaria e termina alla confluenza con il fiume Dittaino per una lunghezza complessiva pari a circa 600m. Le sezioni di studio sono state estratte dal rilievo Lidar Italferr (Figura 53). Allo stato attuale il corso d'acqua attraversa la linea ferroviaria esistente poco a valle del nuovo tracciato.

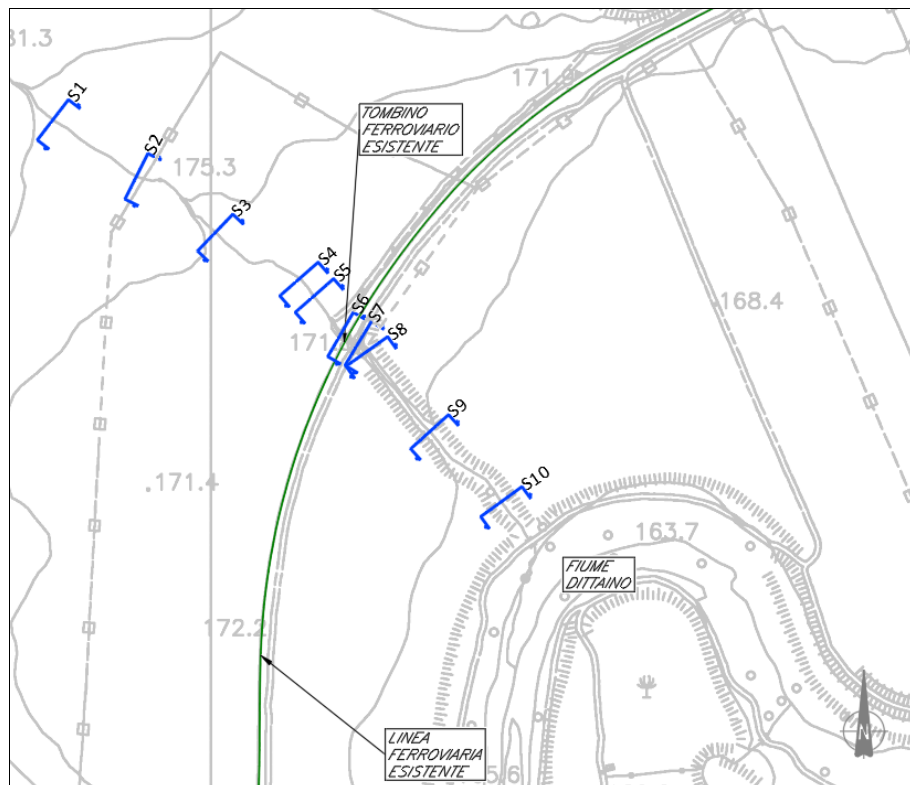


Figura 53 - Corso d'acqua alla progressiva 14+340_ Configurazione ante operam

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 12
- *N. manufatti* 1
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - *Opera (tombino storica)*
 - *Tipologia* tombino ad arco
 - *Larghezza x Altezza (max)* 1.84x1.0 m
 - *Lunghezza* 5.8 m
- *Condizioni al contorno*
 - *Portata di verifica* 7.49 m³/s (Tr200)
15.34 m³/s (Tr 200)
 - *Cambio di portata alla sez. di chiusura in corrispondenza della linea storica*
 - *Condizione monte* altezza moto
 - *uniforme*
 - *Condizione valle* livello Dittaino
 - *Tr200:* 170.8 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - *Alveo inciso* n=0.045 m^{-1/3} s
 - *Golene* n=0.035 m^{-1/3} s

Risultati

In Tabella 35 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 35 – Risultati ante operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: livello Dittaino Tr200.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
S1	7.49	177.43	178.51	178.59	178.89	2.74	1.07
S2	7.49	174.98	175.90	175.90	176.01	1.80	0.72
S3	7.49	172.63	173.55	173.55	173.66	1.78	0.71
S4	7.49	169.83	171.58	170.77	171.62	0.94	0.26
S5	7.49	169.25	171.60	170.25	171.60	0.31	0.07
S6	7.49	168.39	171.60	169.35	171.60	0.10	0.02
S6m	15.34	168.00	171.60	169.87	171.60	0.14	0.02
S6v	15.34	168.00	170.81	169.83	170.82	0.37	0.07
S7	15.34	168.11	170.81	168.79	170.82	0.20	0.04
S8	15.34	168.02	170.80	169.14	170.81	0.54	0.11
S9	15.34	167.58	170.80	168.74	170.80	0.22	0.04
S10	15.34	166.27	170.80	167.90	170.80	0.12	0.02

In Figura 54 è riportato il profilo idrico di calcolo. La condizione al contorno di valle corrispondente al livello idrico nel fiume Dittaino per la piena Tr 200 determina un profilo di rigurgito che si estende fino all'attraversamento della linea storica.

Poiché, come sopra specificato, si può ritenere che i tempi di formazione delle piene dei due corsi d'acqua siano diversi, si è effettuata anche una simulazione imponendo come condizione al contorno di valle l'altezza di moto uniforme.

I risultati sono riportati in Tabella 36 ed il corrispondente profilo idrico in Figura 55. Anche in questo caso, tuttavia, il manufatto esistente in corrispondenza della linea storica si dimostra insufficiente a far defluire la portata di progetto.

Tabella 36 – Risultati ante operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: altezza di moto uniforme.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
S1	7.49	177.43	178.51	178.59	178.89	2.74	1.07
S2	7.49	174.98	175.90	175.90	176.01	1.80	0.72
S3	7.49	172.63	173.55	173.55	173.66	1.78	0.71
S4	7.49	169.83	171.28	170.77	171.36	1.26	0.41
S5	7.49	169.25	171.29	170.25	171.30	0.52	0.14
S6	7.49	168.39	171.29	169.35	171.29	0.13	0.03
S6m	15.34	168.00	171.29	169.87	171.29	0.19	0.03
S6v	15.34	168.00	169.41	169.83	171.11	5.81	1.56
S7	15.34	168.11	169.80	168.79	169.81	0.51	0.13
S8	15.34	168.02	169.64	169.14	169.78	1.67	0.47
S9	15.34	167.58	169.03	168.74	169.22	1.96	0.63
S10	15.34	166.27	168.07	167.90	168.34	2.45	0.68

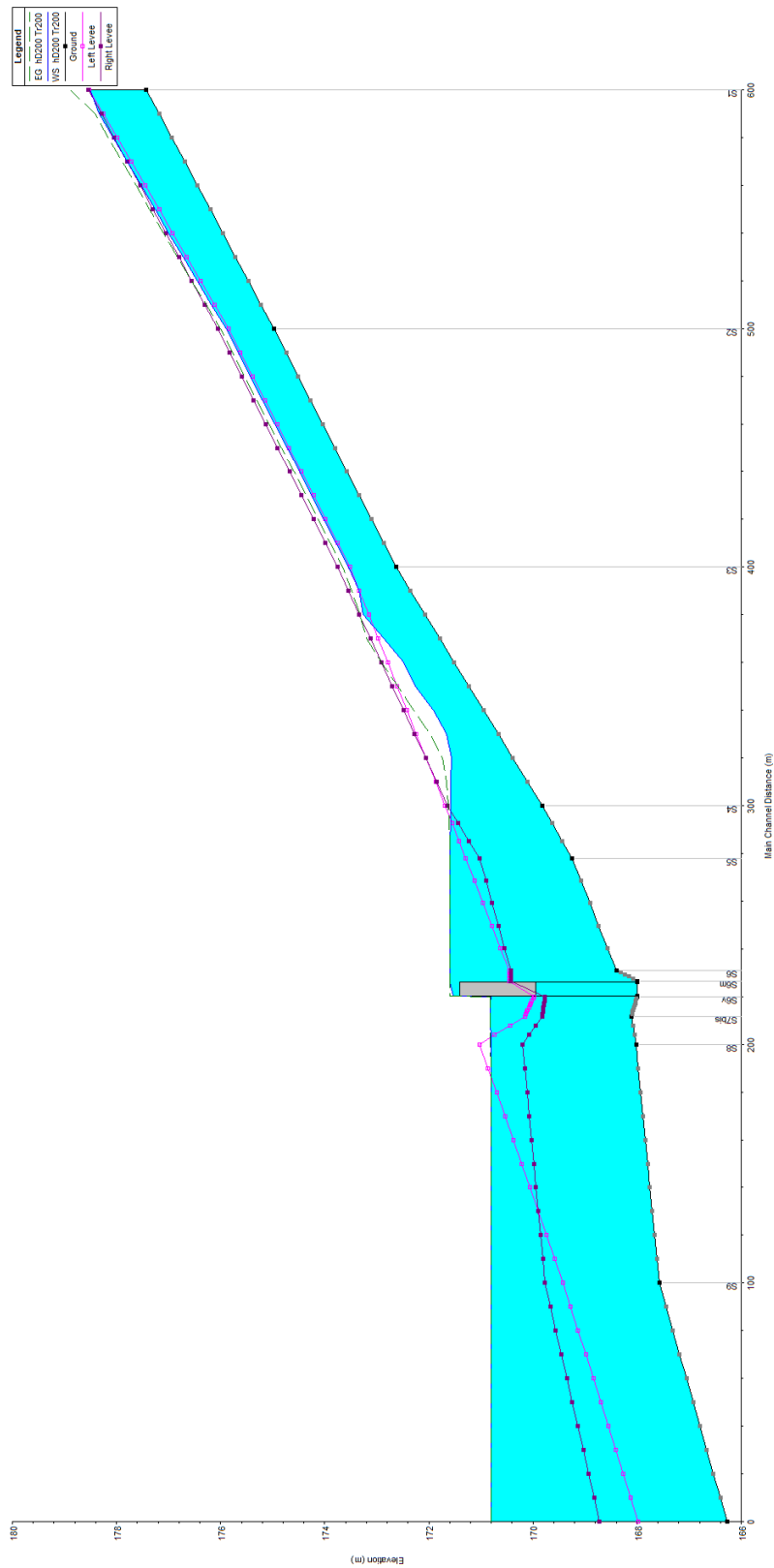


Figura 54 – Profilo idraulico ante operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: livello DittainoTr200.

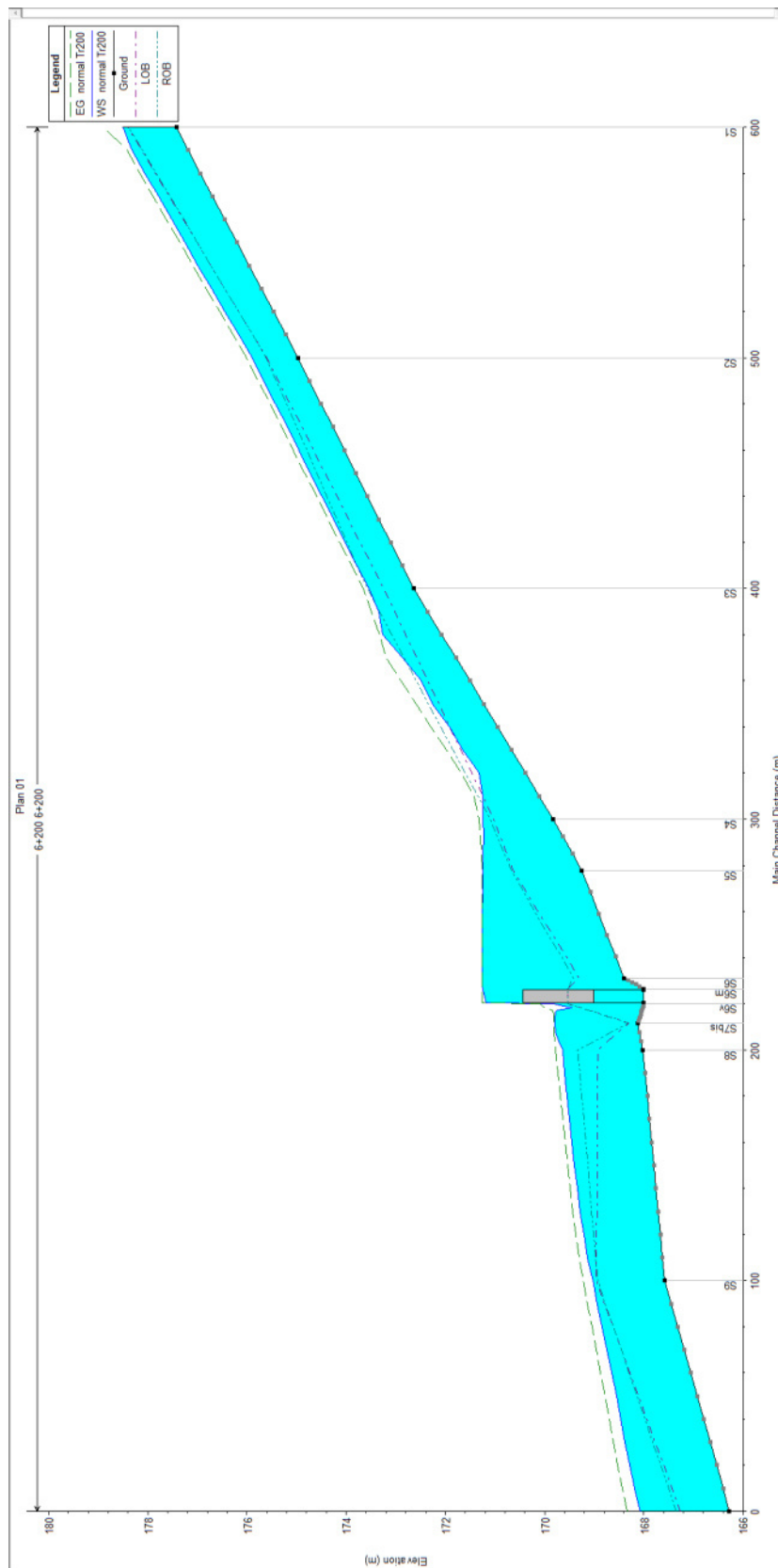


Figura 55 – Profilo idraulico ante operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: altezza di moto uniforme.

4.11.3 Simulazione numerica post operam

L'opera di attraversamento prevista è il viadotto VI15.

La configurazione di progetto prevede una modesta deviazione del corso d'acqua (Figura 56) al fine di renderlo perpendicolare all'attraversamento, che avviene tra due pile poste ad interasse 25 m (Figura 57).

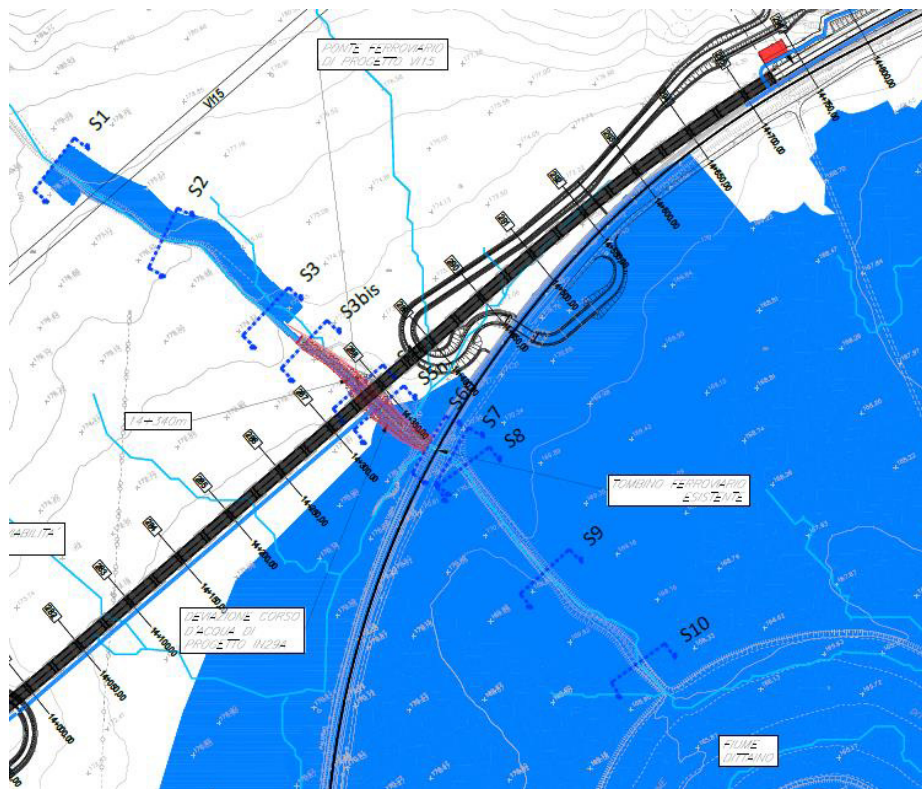


Figura 56 - Corso d'acqua alla progressiva 14+340_ Configurazione post operam

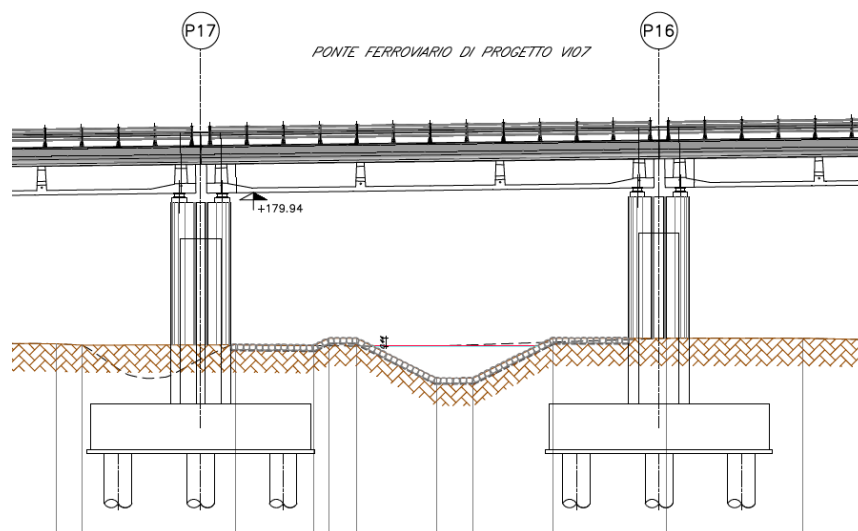


Figura 57 - Corso d'acqua alla progressiva 14+340. Sezione in corrispondenza del VI15.

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 12
- *N. manufatti* 2
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - *Viadotto di progetto VI15*
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 179.94 m s.m.m.
 - Lunghezza 9.8 m
 - *Tombino su linea storica*
 - Tipologia tombino
 - Larghezza x Altezza 8.0x2.0 m
 - Lunghezza 9.0 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 7.49 m³/s (Tr200)
15.34 m³/s (Tr 200)
 - *(Cambio di portata alla sez. di chiusura in corrispondenza della linea storica)*
 - Condizione monte altezza moto
 - uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino
 - Tr200: 174.7 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Alveo inciso sistemazione $n=0.030 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - $^{1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 37 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 37 – Risultati post operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: livello Dittaino Tr200.

Sezione	Portata	Fondo alveo SdP	Livello idrico	Livello altezza critica	Livello energetico	Velocità	Froude
	[m ³ /s]	[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m/s]	
S1	7.49	177.43	178.59	178.59	178.68	1.57	0.58
S2	7.49	174.98	175.90	175.90	176.01	1.80	0.72
S3	7.49	172.63	173.55	173.55	173.66	1.78	0.71
S3bis inizio sistemazione	7.49	171.69	172.54	172.54	172.83	2.38	1.00
S4n monte Viadotto	7.49	169.82	171.56	170.67	171.59	0.79	0.24
S5n valle Viadotto	7.49	169.22	171.56	170.07	171.58	0.48	0.13
S6n monte Storica	15.34	168.40	171.57	169.65	171.57	0.25	0.05
valle storica	15.34	168.00	170.81	169.88	170.82	0.39	0.10
S7	15.34	168.11	170.81	168.79	170.82	0.22	0.04



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RELAZIONE IDRAULICA – TRATTA DA KM 8+290 A 22+800 -OPERE
MAGGIORI

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 78 RI ID0002 001 A 98 di 185

S8	15.34	168.02	170.80	169.14	170.81	0.53	0.11
S9	15.34	167.58	170.80	168.74	170.80	0.22	0.04
S10 Fine	15.34	166.27	170.80	167.90	170.80	0.12	0.02

In Figura 58 è riportato il profilo idrico di calcolo.

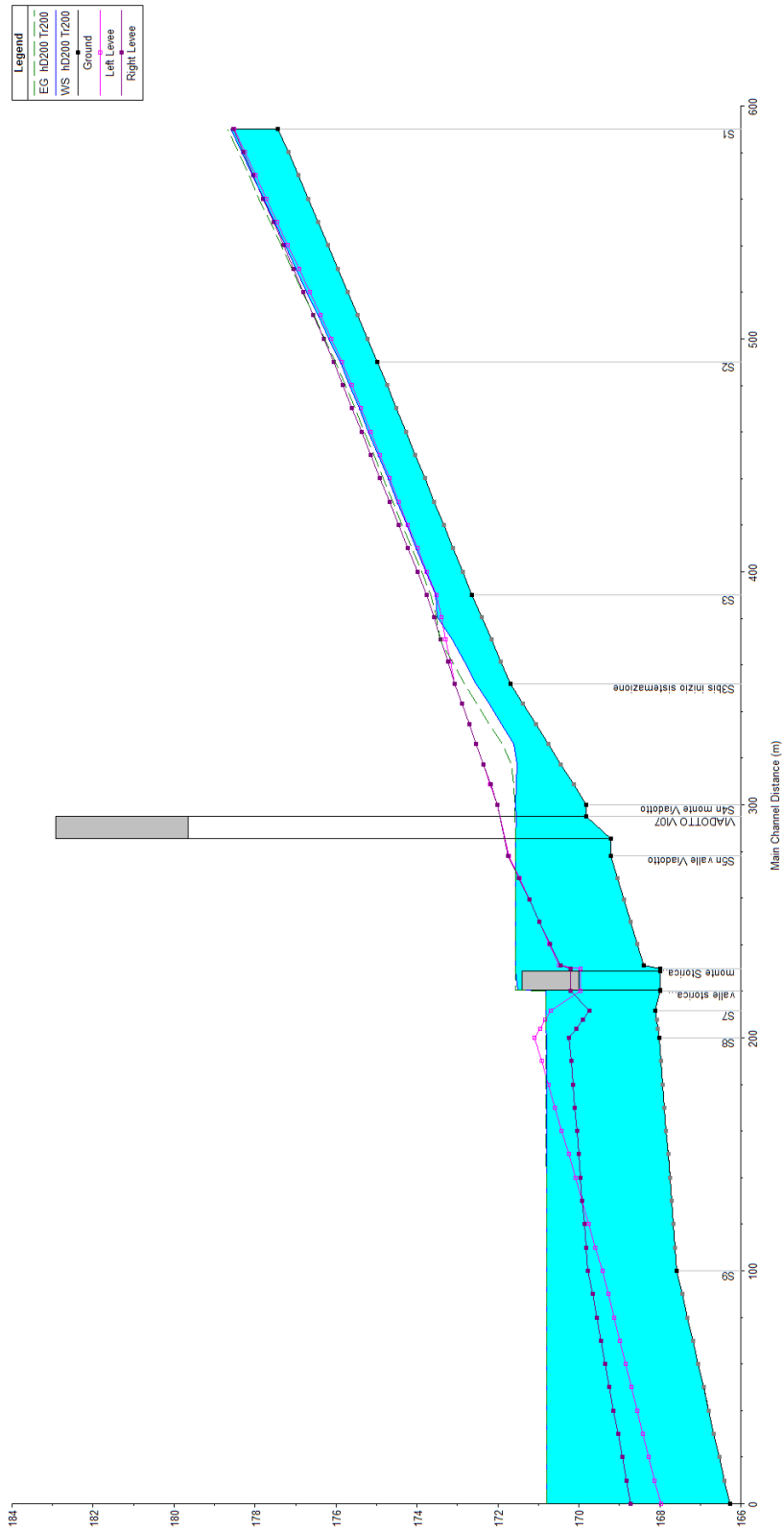


Figura 58 – Profilo idraulico post operam Pk 14+340. Tr 200 anni. Cond. valle: livello DittainoTr200.

Sebbene la condizione al contorno di valle corrispondente al livello idrico nel fiume Dittaino per la piena Tr 200 determini un profilo di rigurgito che si estende a monte dell'attraversamento della linea storica, il viadotto di progetto VI15 presenta comunque un franco adeguato (Tabella 38).

Tabella 38 – Valori del franco in corrispondenza del viadotto di progetto VI15. Pk 14+340. Tr 200 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo-intradosso opera m
VI15	179.94	171.56	8.38	171.59	8.35	169.82	10.12

In Tabella 39 sono, inoltre, riportati i risultati delle simulazioni idrauliche ottenuti per una condizione al contorno di valle pari all'altezza di moto uniforme (pendenza del fondo $i=0.01$), che verranno utilizzati nella verifica del rivestimento delle sezioni di progetto, di cui al successivo paragrafo.

Tabella 39 – Risultati post operam Pk 14+340. Portata Tr 200 anni e condizione di valle altezza moto uniforme.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
S1	7.49	177.43	178.59	178.59	178.68	1.57	0.58
S2	7.49	174.98	175.90	175.90	176.01	1.80	0.72
S3	7.49	172.63	173.55	173.55	173.66	1.78	0.71
S3bis inizio sistemazione	7.49	171.69	172.54	172.54	172.83	2.38	1.00
S4n monte Viadotto	7.49	169.82	171.53	170.67	171.56	0.81	0.25
S5n valle Viadotto	7.49	169.22	171.54	170.07	171.55	0.49	0.13
S6n monte Storica	15.34	168.40	171.54	169.65	171.54	0.25	0.05
valle storica	15.34	168.00	169.88	169.88	170.12	2.22	0.81
S7	15.34	168.11	169.81	168.79	169.82	0.52	0.13
S8	15.34	168.02	169.66	169.14	169.79	1.63	0.48
S9	15.34	167.58	169.03	168.74	169.22	1.96	0.63
S10 Fine	15.34	166.27	168.07	167.90	168.34	2.45	0.68

4.11.4 Sistemazione e protezione

L'intervento di sistemazione prevede una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a 2.0 m e pendenza delle sponde 1:2 (Figura 59).

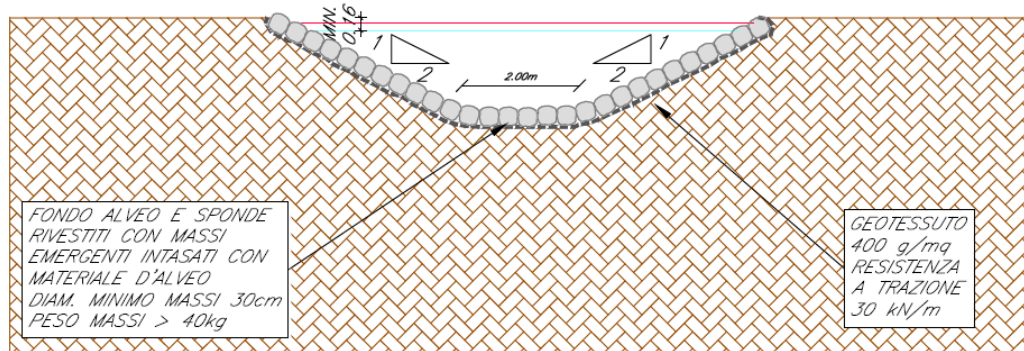


Figura 59 – Sezione tipo sistemazione Pk 14+340.

Si prevede la protezione del fondo e delle sponde con massi di diametro minimo pari a 30 cm.

Si riportano di seguito le verifiche del rivestimento previsto con la metodologia di Shields e della FHWA, effettuate utilizzando i risultati della modellazione idraulica ottenuti imponendo come condizione al contorno di valle l'altezza di moto uniforme per una portata caratterizzata da Tr200 anni.

Approccio secondo Shields

La Tabella 40 riporta i dati necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione adoperando il metodo di Shields, in particolare: il raggio idraulico (R_H), la tensione tangenziale media (τ_0), la velocità media (V), il tirante (h).

Tabella 40 – Corso d'acqua alla progressiva 14+340: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields

Sezione	R_H [m]	τ_0 [N/m ²]	V [m/s]	h [m]
S3bis inizio sistemazione	0.54	83.76	2.38	0.58
S4n monte Viadotto	0.96	7.97	0.81	1.05
S5n valle Viadotto	1.24	2.66	0.49	1.36
S6n monte Storica	2.31	0.57	0.25	2.51

Il valore della tensione tangenziale media per il calcolo della stabilità dei massi è quello massimo ottenuto dalla simulazione monodimensionale nel tratto sistemato ed è pari a 83.76 N/m², riscontrato nella sezione S3bis.

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.45, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo ($\tau_{\max, \text{fondo}}$) e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{sponde}}$) applicando a quello medio i coefficienti moltiplicativi riportati in Figura 9.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(o)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.93 evidenzia una bassa sommersione della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 26.57° , un angolo di attrito dei massi φ pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{fondo}}, \tau_{\max, \text{fsponde}}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(o)}, \tau_{cr,(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

Tabella 41 – Corso d'acqua alla progressiva 14+340: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.

β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{\max, \text{fondo}}$ [N/m ²]	$\tau_{\max, \text{sponde}}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
1.40	1.10	117.26	92.14	431.84	334.50	3.68	3.63

La tabella evidenzia che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Approccio secondo la FHWA

La Tabella 42 riporta i dati caratteristici della simulazione monodimensionale, imponendo come condizione al contorno di valle l'altezza di moto uniforme, necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione ed in particolare: la velocità media (V), il tirante (h).

La sezione presa come riferimento è la S3bis in quanto è quella con velocità maggiore. Inoltre si sono assunti un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 26.57° , un angolo di attrito dei massi φ pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

Gli ulteriori parametri considerati sono:

- $R/W > 30$
- $FS = 1.2$

Tabella 42 – Corso d'acqua alla progressiva 14+340: dati per la verifica della stabilità delle protezioni.

Sezione	V [m/s]	h [m]
S3bis inizio sistemazione	2.38	0.58
S4n monte Viadotto	0.81	1.05
S5n valle Viadotto	0.49	1.36
S6n monte Storica	0.25	2.51

L'applicazione della formula per il calcolo del diametro fornisce un valore pari a 15 cm a conferma del fatto che l'assunzione di massi di diametro pari a 30 cm a protezione del fondo risulta a favore di sicurezza.

4.12 Corso d'acqua alla progressiva 16+650 – Fosso Sciaguana- Opera ferroviaria VI16

4.12.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 16+650	RS3E50D78P6ID0002007A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 16+650	RS3E50D78FZID0002007A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 16+650	RS3E50D78WZID0002007A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 16+650	RS3E50D78WZID0002018A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 16+650	RS3E50D78AZID0002007A

4.12.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia circa 840 m a monte della linea ferroviaria esistente e termina alla confluenza con il Dittaino, per una lunghezza complessiva pari a circa 1300m. Le sezioni di studio sono state ricavate dal rilievo celerimetrico eseguito nell'ambito del progetto.

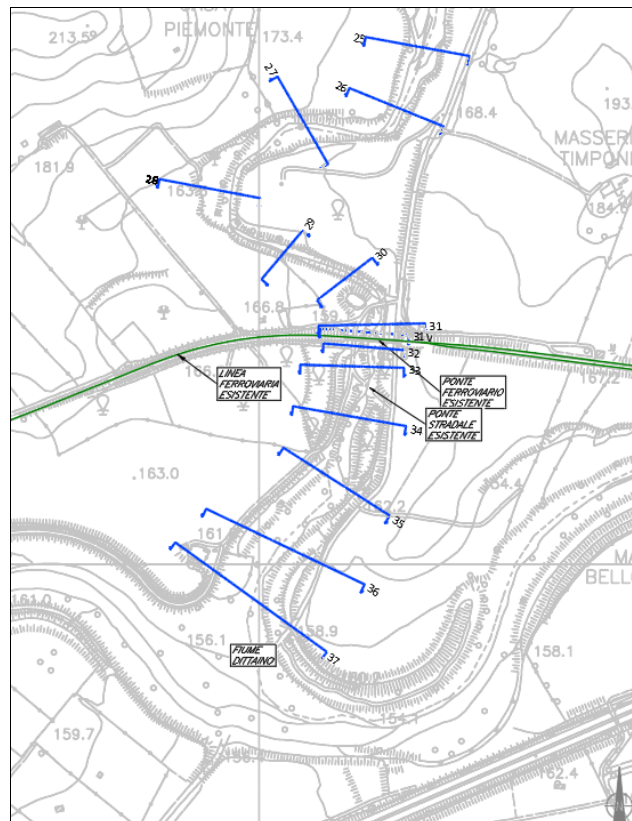


Figura 60 - Corso d'acqua alla progressiva 16+650_Configurazione ante operam

Il corso d'acqua presenta pendenze a monte variabili tra lo 0.2% e l'1.5%; a valle la pendenza media è pari allo 0.25%. L'alveo, molto ampio, presenta a monte del ponte ferroviario un ampio meandro, mentre assume una traiettoria rettilinea avvicinandosi alla confluenza con il Dittaino. Allo stato attuale è evidente la presenza di una folta vegetazione in alveo (Figura 61, Figura 62). Il fondo si presenta argilloso sabbioso con presenza di ghiaia e qualche trovante di dimensioni maggiori (Figura 63).



Figura 61 - Fosso Sciaguana_Foto a monte attraversamento esistente



Figura 62 - Fosso Sciaguana_Foto alveo



Figura 63 - Fosso Sciaguana_Foto alveo

Dati principali per la verifica

- | | | | |
|---|------------------------------------|---|----------------------------------|
| • | | <i>N. sezioni (escluse interpolate)</i> | 15 |
| • | | <i>N. manufatti</i> | 1 |
| • | | <i>Caratteristiche dei manufatti</i> | |
| | <i>Ponte ferroviario esistente</i> | | |
| | ○ | Tipologia | ponte a 3 archi |
| | ○ | Quota sottotrave | 165.24 m s.m.m. |
| | ○ | Lunghezza | 6.1 m |
| • | <i>Condizioni al contorno</i> | | |
| | ○ | Portata di verifica | 213.39 m ³ /s (Tr300) |
| | ○ | Condizione monte altezza | moto |
| | ○ | Condizione valle livello | Dittaino |
| | ○ | Tr300: | 161.3 m s.m.m. |
| • | <i>Scabrezza (Manning)</i> | | |
| | ○ | Alveo inciso | n=0.045 m ^{-1/3} s |
| | ○ | Golene | n=0.035 m ^{-1/3} s |

Risultati

In Tabella 43 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 43 – Risultati ante operam Pk 16+650. Tr 300 anni.

Sezione	Portata	Fondo alveo SdF	Livello idrico	Livello altezza critica	Livello energetico	Velocità	Froude
	[m ³ /s]		[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m/s]	
Sez. 25	213.39	163.26	166.46	166.08	166.74	2.37	0.55
Sez. 26	213.39	162.73	166.01	165.62	166.17	2.09	0.45
SEZ. 27	213.39	160.90	164.46	163.83	164.83	2.68	0.60
SEZ. 28	213.39	160.60	163.09	162.76	163.64	3.31	0.74
SEZ. 29	213.39	158.40	162.23	161.22	162.46	2.20	0.40
SEZ. 30	213.39	158.02	161.66	161.01	161.84	2.00	0.41
SEZ. 31	213.39	157.95	161.45	160.31	161.58	1.64	0.34
fine muro sinistra	213.39	157.84	161.40	159.88	161.54	1.66	0.31
Sez. 31V	213.39	157.84	161.40	159.88	161.53	1.66	0.31
SEZ. 32	213.39	157.50	161.37	159.83	161.45	1.41	0.26
SEZ. 33	213.39	157.43	161.33	159.77	161.42	1.40	0.26
SEZ. 34	213.39	157.08	161.31	158.89	161.35	0.84	0.14
SEZ. 35	213.39	156.56	161.30	158.43	161.32	0.64	0.10
SEZ. 36	213.39	156.55	161.30	157.97	161.30	0.32	0.05
SEZ. 37	213.39	156.29	161.30	157.56	161.30	0.19	0.03

In Figura 64 è riportato il profilo idrico di calcolo. Il ponte esistente sulla linea storica presenta un franco adeguato (cfr. Tabella 45).

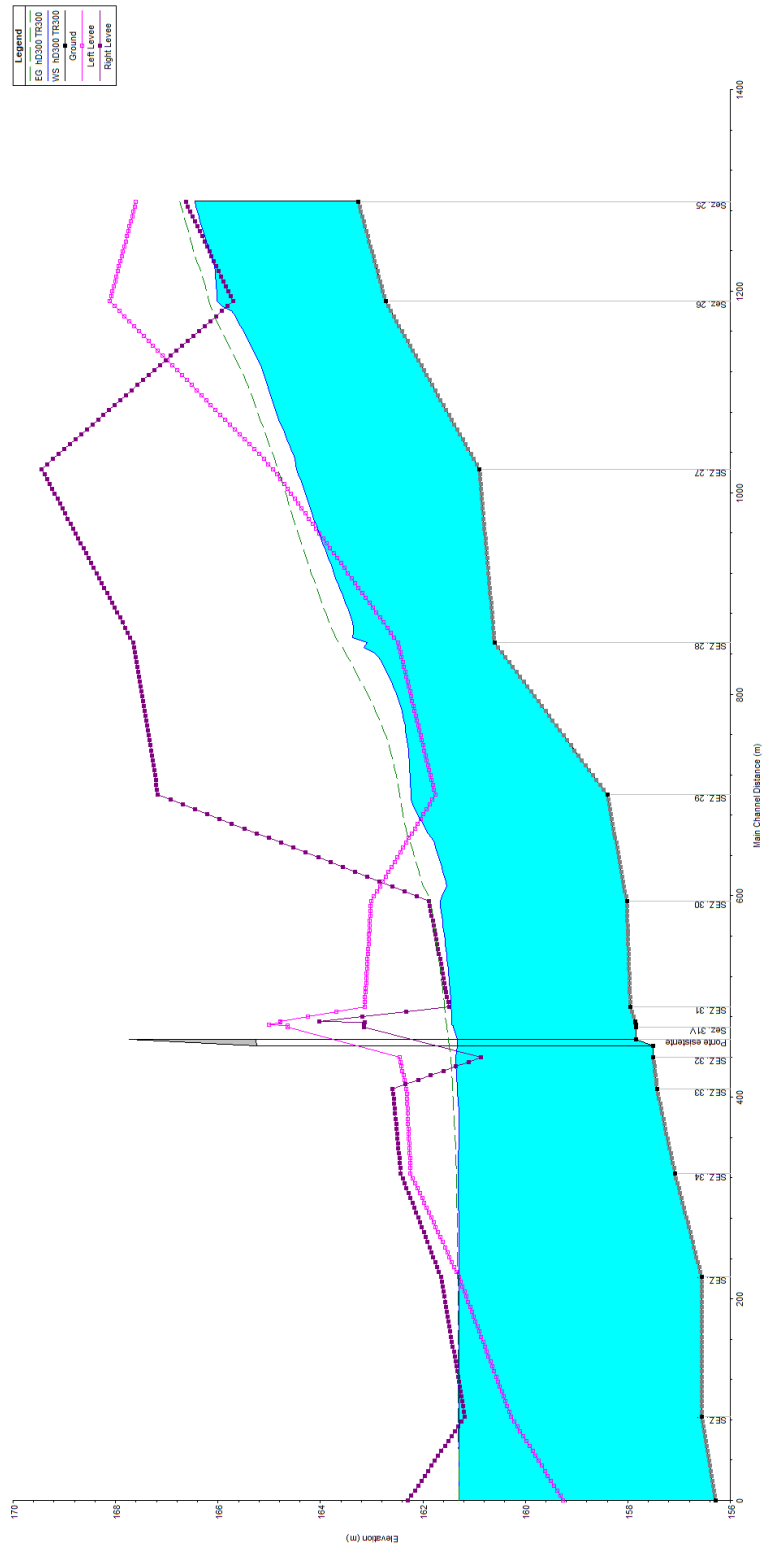


Figura 64 – Profilo idraulico ante operam Pk 16+650. Tr 300 anni.

4.12.3 Simulazione numerica post operam

La configurazione di progetto prevede il mantenimento del ponte esistente e la costruzione di un nuovo viadotto (VI16) immediatamente a monte. E' stata prevista una regolarizzazione minima delle sezioni esistenti. In particolare l'alveo di magra è stato rettificato e reso rettilineo.

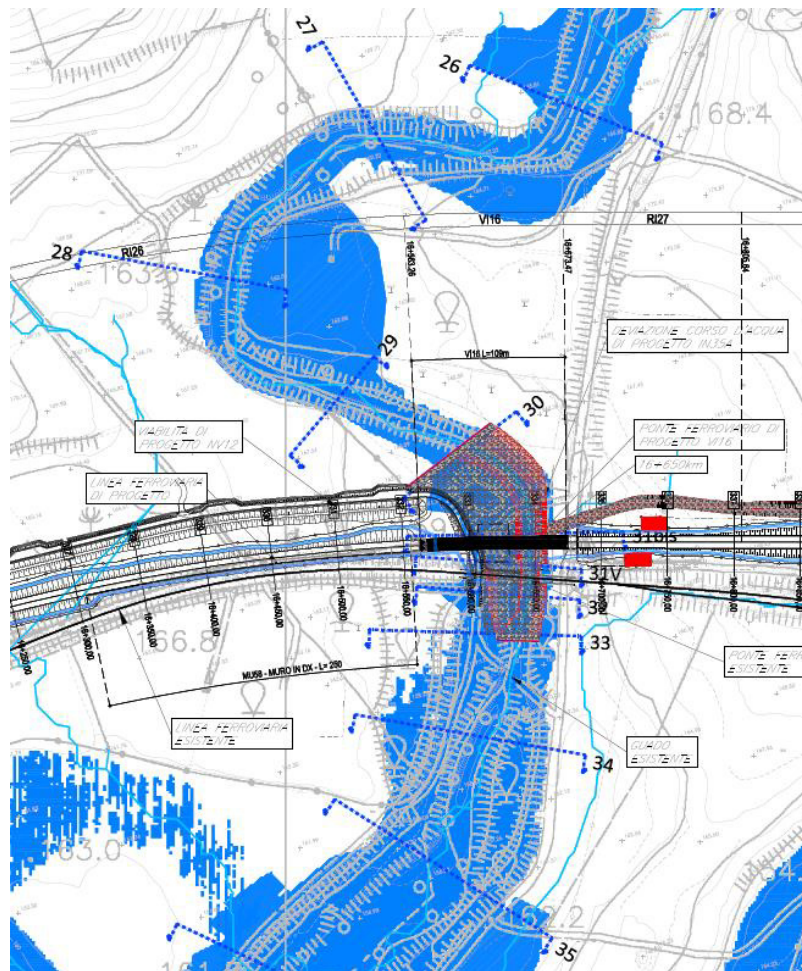


Figura 65 - Corso d'acqua alla progressiva 16+650_ Configurazione post operam

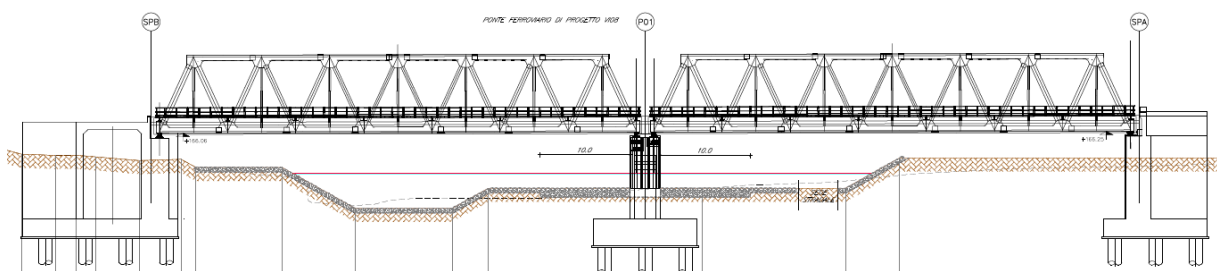


Figura 66 - Corso d'acqua alla progressiva 16+650. Sezione in corrispondenza del VI16.

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 15
- *N. manufatti* 2
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - *Ponte ferroviario esistente*
 - Tipologia ponte a 3 archi
 - Quota sottotrave 165.24 m s.m.m.
 - Lunghezza 6.1 m
 - *Viadotto di progetto VI16*
 - Tipologia ponte
 - Quota sottotrave 166.06 m s.m.m.
 - Lunghezza 13.3 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 213.39 m³/s (Tr300)
 - Condizione monte altezza moto
 - uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino
 - Tr300: 161.3 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 44 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti e di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 44 – Risultati post operam Pk 16+650. Tr 300 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
SEZ. 25	213.39	163.26	166.46	166.08	166.74	2.37	0.55
SEZ. 26	213.39	162.73	166.01	165.62	166.17	2.09	0.45
SEZ. 27	213.39	160.90	164.46	163.83	164.83	2.68	0.60
SEZ. 28	213.39	160.60	163.09	162.76	163.64	3.32	0.74
SEZ. 29	213.39	158.40	162.07	161.22	162.34	2.37	0.44
SEZ. 30	213.39	158.02	161.65	160.40	161.77	1.65	0.32
SEZ. 31bis monte VI16	213.39	157.66	161.47	160.57	161.61	1.80	0.33
SEZ. 31V	213.39	157.66	161.39	160.46	161.56	1.78	0.40
Sezione a monte ponte esistente	213.39	157.60	161.40	159.83	161.53	1.64	0.30
SEZ. 32	213.39	157.60	161.38	159.89	161.46	1.42	0.27
SEZ. 33	213.39	157.43	161.33	159.57	161.43	1.39	0.28
SEZ. 34	213.39	157.08	161.31	158.91	161.35	0.90	0.16
SEZ. 35	213.39	156.56	161.30	158.43	161.32	0.64	0.10
SEZ. 36	213.39	156.55	161.30	157.97	161.30	0.32	0.05
SEZ. 37	213.39	156.29	161.30	157.56	161.30	0.19	0.03

In Figura 67 è riportato il profilo idrico di calcolo.

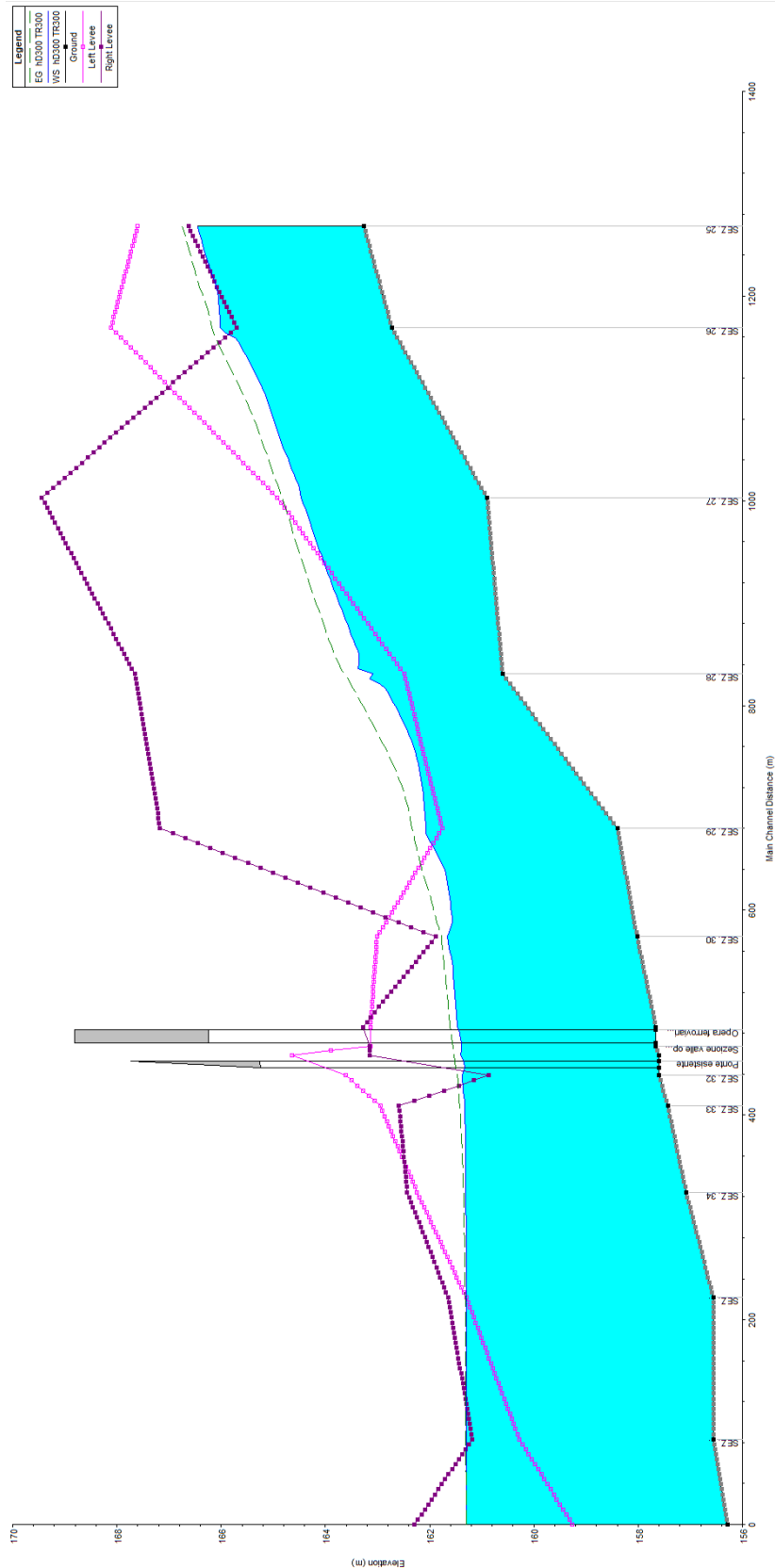


Figura 67 – Profilo idraulico post operam Pk 16+650. Tr 300 anni.

I viadotti sono caratterizzati dai valori del franco riportati in Tabella 45 e soddisfano i criteri di verifica riportati al § 3.1.

Tabella 45 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 16+650. Tr 300 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo-intradosso opera m
VI16	166.06	161.47	4.59	161.61	4.45	157.66	8.40
Esistente su linea storica	165.24	161.40	3.84	161.53	3.71	157.60	7.64

In Tabella 46 sono, inoltre, riportati i risultati delle simulazioni idrauliche ottenuti per una condizione al contorno di valle pari all'altezza di moto uniforme (pendenza del fondo $i=0.003$), che verranno utilizzati nella verifica del rivestimento delle sezioni di progetto, di cui al successivo paragrafo.

Tabella 46 – Risultati post operam Pk 16+650. Portata Tr 300 anni e condizione di valle altezza moto uniforme.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
SEZ. 25	213.39	163.26	166.46	166.08	166.74	2.37	0.55
SEZ. 26	213.39	162.73	166.01	165.62	166.17	2.09	0.45
SEZ. 27	213.39	160.90	164.46	163.83	164.83	2.68	0.60
SEZ. 28	213.39	160.60	163.09	162.76	163.64	3.32	0.74
SEZ. 29	213.39	158.40	161.99	161.22	162.28	2.47	0.47
SEZ. 30	213.39	158.02	161.35	160.40	161.53	2.02	0.41
SEZ. 31bis monte VI16	213.39	157.66	160.93	160.57	161.21	2.58	0.51
SEZ. 31V	213.39	157.66	160.62	160.46	161.04	2.90	0.82
Sezione a monte ponte esistente	213.39	157.60	160.67	159.83	160.94	2.34	0.50
SEZ. 32	213.39	157.60	160.41	159.89	160.73	2.58	0.60
SEZ. 33	213.39	157.43	160.13	159.57	160.50	2.69	0.75
SEZ. 34	213.39	157.08	159.45	158.91	159.66	2.06	0.53
SEZ. 35	213.39	156.56	158.97	158.43	159.14	1.89	0.47
SEZ. 36	213.39	156.55	158.45	157.97	158.59	1.69	0.45
SEZ. 37	213.39	156.29	158.14	157.56	158.24	1.39	0.40

4.12.4 Sistemazione e protezione

L'intervento di sistemazione prevede una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a circa 8.0 m (Figura 68).

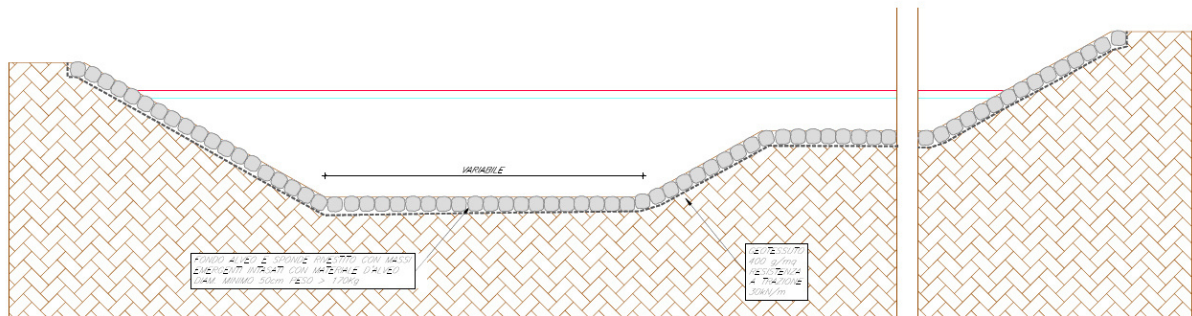


Figura 68 – Sezione tipo sistemazione Pk 16+650.

Si prevede la protezione del fondo e delle sponde con massi di diametro minimo pari a 50 cm.

Si riportano di seguito le verifiche del rivestimento previsto con la metodologia di Shields e della FHWA, effettuate utilizzando i risultati della modellazione idraulica ottenuti imponendo come condizione al contorno di valle l'altezza di moto uniforme per una portata caratterizzata da Tr_{300} anni.

Approccio secondo Shields

La tabella seguente riporta i dati necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione adoperando il metodo di Shields, in particolare: il raggio idraulico (R_H), la tensione tangenziale media (τ_0), la velocità media (V), il tirante (h).

Tabella 47 – Corso d'acqua alla progressiva 16+650: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.

Sezione	R_H [m]	T_0 [N/m ²]	V [m/s]	h [m]
SEZ. 30	2.36	60.91	2.02	2.42
SEZ. 31bis monte VI16	2.42	98.2	2.58	2.59
SEZ. 31V	1.22	155.74	2.90	1.26
Sezione a monte ponte esistente	2.21	83.78	2.34	2.28
SEZ. 32	1.85	107.57	2.58	1.9
SEZ. 33	1.29	131.89	2.69	1.32

Il valore della tensione tangenziale media per il calcolo della stabilità dei massi è quello massimo ottenuto dalla simulazione monodimensionale nel tratto sistemato ed è pari a 155.74 N/m², riscontrato nella sezione 31V.

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 6.26 , si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo ($\tau_{\max, \text{fondo}}$) e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{fsponde}}$) applicando a quello medio i coefficienti moltiplicativi riportati in Figura 9.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(o)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 2.5 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 29° , un angolo di attrito dei massi φ pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{fondo}}$, $\tau_{\max, \text{fsponde}}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(o)}$, $\tau_{cr,(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

Tabella 48 – Corso d'acqua alla progressiva 16+650: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.

β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{\max, \text{fondo}}$	$\tau_{\max, \text{sponde}}$	$\tau_{cr(0)}$	$\tau_{cr(\alpha)}$	F_0	F_α
		[N/m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]		
1.3	1.0	202	156	691	499	3.4	3.2

La tabella evidenzia che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. Inoltre considerati i coefficienti di sicurezza si può concludere che $d=50 \text{ cm}$ è idoneo per la protezione.

Approccio secondo la FHWA

La Tabella 49 riporta i dati caratteristici della simulazione monodimensionale, imponendo come condizione al contorno di valle l'altezza di moto uniforme con una portata caratterizzata da $Tr300$, necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione e in particolare: la velocità media (V), il tirante (h).

La sezione presa come riferimento è la 31V in quanto è quella con velocità maggiore. Inoltre si sono assunti un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 29° , un angolo di attrito dei massi φ pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

Gli ulteriori parametri considerati sono:

- $R/W=3.16$
- $FS=1.8$

Tabella 49 – Corso d’acqua alla progressiva 16+650: dati per la verifica della stabilità delle protezioni.

Sezione	v [m/s]	h [m]
SEZ. 30	2.02	2.42
SEZ. 31bis monte VI16	2.58	2.59
SEZ. 31V	2.90	1.26
Sezione a monte ponte esistente	2.34	2.28
SEZ. 32	2.58	1.9
SEZ. 33	2.69	1.32

L’applicazione della formula per il calcolo del diametro fornisce un valore pari a 38 cm; l’assunzione di massi di diametro pari a 50 cm a protezione del fondo risulta pertanto adeguata.

4.13 Corso d'acqua alla progressiva 18+550 – Opera ferroviaria VI17

4.13.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 18+550	RS3E50D78P6ID0002008A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 18+550	RS3E50D78FZID0002008A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 18+550	RS3E50D78WZID0002008A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 18+550	RS3E50D78WZID0002019A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 18+550	RS3E50D78BZID0002008A

4.13.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia circa 300m a monte dell'attraversamento ferroviario esistente e termina alla confluenza con il fiume Dittaino, per una lunghezza complessiva pari a circa 540m. Le sezioni di studio sono state ricavate dal rilievo celerimetrico eseguito nell'ambito del progetto.

Allo stato attuale il corso d'acqua, dopo l'attraversamento ferroviario esistente, attraversa una strada locale.

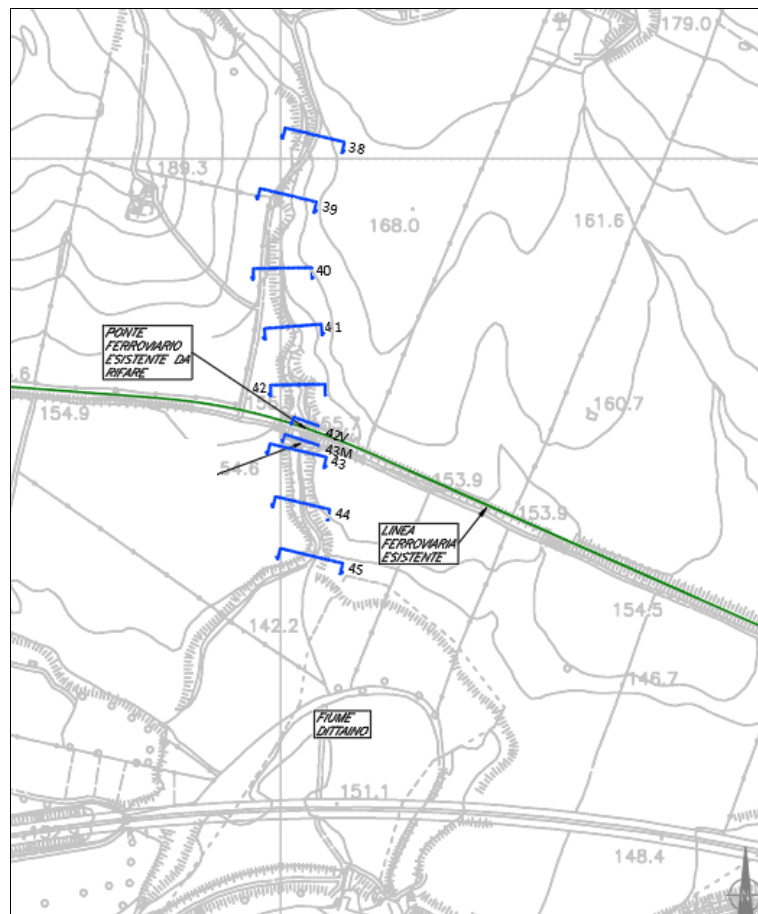


Figura 69 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_ Configurazione ante operam

La pendenza media a monte dell'attraversamento è variabile tra il 2.0 % e il 5.0%. A valle degli attraversamenti esistenti invece è pari al 2%.

L'alveo presenta un andamento abbastanza tortuoso, con presenza di erosioni di sponda.

Il fondo è costituito da materiale sabbioso ghiaioso con presenza di qualche trovante di dimensioni maggiori.



Figura 70 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_ Foto a monte ponte ferroviario esistente



Figura 71 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_ Foto a valle ponte ferroviario esistente



Figura 72 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_Foto a valle attraversamenti esistenti

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 12
- *N. manufatti* 2
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - *Ponte ferroviario esistente*
 - Tipologia ponte ad arco
 - Quota sottotrave 151.92 m s.m.m.
 - Lunghezza 15 m
 - *Tombino stradale*
 - Tipologia tombino circolare
 - Diametro 2.0 m
 - Lunghezza 8 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 15.76 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza moto
 - uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino
 - Tr200: 145.1 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 50 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 50 – Risultati ante operam Pk 18+550. Tr 200 anni.

Sezione	Portata	Fondo alveo SdF	Livello idrico	Livello altezza critica	Livello energetico	Velocità	Froude
	[m ³ /s]		[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m/s]	
Sez. 38	15.76	159.50	161.00	161.03	161.28	2.50	0.92

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez.39	15.76	157.70	158.98	158.92	159.13	1.94	0.69
Sez. 40	15.76	153.54	154.92	155.12	155.71	3.93	1.31
Sez. 41	15.76	151.85	153.25	153.30	153.77	3.18	1.08
Sez. 42	15.76	149.99	151.42	150.78	151.45	0.78	0.23
Sez. 42V monte linea storica	15.76	147.86	149.80	149.29	150.19	2.76	0.63
Sez. 43M	15.76	147.35	149.75	148.42	149.79	0.88	0.22
Sez. monte attraversamento stradale	15.76	146.66	149.76	148.01	149.79	0.72	0.17
Sez. valle attraversamento stradale	15.76	146.59	147.51	147.51	147.77	2.27	0.99
Sezione 43	15.76	146.31	147.26	147.35	147.65	2.77	1.21
Sezione 44	15.76	144.89	146.20	146.12	146.43	2.19	0.75
Sezione 45	15.76	143.90	145.10	144.74	145.22	1.52	0.49

In Figura 73 è riportato il profilo idrico di calcolo.

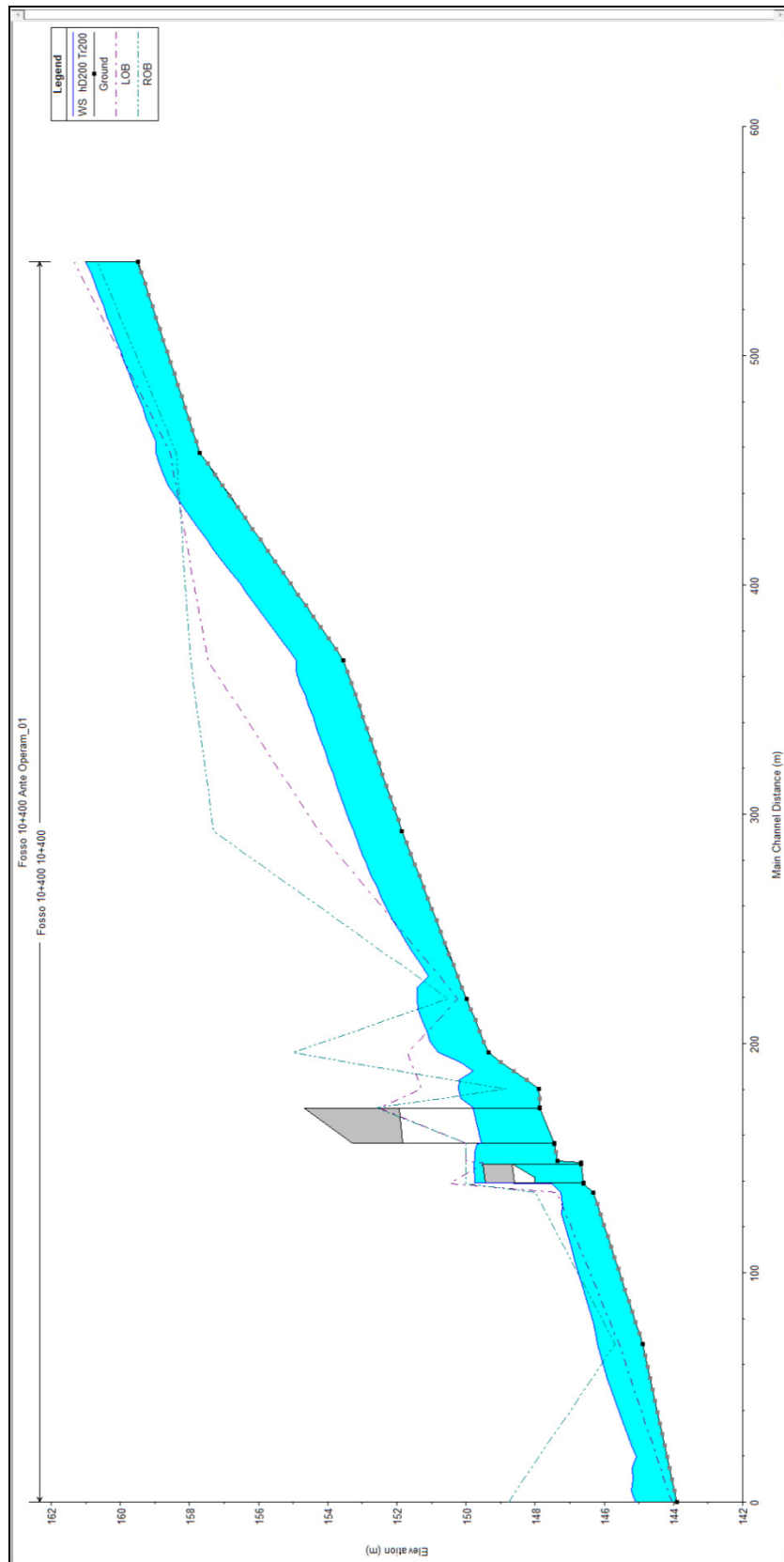


Figura 73 – Profilo idraulico ante operam Pk 18+550. Tr 200 anni.

4.13.3 Simulazione numerica post operam

L'opera di attraversamento prevista è il viadotto VI17.

La configurazione di progetto prevede, inoltre, la deviazione del corso d'acqua al fine di renderlo perpendicolare all'attraversamento e due ulteriori ponti di progetto a valle del VI17: il VI23 sulla linea ferroviaria esistente e il ponte stradale IV05.

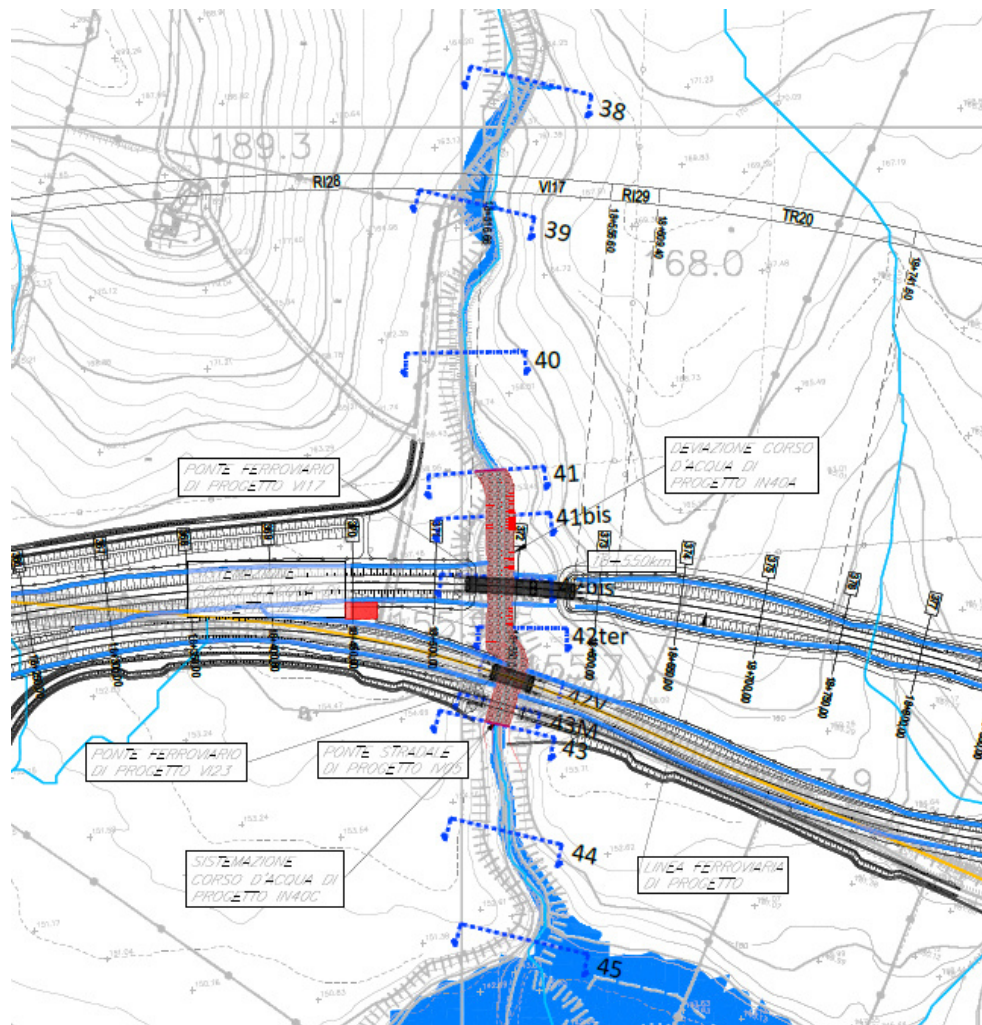


Figura 74 - Corso d'acqua alla progressiva 18+550_ Configurazione post operam

Dati principali per la verifica

-
-
-

Viadotto di progetto VI17

-
-
-

Ponte di progetto linea storica VI23

N. sezioni (escluse interpolate) 14

N. manufatti 3

Caratteristiche dei manufatti

Tipologia ponte

Quota sottotrave 156.48 m s.m.m.

Lunghezza 13.7 m

- Tipologia ponte
- Quota sottotrave 152.97 m s.m.m.
- Lunghezza 9.6 m
- Ponte di progetto viabilità esistente IV05
- Tipologia ponte
- Quota sottotrave 154.74 m s.m.m.
- Lunghezza 7.0 m
- *Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 15.76 m³/s (Tr200)
 - Condizione monte altezza moto
 - uniforme
 - Condizione valle livello Dittaino
 - Tr200: 145.1 m s.m.m.
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 51 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti e di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 51 – Risultati post operam Pk 18+550. Tr 200 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 38	15.76	159.50	161.00	161.03	161.28	2.50	0.92
Sez. 39	15.76	157.70	158.85	158.92	159.14	2.64	1.03
Sez. 40	15.76	153.54	154.91	155.12	155.71	3.97	1.32
Sez. 41	15.76	151.85	153.26	153.31	153.76	3.15	1.07
Sez. 41bis	15.76	151.15	151.93	152.05	152.45	3.20	1.27
Sez. 42bis - monte VI17	15.76	150.00	151.31	150.91	151.46	1.72	0.54
Sez. 42 tris	15.76	149.35	150.12	150.26	150.68	3.31	1.31
Sez. monte VI 23 - 42V	15.76	147.95	148.67	148.86	149.33	3.58	1.46
Sez. monte IV05 - 43M	15.76	146.66	147.43	147.57	147.99	3.31	1.31
Sez. 43	15.76	146.32	147.40	147.23	147.65	2.22	0.76
Sez. 44	15.76	144.89	146.21	146.12	146.43	2.17	0.75
Sez. 45	15.76	143.90	145.10	144.74	145.22	1.52	0.49

In Figura 75 è riportato il profilo idrico di calcolo.

I viadotti sono caratterizzati dai valori del franco riportati in Tabella 52 e soddisfano i criteri di verifica riportati al § 3.1.

Tabella 52 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 18+550. Tr 200 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo-intradosso opera m
VI17	156.48	151.31	5.17	151.46	5.02	150.00	6.48
VI23	152.97	148.67	4.30	149.33	3.64	147.95	5.02
IV05	154.74	147.43	7.31	147.99	6.75	146.66	8.08

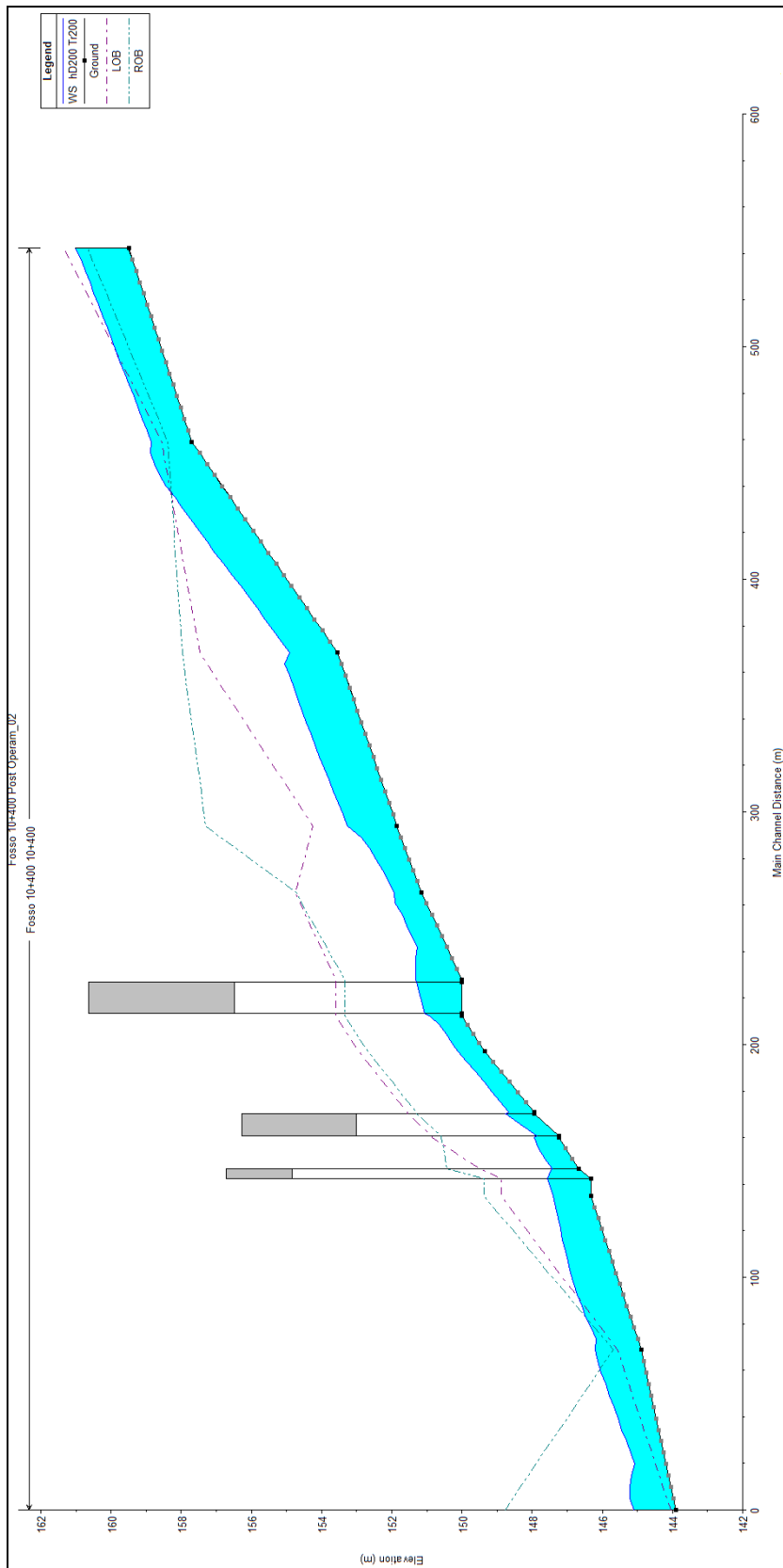


Figura 75 – Profilo idraulico post operam Pk 18+550. Tr 200 anni.

4.13.4 Sistemazione e protezione

L'intervento di sistemazione prevede, oltre alla deviazione planimetrica, anche una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a 5.0 m e pendenza delle sponde 2:3 (Figura 76).

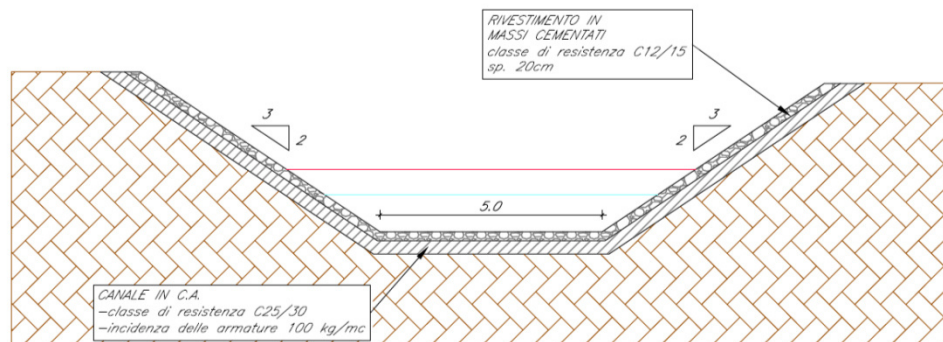


Figura 76 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 18+550.

Si è scelto di rivestire il canale in c.a. con una finitura superficiale in massi cementati, agevolando con tale soluzione le operazioni di manutenzione.

4.14 Corso d'acqua alla progressiva 20+750 – Fosso Sparagogna -Opera ferroviaria VI18

4.14.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 20+750	RS3E50D78P6ID0002009A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 20+750	RS3E50D78FZID0002009A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 20+750	RS3E50D78WZID0002009A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 20+750	RS3E50D78WZID0002020A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 20+750	RS3E50D78BZID0002009A

4.14.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia circa 310 m a monte della linea ferroviaria esistente e termina alla confluenza con il Dittaino, per una lunghezza complessiva pari a circa 500m. Le sezioni di studio (Figura 77) sono state ricavate dal rilievo celerimetrico eseguito nell'ambito del progetto.

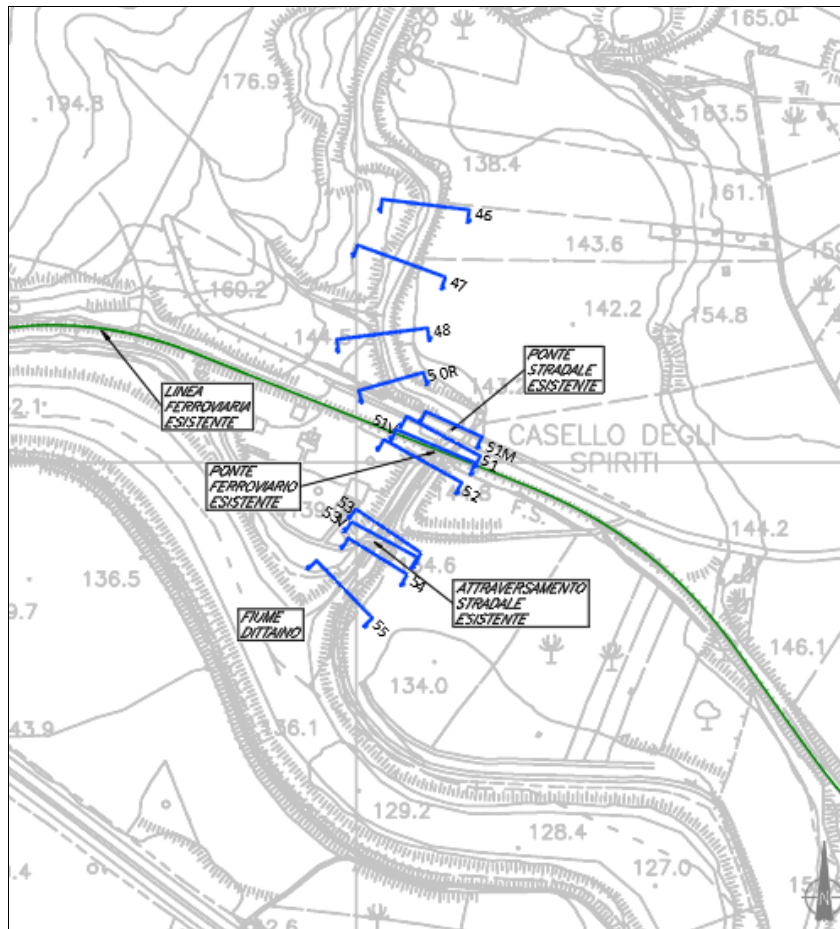


Figura 77 - Corso d'acqua alla progressiva 20+750_ Configurazione ante operam

Il fosso Sparagogna presenta allo stato attuale tre infrastrutture di attraversamento, ossia procedendo da monte verso valle:

- un ponte stradale di una viabilità locale;
- il ponte ferroviario esistente;
- un guado di una viabilità locale.

Il corso d'acqua presenta, a monte dei primi due attraversamenti, pendenze variabili tra lo 0.8% e l'3.0% , a valle la pendenza diminuisce tra lo 0.5% e l'1%. Il tracciato del fosso si presenta tortuoso nel tratto di monte, con evidenti segni di erosione delle sponde. IL tratto in approccio ai due ponti scorre parallelo alla strada locale e dopo una curva secca a 90, attraversa le due infrastrutture per proseguire praticamente rettilineo fino alla confluenza con il Dittaino.

Allo stato attuale è evidente la presenza di una folta vegetazione sulle sponde. Il fondo alveo si presenta sabbioso con presenza di ghiaia e qualche trovante di dimensioni maggiori.



Figura 78 - Fossa Sparagogna_Foto a monte attraversamento stradale



Figura 79 - Fossa Sparagogna_Foto a monte attraversamento stradale



Figura 80 - Fossa Sparagogna_Foto ponte stradale e ferroviario



Figura 81 - Fosso Sparagogna_Foto ponte ferroviario da monte



Figura 82 - Fosso Sparagogna_Foto ponte ferroviario da valle



Figura 83 - Fosso Sparagogna_Foto a valle ponte ferroviario



Figura 84 - Fosso Sparagogna_ Foto guado stradale

Dati principali per la verifica

- -
 -
 - *Ponte stradale*
 -
 -
 -
 - *Ponte ferroviario esistente*
 -
 -
 -
 - *Tombino stradale*
 -
 -
 -
 - *Condizioni al contorno*
 -
 -
 - uniforme
 - Tr300: 138.1 m s.m.m.
 - *Scabrezza (Manning)*
 -
 -
- N. sezioni (escluse interpolate)* 15
N. manufatti 3
Caratteristiche dei manufatti
 Tipologia ponte
 Quota sottotrave 141.23 m s.m.m.
 Lunghezza 10.1 m
 Tipologia ponte ad arco
 Quota sottotrave 142.51 m s.m.m.
 Lunghezza 5.4 m
 Tipologia 3 tombini circolari
 Diametro 2.0, 1.6, 1.6 m
 Lunghezza 8.6 m
 Portata di verifica 125 m³/s (Tr300)
 Condizione monte altezza moto
 Condizione valle livello Dittaino
 Alveo inciso n=0.045 m^{-1/3} s
 Golene n=0.035 m^{-1/3} s

Risultati

In Tabella 53 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 53 – Risultati ante operam Pk 20+750. Tr 300 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 46	125.00	137.56	141.02	140.72	141.58	3.33	0.77
Sez. 47	125.00	136.53	140.18	139.93	140.64	3.01	0.78
Sez. 48	125.00	136.53	139.01	138.70	139.29	2.46	0.60
Sez. 50	125.00	134.62	138.77	137.83	139.01	2.33	0.43
Sez. 50bis	125.00	134.08	138.84	136.63	138.90	1.10	0.19
Sez. 51M monte ponte stradale	125.00	134.00	138.84	136.56	138.89	1.03	0.18
Sez. 51	125.00	133.18	138.26	136.13	138.39	1.69	0.27
Sez. 51bis	125.00	133.12	138.20	136.30	138.38	1.89	0.33
Sez. 51V monte ponte ferroviario esistente	125.00	133.08	138.09	135.47	138.36	2.29	0.33
Sez. 51ter	125.00	132.73	138.06	136.00	138.22	1.76	0.29
Sez. 52	125.00	132.65	138.10	135.82	138.19	1.33	0.22
Sez. 53	125.00	132.32	138.09	135.37	138.14	0.97	0.16
Sez. 53V monte opera Pr 112	125.00	131.88	138.10	134.85	138.13	0.85	0.13
Sez. 54	125.00	131.68	138.10	134.30	138.12	0.68	0.10
Sez. 55	125.00	131.13	138.10	133.62	138.11	0.53	0.07

In Figura 85 è riportato il profilo idrico di calcolo.

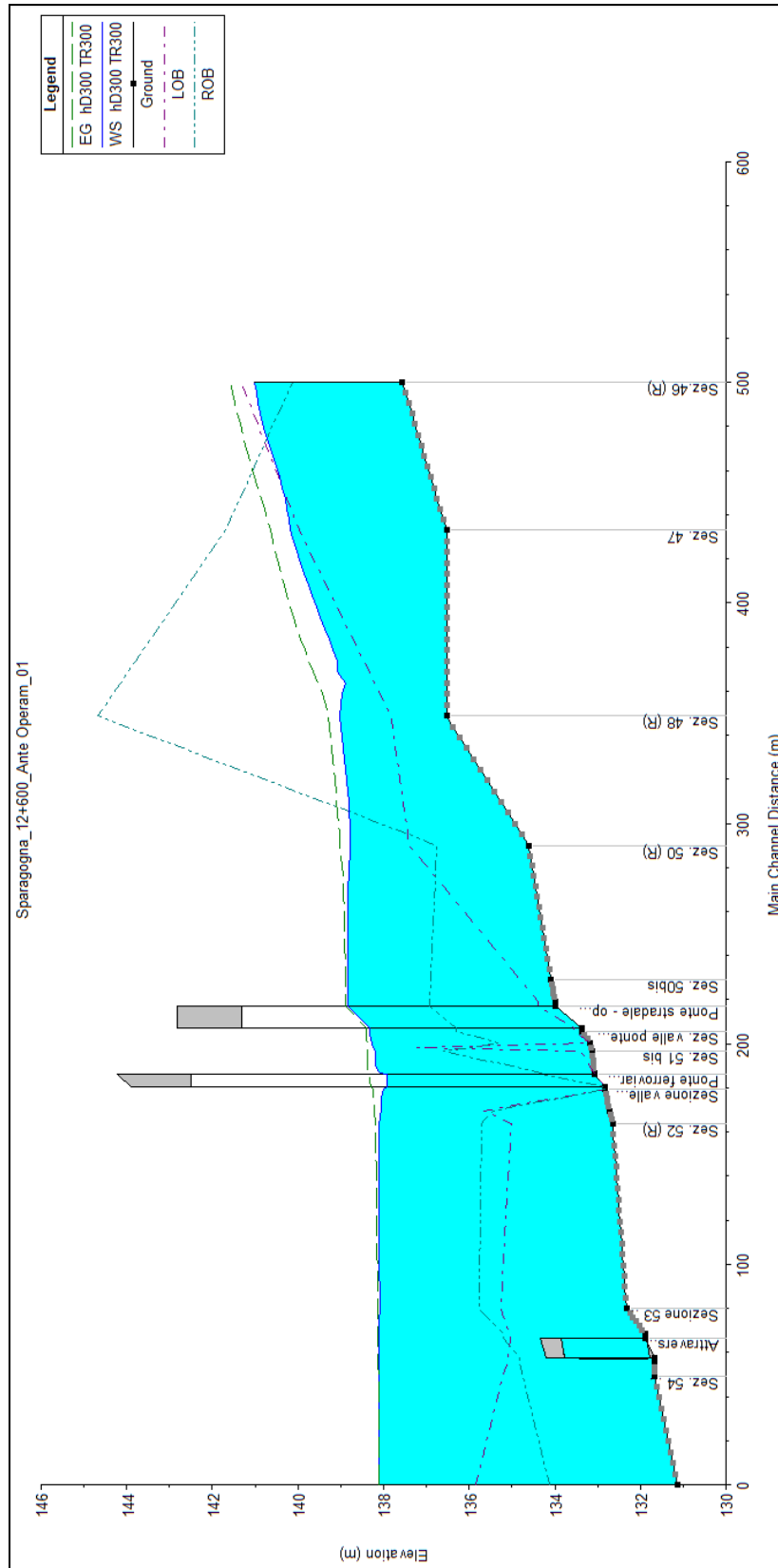


Figura 85 – Profilo idraulico ante operam Pk 20+750. Tr 300 anni.

4.14.3 Simulazione numerica post operam

La configurazione di progetto prevede il mantenimento del ponte stradale, la costruzione di un nuovo viadotto ferroviario VI18 sulla linea ferroviaria di progetto e la realizzazione di un viadotto provvisorio VI21 sulla variante di Catenanuova (Figura 86).

E' stata prevista, inoltre, una regolarizzazione delle sezioni esistenti.

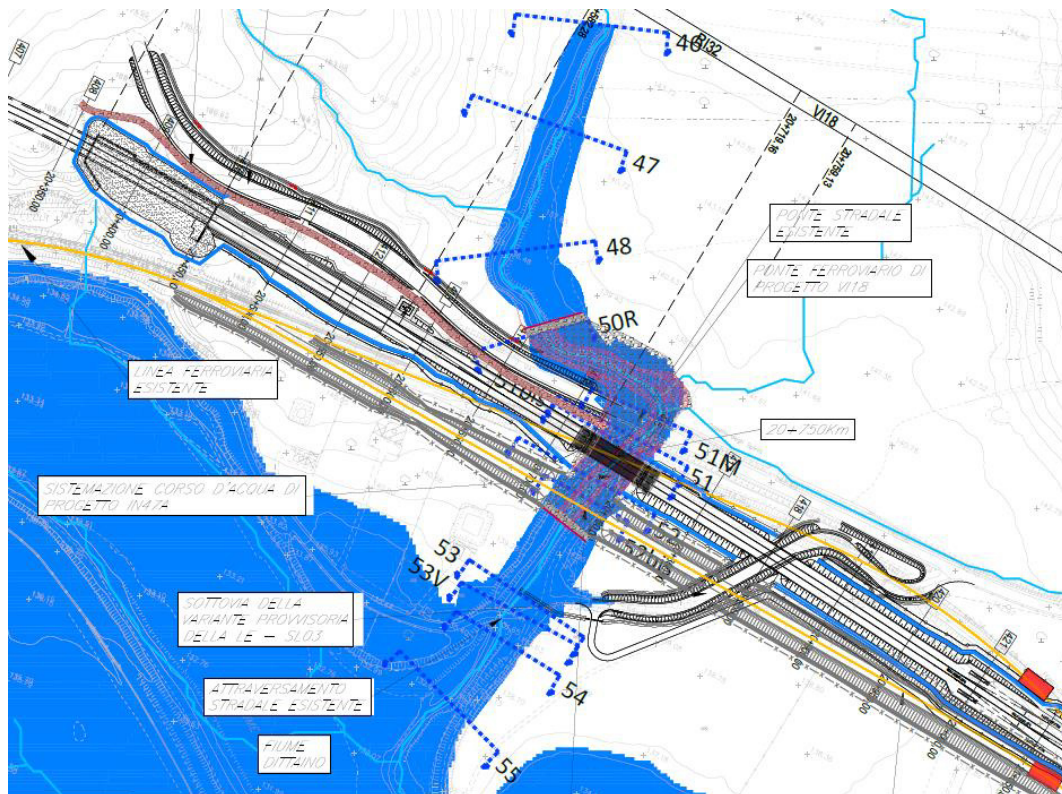


Figura 86 - Corso d'acqua alla progressiva 20+750_ Configurazione post operam

Dati principali per la verifica

•		N. sezioni (escluse interpolate)	14
•		N. manufatti	3
•		Caratteristiche dei manufatti	
	Ponte stradale	Tipologia ponte	
	○	Quota sottotrave	141.23 m s.m.m.
	○	Lunghezza	10.1 m
	○		
	Viadotto ferroviario di progetto VI18	Tipologia ponte	
	○	Quota sottotrave	140.90 m s.m.m.
	○	Lunghezza	13.5 m
	○		
	Ponte ferroviario provvisorio VI21	Tipologia ponte	
	○	Quota sottotrave	140.49 m s.m.m.
	○	Lunghezza	6.0 m
	○		

- *Tombino stradale*
 -
 -
 - Lunghezza
 - *Condizioni al contorno*
 -
 -
 - uniforme
 - Tr300: 138.1 m s.m.m.
 - *Scabrezza (Manning)*
 -
 -
- Tipologia 3 tombini circolari
 Diametro 2.0, 1.6, 1.6 m
 8.6 m

 Portata di verifica 125 m³/s (Tr300)
 Condizione monte altezza moto

 Condizione valle livello Dittaino

 Alveo inciso n=0.045 m^{-1/3} s
 Golene n=0.035 m^{-1/3} s

Risultati

In Tabella 54 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti e di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 54 – Risultati post operam Pk 20+750. Tr 300 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 46	125.00	137.56	141.02	140.72	141.58	3.33	0.77
Sez. 47	125.00	136.53	140.18	139.93	140.64	3.01	0.78
Sez. 48	125.00	136.53	138.93	138.70	139.25	2.64	0.66
Sez. 50	125.00	134.62	138.59	137.83	138.90	2.60	0.49
Sez. 50bis	125.00	134.08	138.68	136.63	138.75	1.16	0.21
Sez. 51M monte ponte stradale	125.00	134.00	138.68	136.56	138.74	1.09	0.20
Sez. 51	125.00	133.18	138.15	135.81	138.23	1.30	0.23
Sezione 51bis - monte opera in progetto	125.00	133.06	138.15	135.67	138.22	1.20	0.21
Sez. 52	125.00	132.66	138.12	135.51	138.20	1.27	0.20
Sez. 52bis – monte VI21	125.00	133.17	138.11	135.79	138.19	1.28	0.23
Sez. 53	125.00	132.32	138.09	135.37	138.14	0.97	0.16
Sez. 53V monte opera Pr 112	125.00	131.88	138.10	134.85	138.13	0.85	0.13
Sez. 54	125.00	131.68	138.10	134.30	138.12	0.68	0.10
Sez. 55	125.00	131.13	138.10	133.62	138.11	0.53	0.07

In Figura 87 è riportato il profilo idrico di calcolo.

I viadotti sono caratterizzati dai valori del franco riportati in Tabella 55.


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA					
	RELAZIONE IDRAULICA – TRATTA DA KM 8+290 A 22+800 -OPERE MAGGIORI	PROGETTO RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

Tabella 55 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 20+750. Tr 300 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo-intradosso opera m
Ponte stradale	141.23	138.68	2.55	138.74	2.49	134.00	7.23
VI18	140.90	138.15	2.75	138.22	2.68	133.06	7.84
VI21	140.49	138.12	2.37	138.19	2.30	133.17	7.32

In Tabella 56 sono, inoltre, riportati i risultati delle simulazioni idrauliche ottenuti per una condizione al contorno di valle pari all'altezza di moto uniforme (pendenza del fondo $i=0.012$), che verranno utilizzati nella verifica del rivestimento delle sezioni di progetto, di cui al successivo paragrafo.

Tabella 56 – Risultati post operam Pk 20+750. Portata Tr 300 anni e condizione di valle altezza moto uniforme.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 46	125.00	137.56	141.02	140.72	141.58	3.33	0.77
Sez. 47	125.00	136.53	140.18	139.93	140.64	3.01	0.78
Sez. 48	125.00	136.53	138.88	138.70	139.23	2.76	0.70
Sez. 50	125.00	134.62	137.77	137.83	138.64	4.16	0.93
Sez. 50bis	125.00	134.08	137.48	136.63	137.67	1.95	0.45
Sez. 51M monte ponte stradale	125.00	134.00	137.46	136.56	137.63	1.86	0.43
Sez. 51	125.00	133.18	136.67	135.81	136.93	2.29	0.50
Sezione 51bis - monte opera in progetto	125.00	133.06	136.67	135.67	136.89	2.09	0.46
Sez. 52	125.00	132.66	136.54	135.51	136.79	2.20	0.45
Sez. 52 bis - monte di VI21	125.00	133.17	136.38	135.76	136.71	2.57	0.60
Sez. 53	125.00	132.32	135.86	135.37	136.16	2.44	0.61
Sez. 53V monte opera Pr 112	125.00	131.88	135.91	134.85	136.07	1.81	0.39
Sez. 54	125.00	131.68	134.30	134.30	135.04	3.82	1.00
Sez. 55	125.00	131.13	133.90	133.62	134.30	2.79	0.79

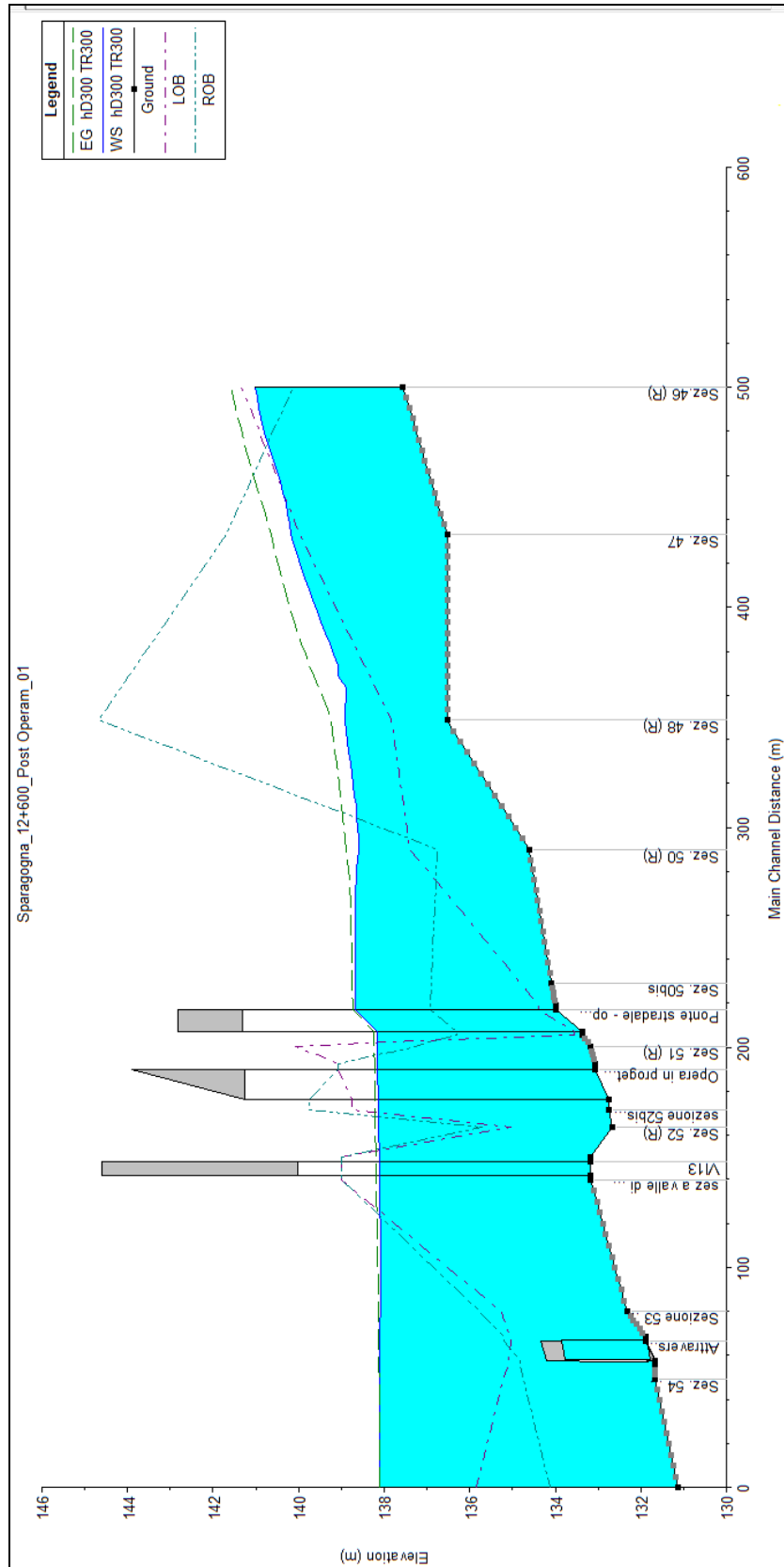


Figura 87 – Profilo idraulico post operam Pk 20+750. Tr 300 anni.

4.14.4 Sistemazione e protezione

L'intervento di sistemazione prevede una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a 6.30 m e pendenza delle sponde 2:3.

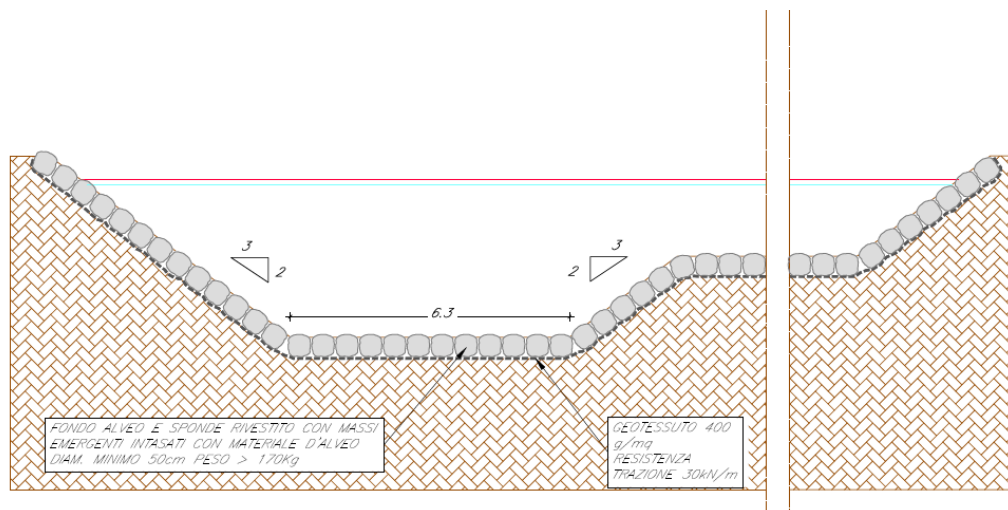


Figura 88 – Sezione tipo sistemazione corso d'acqua 20+750.

Si prevede la protezione del fondo e delle sponde con massi di diametro minimo pari a 50 cm.

Si riportano di seguito le verifiche del rivestimento previsto con la metodologia di Shields e della FHWA, effettuate utilizzando i risultati della modellazione idraulica ottenuti imponendo come condizione al contorno di valle l'altezza di moto uniforme per una portata caratterizzata da Tr300 anni.

Approccio secondo Shields

La tabella seguente riporta i dati necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione adoperando il metodo di Shields, in particolare: il raggio idraulico (R_H), la tensione tangenziale media (τ_0), la velocità media (V), il tirante (h).

Tabella 57 – Corso d'acqua alla progressiva 20+750: dati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.

Sezione	R_H [m]	T_0 [N/m ²]	V [m/s]	h [m]
Sez. 50bis	1.9	60.8	1.95	1.92
Sez. 51M monte ponte stradale	1.88	55.97	1.86	1.9
Sez. 51	1.94	83.36	2.29	2.12
Sezione 51bis - monte opera in progetto	1.99	69.24	2.09	2.15
Sez. 52	2.28	73.16	2.20	2.42

Il valore della tensione tangenziale media per il calcolo della stabilità dei massi è quello massimo ottenuto dalla simulazione monodimensionale nel tratto sistemato ed è pari a 83.36 N/m², riscontrato nella sezione 51.

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.97, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo ($\tau_{\max, \text{fondo}}$) e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{fsponde}}$) applicando a quello medio i coefficienti moltiplicativi riportati in Figura 9.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 4.24 evidenzia una bassa sommersione della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 34°, un angolo di attrito dei massi φ pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{\max, \text{fondo}}$, $\tau_{\max, \text{fsponde}}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr,(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{\max, \text{fondo}}$ [N/m ²]	$\tau_{\max, \text{sponde}}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
1.4	1.1	117	92	644	394	5.5	4.3

Tabella 58 – Corso d'acqua alla progressiva 20+750: risultati per la verifica della stabilità delle protezioni con il metodo di Shields.

La tabella evidenzia che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. Inoltre considerati i coefficienti di sicurezza si può concludere che d=50 cm è idoneo per la protezione.

Approccio secondo la FHWA

La Tabella 59 riporta i dati caratteristici della simulazione monodimensionale, imponendo come condizione al contorno di valle l'altezza di moto uniforme con una portata caratterizzata da Tr300, necessari alla verifica della stabilità dei massi nelle sezioni oggetto di sistemazione e in particolare: la velocità media (V), il tirante (h).

La sezione presa come riferimento è la 215.1646 in quanto è quella con velocità maggiore. Inoltre si sono assunti un angolo di inclinazione delle sponde α pari a 34°, un angolo di attrito dei massi φ pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

Gli ulteriori parametri considerati sono:

- $R/W < 10$ (curva pronunciata)
- $FS=2$

Tabella 59 – Corso d'acqua alla progressiva 20+750: dati per la verifica della stabilità delle protezioni.

Sezione	V [m/s]	h [m]
Sez. 50bis	1.95	1.92
Sez. 51M monte ponte stradale	1.86	1.9
Sez. 51	2.29	2.12
Sezione 51bis - monte opera in progetto	2.09	2.15
Sez. 52	2.20	2.42

L'applicazione della formula per il calcolo del diametro fornisce un valore pari a 22 cm; l'assunzione di massi di diametro pari a 50 cm a protezione del fondo risulta pertanto ampiamente adeguata.

4.15 Corso d'acqua alla progressiva 22+025 – Torrente Mastropaolo - Opera ferroviaria VI19

4.15.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 22+025	RS3E50D78P6ID0002010A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 22+025	RS3E50D78FZID0002010A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 22+025	RS3E50D78WZID0002010A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 22+025	RS3E50D78WZID0002021A
Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 22+025 e alla progressiva 14+050	RS3E50D78BZID0002010A

4.15.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto modellato del torrente Mastropaolo inizia circa 160 m a monte della linea ferroviaria esistente e termina alla confluenza con il Mulinello, per una lunghezza complessiva di circa 330m.

A valle dell'attraversamento ferroviario il corso d'acqua è stato recentemente oggetto di un intervento di regolarizzazione, per una lunghezza di circa 100m con protezione delle sponde mediante gabbioni e materassi tipo Reno (*Figura 90* e *Figura 91*).

Dopo l'attraversamento stradale di via dei Caduti in Guerra (*Figura 92*), il torrente si immette nel Torrente Mulinello.

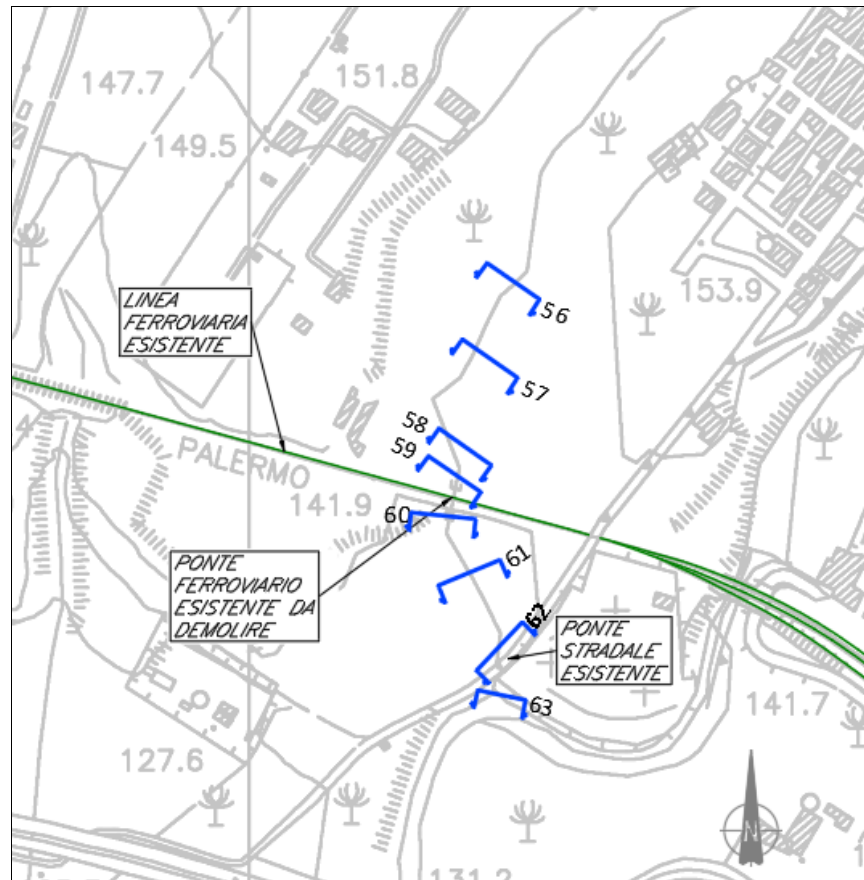


Figura 89 - Corso d'acqua alla progressiva 22+025_ Configurazione ante operam



Figura 90 - Torrente Mastropaolo_ Attraversamento ferroviario, vista da valle



Figura 91 - Torrente Mastropaolo_Attraversamento ferroviario, vista da valle



Figura 92 - Torrente Mastropaolo_Attraversamento via dei Caduti in Guerra, vista da monte

Dati principali per la verifica

-
-
-

Ponte ferroviario esistente

-
-
-

Ponte stradale esistente

N. sezioni (escluse interpolate) 8

N. manufatti 2

Caratteristiche dei manufatti

Tipologia ponticello ad arco

Quota sottotrave 135.78 m s.m.m.

Lunghezza 19.5 m

- Tipologia ponte
- Quota sottotrave 134.81 m s.m.m.
- Lunghezza 30.5 m
- *Condizioni al contorno*
- Portata di verifica 24.01 m³/s (Tr200)
- Condizione monte altezza moto
- uniforme
- Condizione valle livello confluenza
- con corso d'acqua Pk 14+050
- **Scabrezza (Manning)**
 - Alveo inciso n=0.045 m^{-1/3} s
 - Golene n=0.035 m^{-1/3} s

Risultati

In Tabella 60 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 60 – Risultati ante operam Pk 22+025. Tr 200 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
SEZ. 56	24.01	136.93	140.10	139.16	140.12	0.66	0.12
SEZ. 57	24.01	136.37	140.10	138.22	140.10	0.29	0.05
SEZ. 58	24.01	134.29	140.10	136.25	140.10	0.22	0.03
SEZ. 59-monte ponte ferroviario	24.01	134.53	140.10	136.10	140.10	0.21	0.03
SEZ. 60-valle	24.01	133.56	134.36	135.12	137.67	8.47	3.15
SEZ. 61	24.01	132.05	133.13	133.29	133.83	3.81	1.26
SEZ. 62 (ruotata)-Monte attraversamento stradale	24.01	131.09	132.64	132.30	132.99	2.60	0.67
SEZ. 63-valle	24.01	130.27	132.53	131.41	132.61	1.22	0.28

In Figura 93 è riportato il profilo idrico di calcolo.

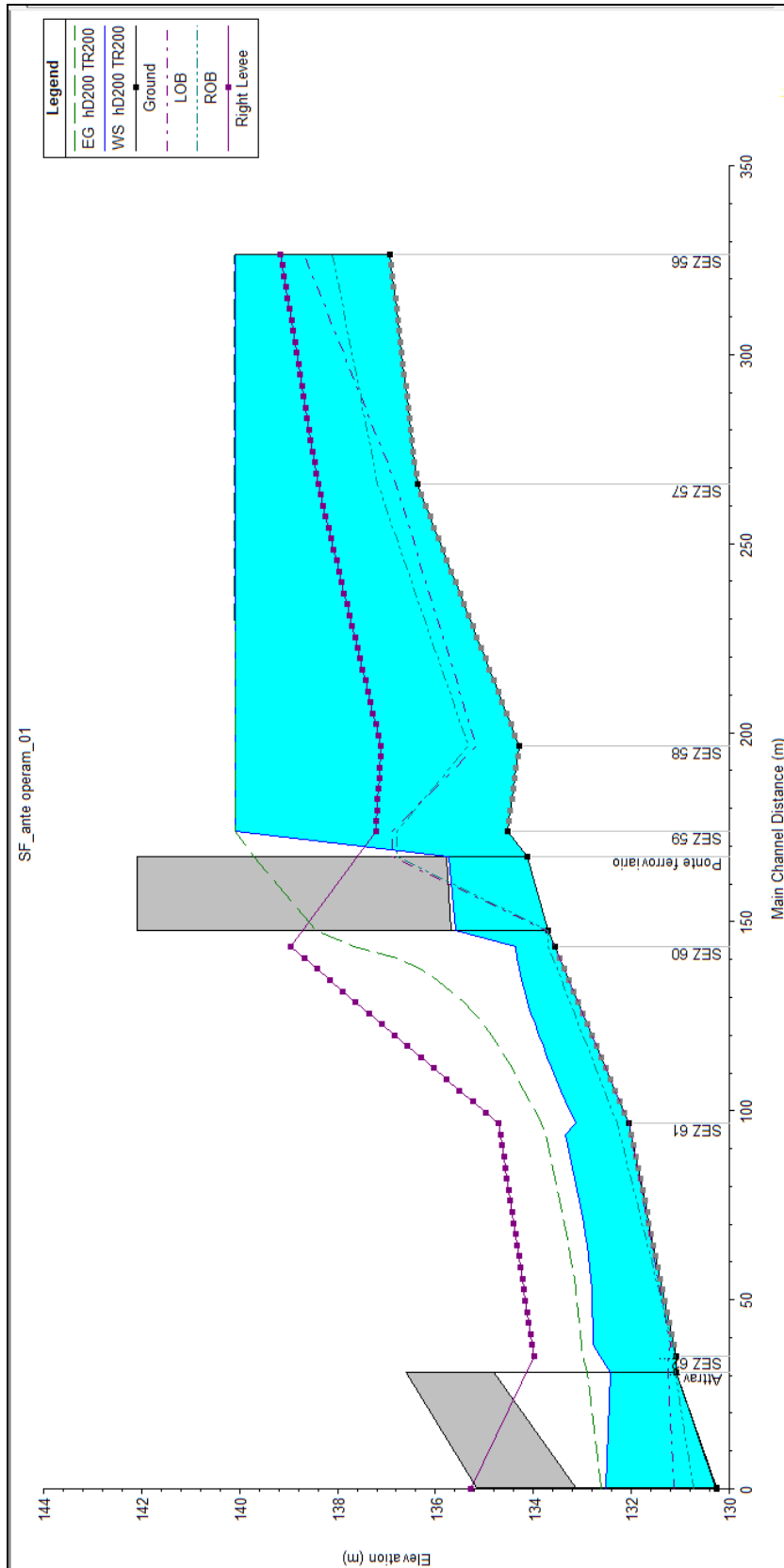


Figura 93 – Profilo idraulico ante operam Pk 22+025. Tr 200 anni.

4.15.3 Simulazione numerica post operam

La configurazione di progetto prevede la demolizione dell'attraversamento ferroviario esistente e la sua ricostruzione (VI19).

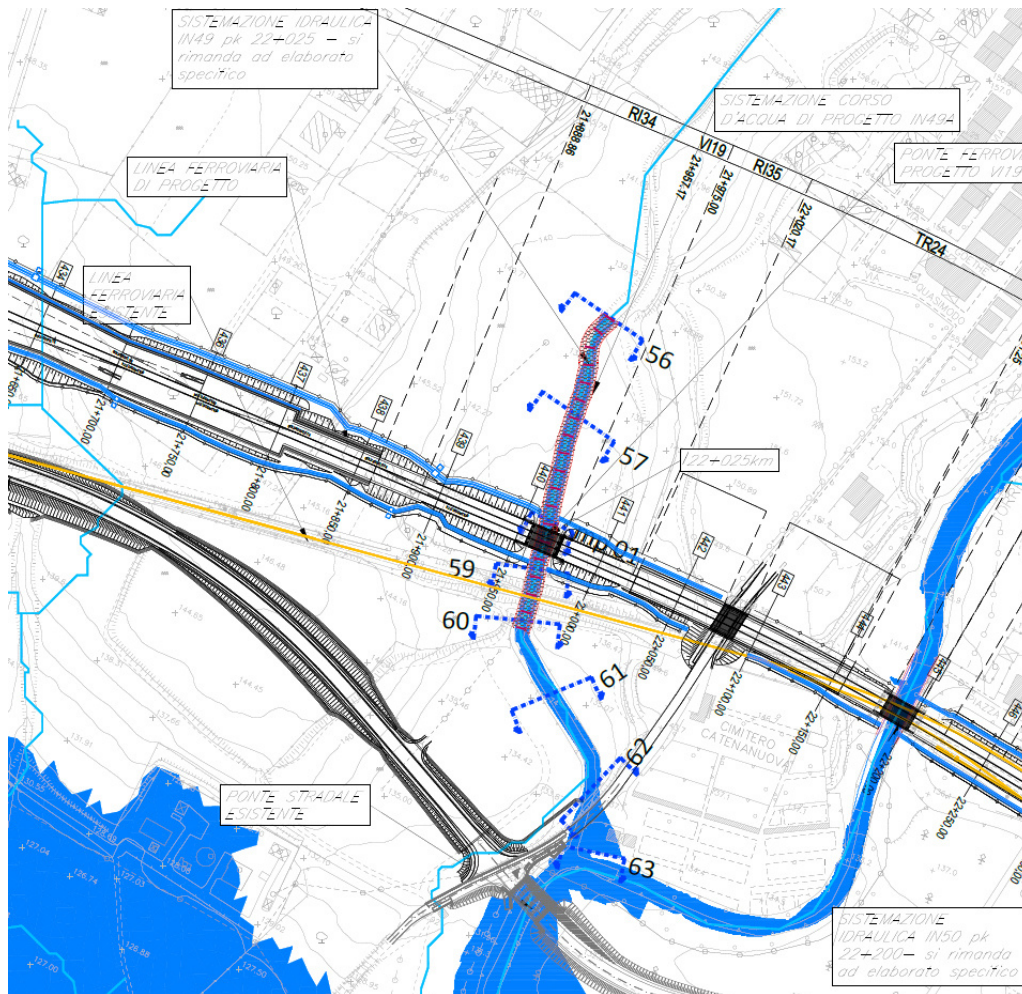


Figura 94 - Corso d'acqua alla progressiva 22+025 _ Configurazione post operam

Dati principali per la verifica

•		N. sezioni (escluse interpolate)	9
•		N. manufatti	2
•		Caratteristiche dei manufatti	
	Viadotto ferroviario di progetto VI19	Tipologia ponte	
	○	Quota sottotrave	140.60 m s.m.m.
	○	Lunghezza	14.1 m
	Ponte stradale esistente	Tipologia ponte	
	○	Quota sottotrave	134.81 m s.m.m.
	○	Lunghezza	30.5 m
•		Condizioni al contorno	

- Portata di verifica 29.16 m³/s (Tr200)
- Condizione monte altezza moto
- uniforme
- Condizione valle livello confluenza
- con corso d'acqua Pk 14+050
- **Scabrezza (Manning)**
 - Alveo inciso n=0.045 m^{-1/3} s
 - Golene n=0.035 m^{-1/3} s

Risultati

In Tabella 61 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 61 – Risultati post operam Pk 22+025. Tr 200 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
SEZ. 56	29.16	136.93	138.61	138.18	138.87	2.26	0.61
SEZ. 57	29.16	136.37	137.62	137.62	138.15	3.23	1.00
mp 01 - monte attraversamento VI19	29.16	134.29	135.87	135.53	136.17	2.43	0.68
mp 02 - valle attraversamento VI19	29.16	134.04	135.63	135.29	135.93	2.41	0.67
SEZ. 59	29.16	133.93	135.49	135.17	135.80	2.48	0.70
SEZ. 60	29.16	133.56	134.93	134.81	135.36	2.88	0.85
SEZ. 61	29.16	132.05	133.26	133.44	134.04	4.04	1.26
SEZ. 62-monte attraversamento stradale	29.16	131.09	132.84	132.46	133.24	2.80	0.68
SEZ. 63	29.16	130.27	132.47	131.52	132.59	1.53	0.35

In Figura 95 è riportato il profilo idrico di calcolo.

Il viadotto ferroviario di progetto è caratterizzato dai valori del franco riportati in Tabella 62 e soddisfa i criteri di verifica riportati al § 3.1.

Tabella 62 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 22+025. Tr 200 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo- intradosso opera m
VI19	140.60	135.87	4.73	136.17	4.43	134.29	6.31



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA

RELAZIONE IDRAULICA - TRATTA DA KM 8+290 A 22+800 -OPERE
MAGGIORI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 RI	ID0002 001	A	144 di 185

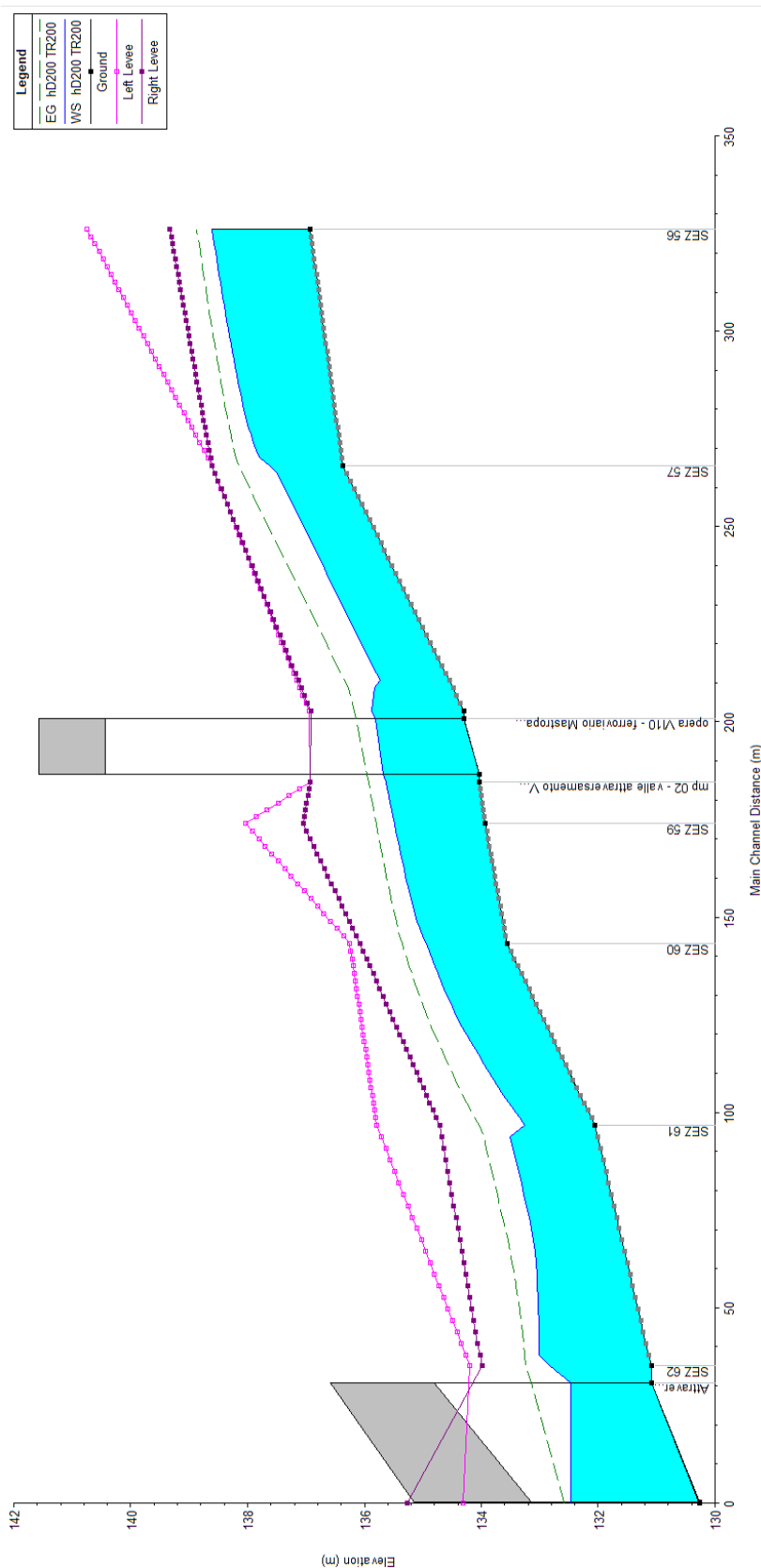


Figura 95 – Profilo idraulico post operam Pk 22+025. Tr 200 anni.

4.15.4 Sistemazione e protezione

Per quanto concerne il torrente Mastropaolo è stata prevista una sistemazione analoga a quella già presente a valle dell'attraversamento esistente, ossia con rivestimento del fondo e delle sponde con materassi Reno dello spessore di 30m e gabbioni di sezioni 1X1 m alla base delle sponde.

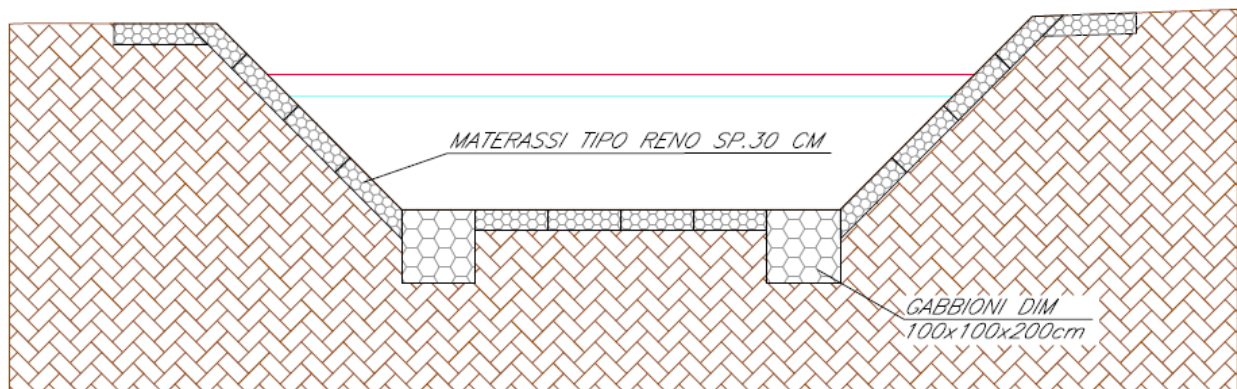


Figura 96 - Torrente Mastropaolo_Tipologico Sistemazioni

Al fine di rendere più stabili le protezioni è prevista la realizzazione di taglioni trasversali realizzati in gabbioni con interasse minimo pari a 10m.



Figura 97 - Torrente Mastropaolo_Tipologico Sistemazioni

4.16 Corso d'acqua alla progressiva 22+200 – T. Mulinello - Opera ferroviaria VI20

4.16.1 Elaborati di riferimento

Opere maggiori - Planimetria ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 22+200	RS3E50D78P6ID0002011A
Opere maggiori - Profilo ante e post operam del corso d'acqua alla progr. 22+200	RS3E50D78FZID0002011A
Opere maggiori - Sezioni ante operam del corso d'acqua alla progr. 22+200	RS3E50D78WZID0002011A
Opere maggiori - Sezioni post operam del corso d'acqua alla progr. 22+200	RS3E50D78WZID0002022A

Opere maggiori - Pianta, prospetto e sezioni opera di attraversamento alla progr. 13+800 e
 alla progressiva 22+200

RS3E50D78BZID0002010A

4.16.2 Simulazione numerica ante operam

Il tratto analizzato inizia poco a monte del ponte stradale di via Catania (circa 350 m a monte della linea ferroviaria); lungo il percorso si incontrano ulteriori due opere di attraversamento ovvero il ponte stradale di via stazione e il ponte ferroviario esistente.

Dopo l'attraversamento ferroviario il torrente costeggia il cimitero di Catenanuova; in questo punto il Mulinello riceve in destra idraulica il torrente Mastropaolo in un breve tratto recentemente sistemato con gabbioni e materassi Reno.

A valle di questa confluenza il corso d'acqua prosegue verso valle fino all'autostrada che viene attraversata mediante un tombino costituito da due canne scatolari.

E' da precisare che i sopralluoghi hanno evidenziato che l'area antistante l'attraversamento autostradale è caratterizzata dalla presenza di una fitta di vegetazione in alveo.

Inoltre le due canne dell'attraversamento autostradale ed in particolare quella in sinistra idraulica, risultano parzialmente interrte.

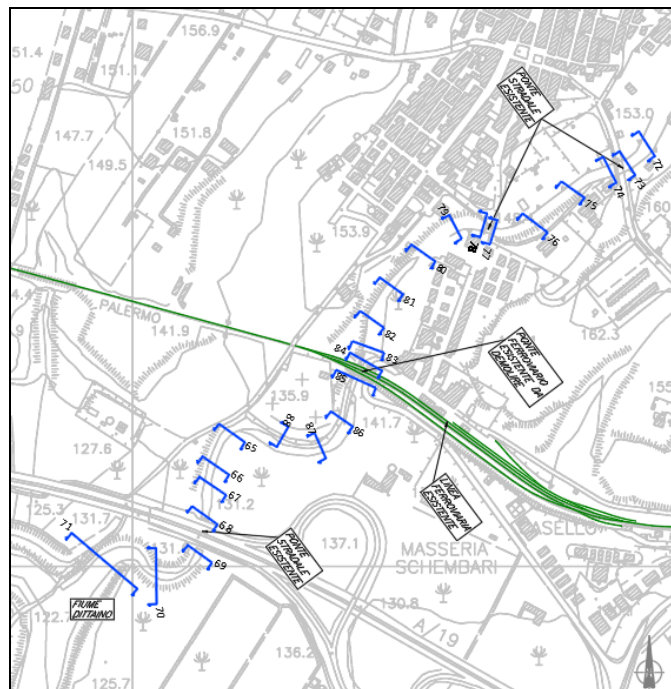


Figura 98 - Corso d'acqua alla progressiva 22+200_Configurazione ante operam



Figura 99 - Torrente Mulinello_Attraversamento ferroviario, vista da valle



Figura 100 - Torrente Mulinello_Immissione torrente Mastropaolo



Figura 101 - Torrente Mulinello_Fine tratto sistemato.



Figura 102 - Torrente Mulinello_Tratto a valle confluenza con il torrente Mastropaolo.



Figura 103 - Torrente Mulinello_Attraversamento autostradale.



Figura 104 - Torrente Mulinello_Attraversamento

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 38
- *N. manufatti* 5
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - *Ponte stradale*
 - *Tipologia ponte*
 - *Quota sottotrave* 149.98 m s.m.m.
 - *Lunghezza* 10.13 m
 - *Ponte via Stazione*
 - *Tipologia ponte*
 - *Quota sottotrave* 147 m s.m.m.
 - *Lunghezza* 9.9 m
 - *Ponte ferroviario esistente*
 - *Tipologia ponte ad arco*
 - *Quota sottotrave* 138.87 m s.m.m.
 - *Lunghezza* 16 m
 - *Ponte valle confluenza corso d'acqua interferenza Pk 13+800*
 - *Tipologia ponte ad arco*
 - *Quota sottotrave* 134.27 m s.m.m.
 - *Lunghezza* 9.2 m
 - *Ponte autostradale*
 - *Tipologia ponte*
 - *Quota sottotrave* 128.5 m s.m.m.
 - *Lunghezza* 50.5 m
 - *Condizioni al contorno*
 - *Portata di verifica* 55.02 m³/s (Tr300)
62.97 m³/s (Tr300)
 - *Cambio di portata alla confluenza con il corso d'acqua interferenza Pk 13+800*
 - *Condizione monte altezza* moto
 - *uniforme*
 - *Condizione valle livello* Dittaino
 - *Tr300: 131.0 m s.m.m.*
 - *Scabrezza (Manning)*
 - *Alveo inciso* n=0.045 m^{-1/3} s
 - *Golene* n=0.035 m^{-1/3} s

Risultati

In Tabella 60 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 63 – Risultati ante operam Pk 22+200. Tr 300 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
SEZ. 72	55.02	147.13	149.52	149.52	150.11	3.74	0.88
SEZ. 73-monte stradale ponte	55.02	146.48	148.87	148.59	149.20	2.83	0.64

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
SEZ. 74-valle	55.02	146.04	148.23	148.21	148.72	3.33	0.82
SEZ. 75	55.02	145.05	147.08	147.00	147.57	3.46	0.87
SEZ. 76	55.02	143.96	145.93	145.59	146.23	2.76	0.66
SEZ. 77-monte ponte via stazione	55.02	142.81	144.87	144.52	145.33	3.06	0.71
SEZ. 78-valle	55.02	142.29	144.04	144.14	144.82	3.89	1.11
SEZ. 79	55.02	141.19	143.35	143.31	143.79	2.96	0.95
SEZ. 80	55.02	140.39	142.03	141.86	142.35	2.53	0.76
SEZ. 81	55.02	139.21	140.72	140.72	141.26	3.25	1.00
SEZ. 82	55.02	137.23	138.92	138.96	139.45	3.24	1.05
SEZ. 83	55.02	135.66	137.78	137.78	138.47	3.67	1.00
SEZ. 84	55.02	134.86	137.21	137.01	137.96	3.88	0.83
prospetto 07 - nord-monte ponte ferr sdf	55.02	134.58	137.02	136.80	137.86	4.05	0.86
prospetto 07 - sub	55.02	135.12	136.31	136.84	138.10	5.93	1.82
SEZ. 85	55.02	134.75	136.46	136.74	137.59	4.73	1.35
SEZ. 86	55.02	133.11	135.37	135.18	135.98	3.52	0.82
monte briglia - sez.86 - b1	55.02	133.11	135.29	135.15	135.91	3.48	0.87
valle briglia - sez.86 - b2	55.02	130.53	134.73	132.84	134.86	1.60	0.29
sezione 86 - b4	55.02	132.07	134.51	133.84	134.82	2.49	0.55
sezione 86 - b5	55.02	131.50	134.37	133.66	134.64	2.32	0.52
SEZ. 87	55.02	131.17	133.91	133.75	134.47	3.64	0.75
SEZIONE 87 - b1 - monte briglia	55.02	131.25	133.93	133.26	134.24	2.47	0.55
SEZIONE 87 - b3 - valle briglia	55.02	129.89	133.45	132.11	133.64	1.91	0.39
SEZIONE 87 - b4	55.02	130.64	133.10	132.81	133.54	2.95	0.74
SEZIONE 87 - b5	55.02	130.45	132.98	132.53	133.33	2.61	0.63
SEZ. 88	55.02	130.25	132.72	132.46	133.20	3.13	0.73
sez nodo monte	55.02	129.67	132.55	0.00	132.76	2.11	0.41
SEZ. NODO VALLE	62.97	129.63	132.57	131.64	132.73	1.92	0.38
SEZ. 65-monte ponte	62.97	128.79	132.66	130.69	132.70	1.05	0.19
SEZ. valle ponte stradale	62.97	128.40	132.65	130.47	132.68	0.99	0.17
SEZ. 66	62.97	127.67	132.64	129.95	132.67	0.82	0.13
SEZ. 67	62.97	127.45	132.64	129.50	132.66	0.66	0.10
SEZ. 68-bis	62.97	126.96	132.64	128.78	132.65	0.63	0.09
SEZ. 68-monte ponte autostradale	62.97	126.96	132.64	129.06	132.65	0.52	0.07
SEZ. 69	62.97	126.60	130.99	128.45	131.01	0.65	0.11
SEZ. 70	62.97	125.82	131.00	127.48	131.00	0.24	0.04
SEZ. 71	62.97	123.73	131.00	126.06	131.00	0.12	0.02

In Figura 105 è riportato il profilo idrico di calcolo.

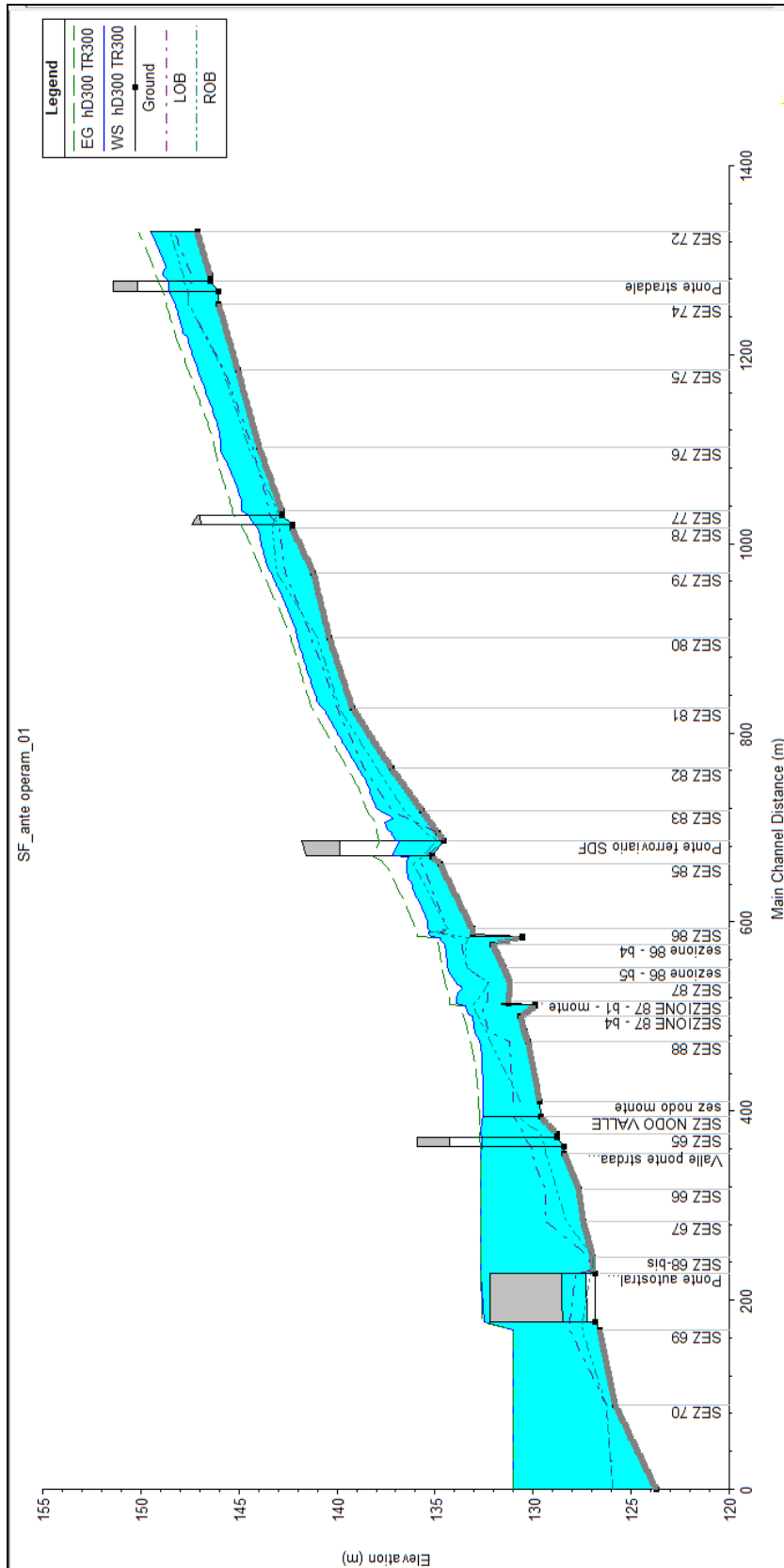


Figura 105 – Profilo idraulico ante operam Pk 22+200. Tr 300 anni.

4.16.3 Simulazione numerica post operam

La configurazione di progetto prevede la demolizione dell'attraversamento ferroviario esistente e la sua ricostruzione (VI20).

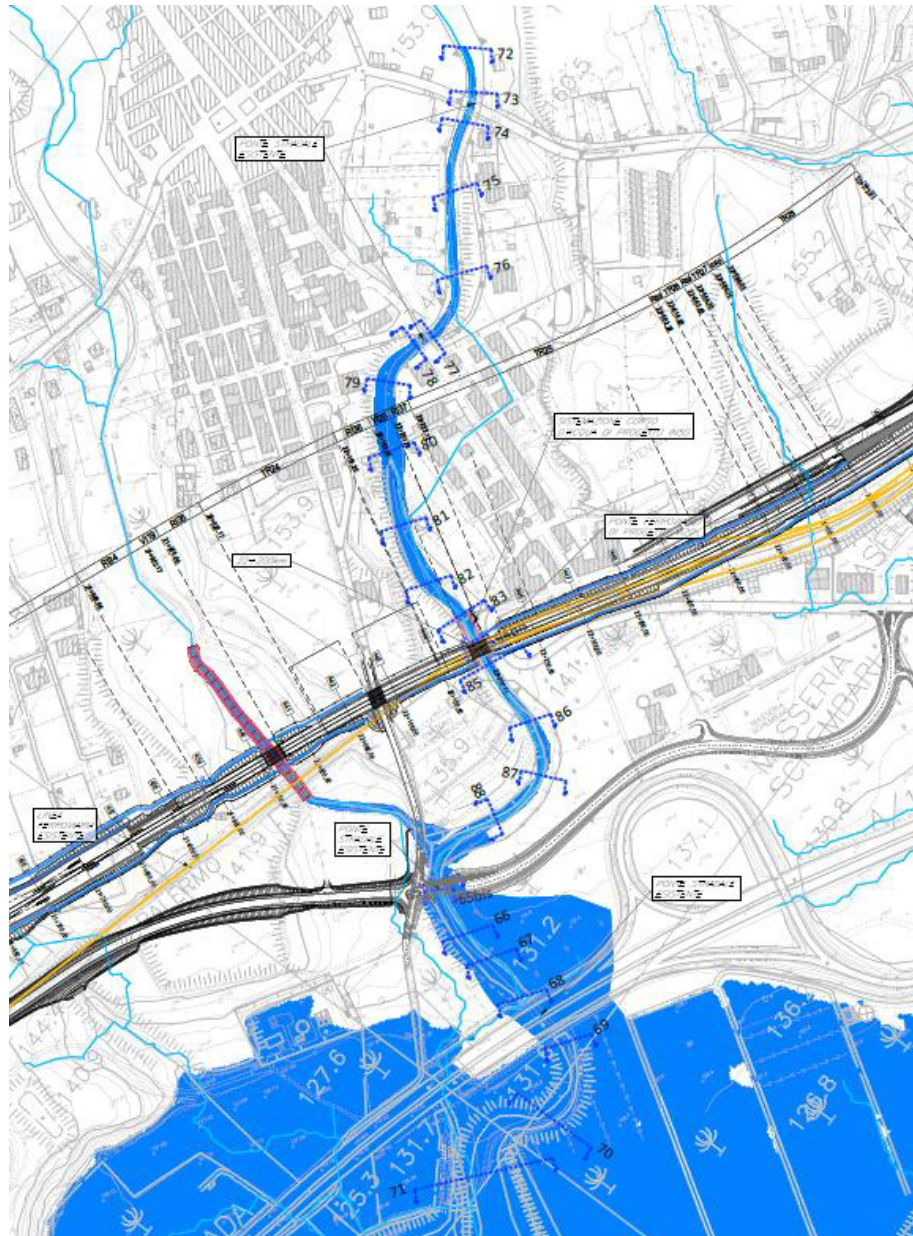


Figura 106 - Corso d'acqua alla progressiva 22+200_ Configurazione post operam

Dati principali per la verifica

-
-
-

N. sezioni (escluse interpolate) 38
 N. manufatti 5
 Caratteristiche dei manufatti

Ponte stradale

-
-
-

Tipologia ponte

Quota sottotrave 149.98 m s.m.m.

Lunghezza 10.13 m

Ponte via Stazione

-
-
-

Tipologia ponte

Quota sottotrave 147 m s.m.m.

Lunghezza 9.9 m

Viadotto di progetto VI20

-
-
-

Tipologia ponte

Quota sottotrave 140.32 m s.m.m.

Lunghezza 13.7 m

Ponte valle confluenza corso d'acqua interferenza Pk 13+800

-
-
-

Tipologia ponte ad arco

Quota sottotrave 134.27 m s.m.m.

Lunghezza 9.2 m

Ponte autostradale

-
-
-

Tipologia ponte

Quota sottotrave 128.5 m s.m.m.

Lunghezza 50.5 m

Condizioni al contorno

 Portata di verifica 55.02 m³/s (Tr300)

 65.64 m³/s (Tr300)

Cambio di portata alla confluenza con il corso d'acqua interferenza Pk 13+800

-
-

Condizione monte altezza moto

uniforme

Condizione valle livello Dittaino

Tr300: 131.0 m s.m.m.

Scabrezza (Manning)

-
-

 Alveo inciso $n=0.045 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

 Golene $n=0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
Risultati

In Tabella 64 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 64 – Risultati post operam Pk 22+200. Tr 300 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
SEZ. 72	55.02	147.13	149.52	149.52	150.11	3.74	0.88
SEZ. 73-monte OP 117	55.02	146.48	148.87	148.59	149.20	2.83	0.64
SEZ. 74-valle OP 117	55.02	146.04	148.23	148.21	148.72	3.33	0.82
SEZ. 75	55.02	145.05	147.08	147.00	147.57	3.46	0.87
SEZ. 76	55.02	143.96	145.93	145.59	146.24	2.76	0.66
SEZ. 77-monte Ponte via stazione - OP 116	55.02	142.81	144.86	144.52	145.33	3.07	0.72
SEZ. 78-valle Ponte via stazione - OP 116	55.02	142.29	144.01	144.14	144.83	4.00	1.16

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdP [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
SEZ. 79	55.02	141.19	143.35	143.31	143.79	2.96	0.95
SEZ. 80	55.02	140.39	142.03	141.86	142.35	2.53	0.76
SEZ. 81	55.02	139.21	140.72	140.72	141.26	3.25	1.00
SEZ. 82	55.02	137.23	138.92	138.96	139.45	3.24	1.05
SEZ. 83	55.02	135.66	137.21	136.97	137.68	3.02	0.77
SEZ. 84	55.02	135.31	136.73	136.68	137.36	3.53	0.95
ml - 01-monte attraversamento ferroviario VI20	55.02	135.18	136.71	136.55	137.26	3.28	0.85
ml - 02-valle attraversamento ferroviario VI20	55.02	134.87	136.35	136.24	136.94	3.38	0.89
SEZ. 85	55.02	134.75	136.25	136.11	136.80	3.29	0.86
SEZ. 86	55.02	133.11	135.40	135.17	135.99	3.45	0.79
monte briglia - sez.86 - b1	55.02	133.11	135.31	135.15	135.92	3.45	0.86
valle briglia - sez.86 - b2	55.02	130.53	134.73	132.85	134.86	1.60	0.29
sezione 86 - b4	55.02	132.07	134.50	133.84	134.82	2.49	0.55
sezione 86 - b5	55.02	131.50	134.36	133.66	134.64	2.32	0.52
SEZ. 87	55.02	131.17	133.87	133.75	134.46	3.72	0.77
SEZIONE 87 - b1 - monte briglia	55.02	131.25	133.91	133.26	134.23	2.49	0.56
SEZIONE 87 - b3 - valle briglia	55.02	129.89	133.45	132.11	133.64	1.91	0.39
SEZIONE 87 - b4	55.02	130.64	133.10	132.81	133.54	2.95	0.74
SEZIONE 87 - b5	55.02	130.45	132.98	132.53	133.32	2.61	0.63
SEZ. 88	55.02	130.25	132.70	132.46	133.20	3.16	0.74
sez nodo monte	55.02	129.67	132.52	131.51	132.74	2.15	0.42
SEZ. NODO VALLE	65.64	129.63	132.49	131.75	132.67	2.09	0.42
SEZ. 65-Sez monte ponte stradale SDP	65.64	128.79	132.59	130.73	132.65	1.14	0.20
Sez valle ponte stradale SDP	65.64	128.40	132.55	130.50	132.60	1.09	0.19
SEZ. 66	65.64	127.67	132.55	129.99	132.58	0.89	0.14
SEZ. 67	65.64	127.45	132.55	129.53	132.57	0.71	0.11
SEZ. 68-bis	65.64	126.96	132.55	128.83	132.57	0.68	0.09
SEZ. 68-monte ponte autostradale - pulizia aperture	65.64	126.81	132.55	128.41	132.57	0.65	0.09
SEZ 69-valle ponte autostradale - pulizia aperture	65.64	126.80	130.99	128.26	131.01	0.67	0.11
SEZ. 70	65.64	125.82	131.00	127.50	131.00	0.25	0.04
SEZ. 71	65.64	123.73	131.00	126.08	131.00	0.12	0.02

In Figura 107 è riportato il profilo idrico di calcolo.

Il viadotto ferroviario di progetto è caratterizzato dai valori del franco riportati in Tabella 65 e soddisfa i criteri di verifica riportati al § 3.1.

Tabella 65 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 22+200. Tr 300 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m
VI20	140.32	136.71	3.61	137.26	3.06

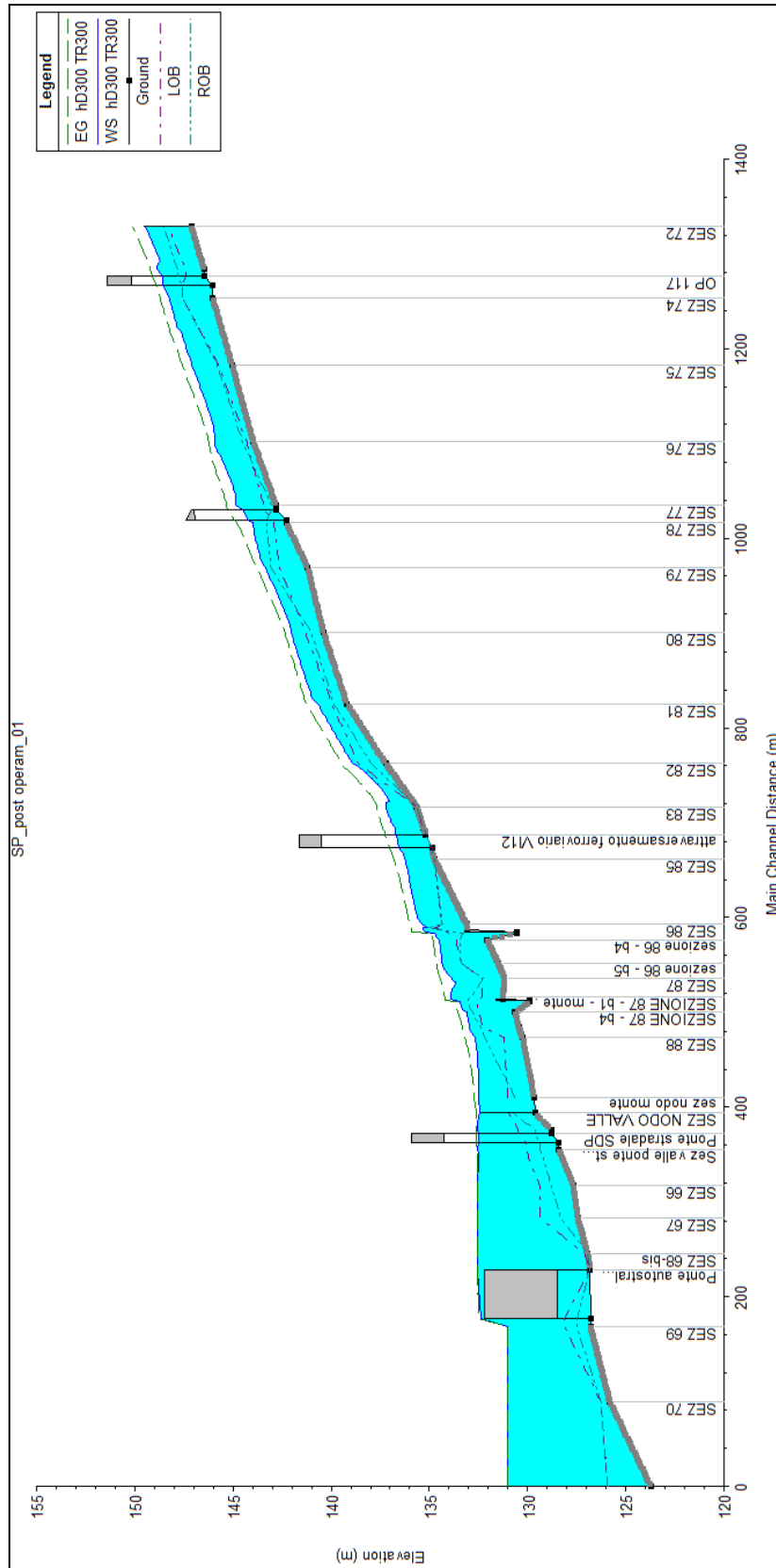


Figura 107 – Profilo idraulico post operam Pk 22+200. Tr 300 anni.

4.17 Stima dello scavo localizzato attorno alle pile in alveo (VI16)

Tra gli interventi in progetto, il solo viadotto VI16, in corrispondenza dell'interferenza con il fosso Sciaguana, presenta una pila in alveo interessata dal deflusso della corrente per l'evento di piena di progetto Tr300 anni (Figura 106).

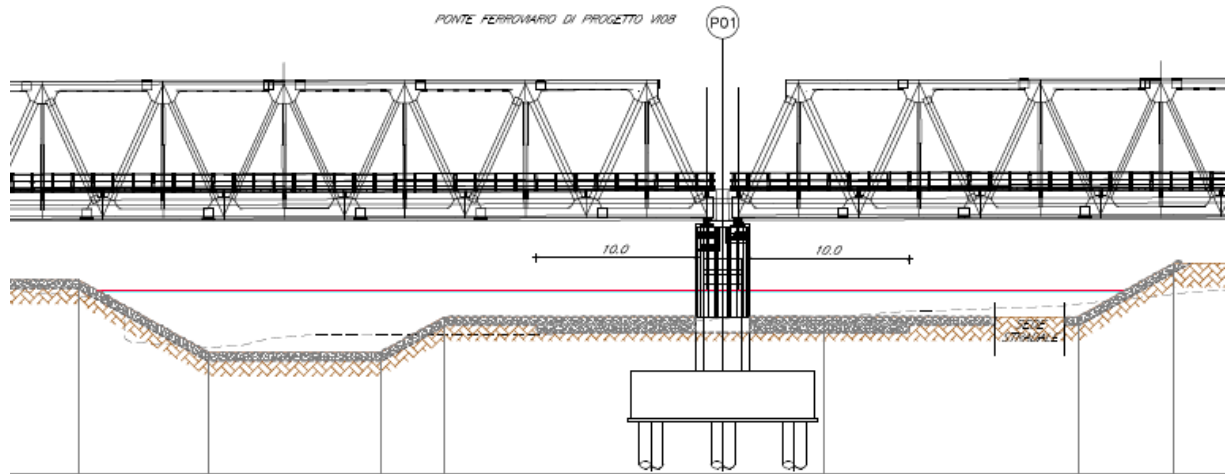


Figura 108 – Particolare pila 01 viadotto VI16.

L'analisi dell'escavazione localizzata per la pila del viadotto è stata eseguita con le metodologie descritte al par. 4.5, considerando i risultati delle simulazioni idrauliche ottenuti per una condizione al contorno di valle pari all'altezza di moto uniforme.

Risultano i seguenti parametri:

$$V_1 = 1.21 \text{ m/s}$$

$$y_1 = 1.01 \text{ m}$$

$$\theta = 0^\circ$$

Riguardo alla geometria, la pila presenta forma rettangolare con spigoli arrotondati ed è caratterizzata dalle seguenti dimensioni:

$$a = 3.4 \text{ m}$$

$$L = 8.6 \text{ m}$$

mentre la fondazione ha forma quadrata di lato pari a 11.5m.

Il materiale d'alveo, dai sondaggi eseguiti (sondaggio S5), risulta caratterizzato da un $d_{50} = 0.003 \text{ mm}$ e secondo la classificazione USCS, come tipologia di suolo risulta, un MH nel campione a profondità 3.0÷3.4 m e ML nel campione a profondità 6.7÷7.0m.

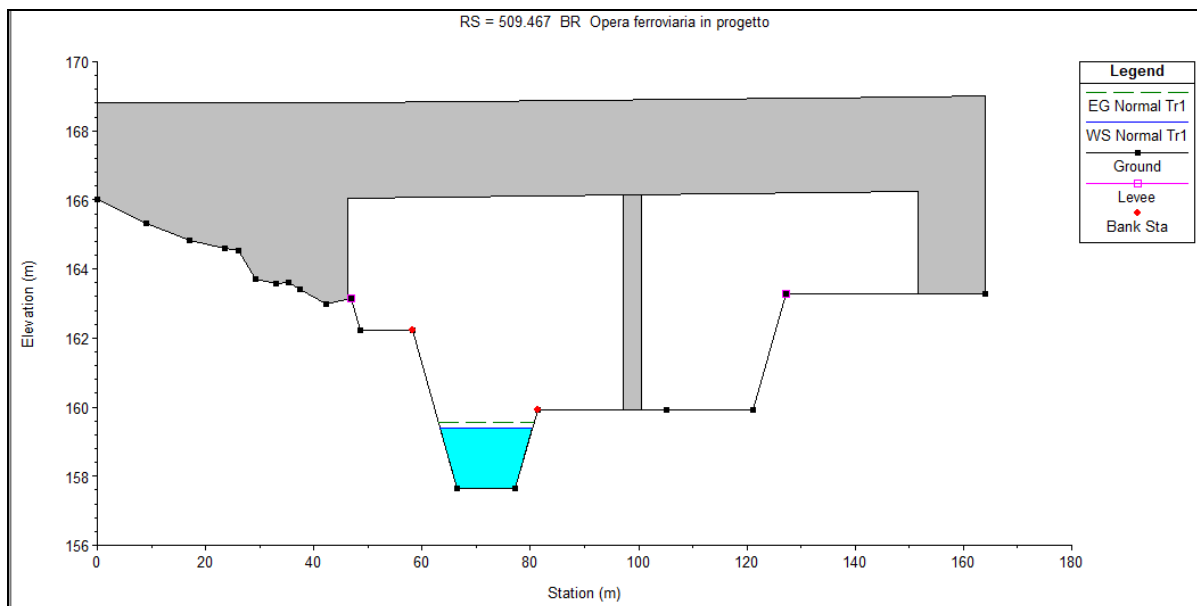
I risultati che si ottengono per lo scavo in corrispondenza della pila sono riassunti in Tabella 66.

Tabella 66 – Scavo localizzato pila VI16

	CSU [m]	M/S [m]	Briaud et al. [m]
Pila	3.95	3.95	6.02
Pila+plinto	7.98	8.36	12.14

Per quanto riguarda la valutazione dello scalzamento associato al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno, è stata considerata una portata caratterizzata da tempo di ritorno $Tr=1.001$ anni che è stata stimata pari a $44.8\text{m}^3/\text{s}$.

Per tale valore di portata, dalle simulazioni idrauliche, la pila non risulta investita dalla corrente.


 Figura 109 – Sezione viadotto VI16 da HEC-RAS per portata $Tr=1.001$ anni.

Per la pila lambita dalla corrente sono state previste delle protezioni al piede con due file di massi estese attorno alla pila per una distanza minima di 10 m, pari circa a tre volte la larghezza della pila stessa. La protezione viene realizzata con massi di diametro minimo pari a 0.5m analoga a quella prevista per l'alveo e le sponde

Per la stabilità delle protezioni intorno alla pila, si è verificato che la velocità di incipiente movimento fosse almeno doppia rispetto alla velocità media in alveo (cfr. par. 4.5.4).

La tabella seguente riporta: il diametro dei massi della protezione d , la velocità critica calcolata come $v_{cr1}=8 \cdot \sqrt{d}$, la velocità critica calcolata con il criterio di Shields v_{cr2} , la velocità media della corrente v_{media} e i rapporti tra le velocità critiche calcolate e la velocità media.

d [m]	$v_{cr1} = 8 \cdot \sqrt{d}$ [m/s]	R_H	v_{cr2}	v_{media}	v_{cr1}/v_{media}	v_{cr2}/v_{media}
0.5	5.7	0.99	7.66	1.82	3.13	4.21

Dalla tabella si evince che le protezioni sono sufficienti ad evitare fenomeni di escavazione localizzata nell'intorno della pila.

5 FASI COSTRUTTIVE

Nel presente capitolo vengono trattate le verifiche idrauliche relative alle fasi di realizzazione dei viadotti VI12 (Pk 11+413.74), VI13 (Pk13+300), VI16 (Pk (16+650) e VI20 (Pk 22+200), che prevedono l'installazione di opere provvisorie che limitano la sezione di deflusso dei corsi d'acqua interferenti.

Per tutte le altre opere la realizzazione delle spalle e/o delle pile non interferisce, invece, con l'alveo.

5.1 Scelta del tempo di ritorno

Consideriamo un'opera idraulica dimensionata per un evento meteorologico di T anni di tempo di ritorno. Il rischio, ovvero la probabilità, che l'evento venga eguagliato o superato almeno una volta durante la vita tecnica dell'opera stessa è esprimibile nel seguente modo:

$$R = 1 - (1 - 1/Tr)^N$$

Allo stesso modo si può definire il rischio che un evento con un dato tempo di ritorno, venga eguagliato o superato almeno una volta in un periodo temporale corrispondente alle fasi costruttive.

In linea generale, durante le fasi realizzative delle opere, il tempo di ritorno per l'evento da assumere per le verifiche idrauliche è quello per cui il rischio di superamento, nel periodo di costruzione, è inferiore al rischio che l'evento di progetto ha di essere uguagliato o superato almeno una volta durante la vita utile dell'opera.

Per esempio, per i viadotti in esame il rischio di superamento dell'evento di progetto corrispondente ad un tempo di ritorno di 300 anni nel periodo di vita utile della struttura pari a 100 anni è: $R_{100} = 28\%$.

Analogamente, assunta una durata dei lavori pari ad 1 anno ed un tempo di ritorno dell'evento di progetto delle opere provvisorie pari a 5 anni si ottiene un rischio di superamento: $R_1 = 20\%$.

Con una durata dei lavori pari a due anni ed un evento con tempo di ritorno pari a 10 anni si ottiene invece un valore pari a: $R_2 = 19\%$.

Considerando una durata dei lavori pari a 3 anni e sempre un tempo di ritorno di 10 anni il rischio di superamento è pari a: $R_3 = 27\%$.

Pertanto la scelta di un tempo di ritorno pari a 5 anni è adeguata ad una durata dei lavori pari ad 1 anno. Dove invece la durata dei lavori è pari a 2 o 3 anni è più corretta la scelta di un evento con tempo di ritorno pari a 10 anni.

5.2 Viadotti VI12, VI13, VI16 e VI20

Per i viadotti VI12, VI13 e VI16 la deviazione del corso d'acqua verrà realizzata prima delle pile/spalle. La fase costruttiva prevede, tuttavia, la realizzazione di opere provvisorie a protezione dello scavo delle pile in alveo, che riducono la sezione idraulica di 1 m per lato rispetto al filo esterno delle fondazioni. Successivamente sarà completata la sistemazione.

In Tabella 67 sono riportati i livelli idrici ottenuti in corrispondenza di ciascuno degli attraversamenti in esame per una portata caratterizzata da Tr 5 anni, calcolati mediante il modello monodimensionale a moto permanente, considerando l'ingombro dell'opera provvisoria.

Tabella 67 – Livelli idrici Tr 5 anni con opere provvisionali VI12, VI13, VI16 e VI20

Viadotto	Progressiva	Portata Tr5 [m ³ /s]	Livello idrico [m s.m.m.]
VI12	11+413.74	37.34	186.24
VI13	13+300	17.83	178.83
VI16	16+650	93.66	160.01
VI20	22+200	26.04	136.87

Nelle figure seguenti sono, infine, rappresentate le sezioni a monte dei viadotti.

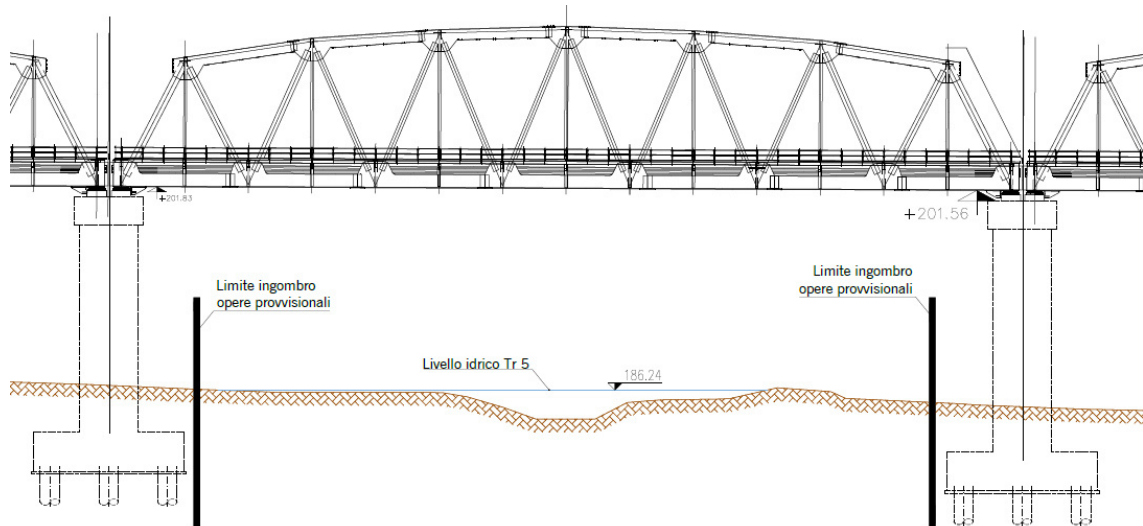


Figura 110 – Sezione viadotto VI12 Pk 11+413.74 con indicazione livello idrico Tr5 anni.

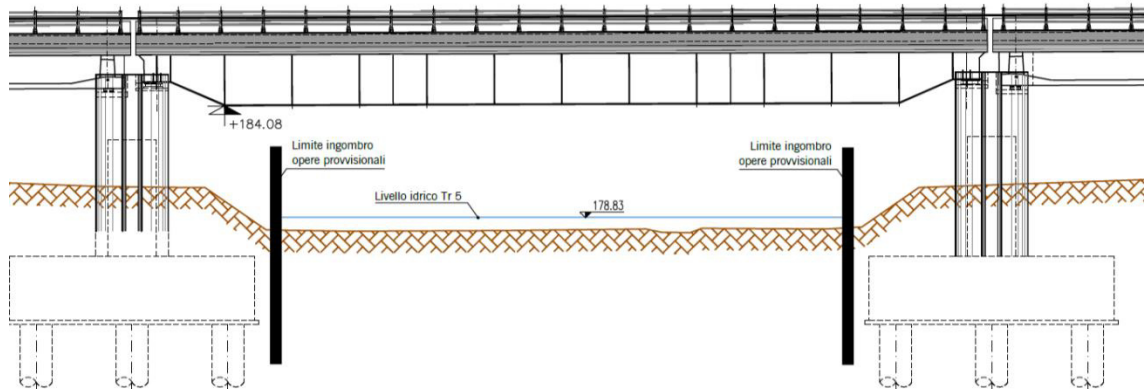


Figura 111 – Sezione viadotto VI13 Pk 13+300 con indicazione livello idrico Tr5 anni.

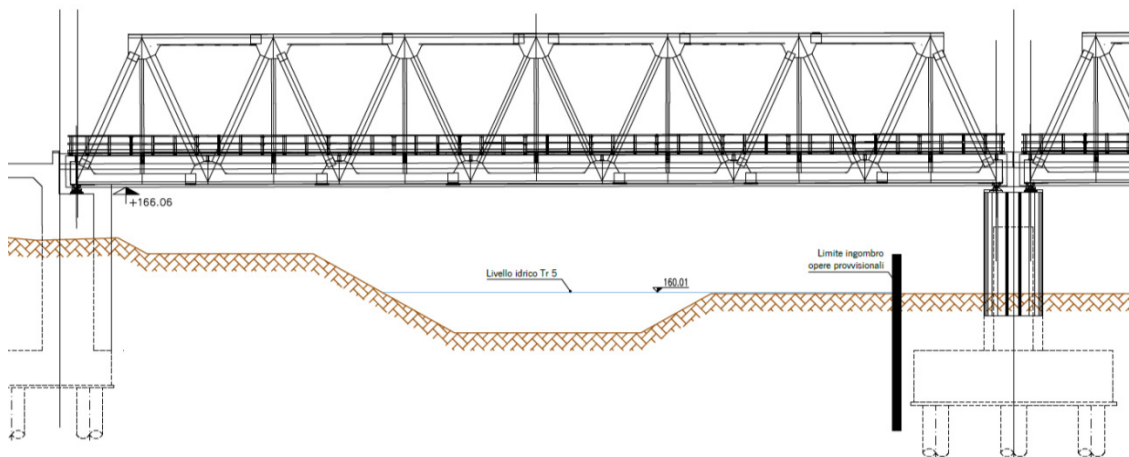


Figura 112 – Sezione viadotto VI16 Pk 16+650 con indicazione livello idrico Tr5 anni.

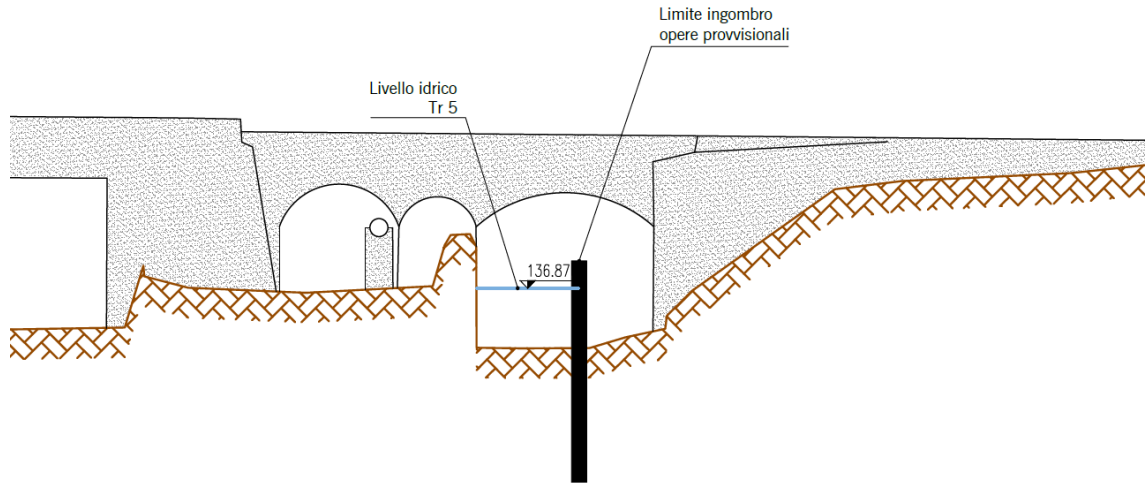


Figura 113 – Sezione viadotto esistente Pk 22+200 con indicazione livello idrico Tr5 anni.

6 COMPATIBILITA' IDRAULICA

Le opere in progetto sono tese al raddoppio della linea ferroviaria Palermo – Catania nel tratto compreso tra la stazione di Catenanuova e di Raddusa Agira per una lunghezza complessiva di circa 14 km.

Il tracciato della linea si sviluppa su un territorio percorso da vie d'acqua a regime prevalentemente torrentizio con attraversamento in viadotto del Fiume Dittaino.

Nello studio effettuato è stata valutata la compatibilità idraulica dell'infrastruttura di progetto con il territorio ed è stata analizzata la sicurezza del corpo ferroviario, identificando in termini di funzionalità e sicurezza i manufatti di presidio idraulico più opportuni, garantendo la minima interferenza delle opere ferroviarie con il normale deflusso delle acque.

Gli strumenti normativi presi a riferimento nella valutazione della compatibilità idraulica delle opere di progetto sono:

- il Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Simeto il cui ultimo aggiornamento decretato è l' "Aggiornamento 2016" (DPR n.52 del 18/02/2016);
- i contenuti del PGRA, che è stato adottato in via preliminare (D.P. n. 47/Serv.5°/S.G. del 18 febbraio 2016) ma non ancora approvato, e risultano i medesimi.

Nella Relazione del PAI sono individuate le aree soggette a pericolosità idraulica attraverso l'individuazione, la localizzazione e la caratterizzazione degli eventi alluvionali che abbiano prodotto effetti sul territorio, in particolare danni a persone o cose, o, semplicemente, abbiano creato condizioni di disagio o allarme. Tale individuazione è un importante strumento che ha condotto alla delimitazione delle aree a potenziale rischio inondazione.

Dagli elaborati grafici annessi relativi alle carte di pericolosità idraulica si evince come l'infrastruttura ferroviaria di progetto sia in gran parte esterna alla perimetrazione del PAI. Solo in qualche breve tratto si ravvisa l'attraversamento delle aree a bassa pericolosità idraulica **P1**.

Fa eccezione l'attraversamento del Fiume Dittaino, in corrispondenza del quale il tracciato ferroviario attraversa in viadotto il tratto d'alveo classificato come area ad alta pericolosità idraulica **P3**.

Congiuntamente all'analisi della cartografia del P.A.I., è stato realizzato un modello bidimensionale del fiume Dittaino, al fine di verificare con maggior precisione l'effettiva estensione delle aree a potenziale allagamento.

6.1 Studio idrologico

Lo studio idrologico è stato condotto con l'obiettivo di valutare, con i modelli recentemente proposti in letteratura, le portate al colmo di piena nei tronchi torrentizi interessati dalle opere in progetto.

Per le aste torrentizie, le stime sono state effettuate mediante applicazione del metodo razionale a partire da dati di precipitazione calcolati con due diverse metodologie: il procedimento di calcolo VAPI messo a punto a livello regionale dall'Istituto di Idraulica dell'Università di Palermo e GNDCI e l'analisi statistica di Gumbel. I valori di portata di progetto sono stati assunti pari ai massimi derivanti dalle due analisi effettuate.

Le stime condotte sono riportate nelle Relazione Idrologica annessa.

6.2 Verifiche idrauliche

Gli attraversamenti sui corsi d'acqua sono stati verificati sulla base delle prescrizioni tecniche ferroviarie e per quanto concerne i ponti secondo le prescrizioni previste dalle Norme Tecniche delle Costruzioni.

Il Manuale di Progettazione ferroviario distingue tra attraversamenti di corsi d'acqua principali e secondari a seconda che il bacino afferente agli attraversamenti sia superiore o inferiore ai 10 kmq. Per i suddetti attraversamenti si prevede che: *“Sulla base dei dati idrometrici ovvero dello studio idrologico, ad ogni tipo di manufatto idraulico verranno associati i seguenti tempi di ritorno T_r :*

[...]

c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

- linea ferroviaria $T_r = 300$ anni per $S \geq 10$ km².*
- linea ferroviaria $T_r = 200$ anni per $S < 10$ km².*

(essendo S la superficie del bacino)

Per gli attraversamenti principali, il Manuale prevede che:

“Relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena si specifica quanto segue:

- franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, calcolato come precedentemente descritto, pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico*
- posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;*
- posizionamento e geometria delle pile in alveo ed in golena in modo da non provocare significativi fenomeni di rigurgito ovvero fenomeni di erosione localizzati sulle sponde ed in alveo.*
- Il calcolo dello scalzamento localizzato indotto dalle opere di sostegno deve essere valutato considerando le dimensioni delle pile; nel caso in cui il plinto di fondazione venga messo allo scoperto dall'erosione, le dimensioni maggiori e le forme più tozze dello stesso provocano un ulteriore scalzamento e pertanto, in tale condizione, il calcolo dell'erosione localizzata va ripetuto considerando le dimensioni del plinto invece che quelle della pila.”*

Per gli attraversamenti secondari, il Manuale prevede che:

“La sezione di deflusso complessiva del tombino dovrà consentire lo smaltimento della portata di massima piena con un grado di riempimento non superiore al 70% della sezione totale.

Dovranno essere previsti gli opportuni accorgimenti per evitare, in corrispondenza delle fondazioni del manufatto, fenomeni di scalzamento o erosione.”

6.3 Sistemazioni idrauliche

Gli interventi previsti in alveo sono stati definiti applicando criteri di ingegneria naturalistica ed utilizzando laddove possibile, opere di protezione di tipo “elastico” quali massi sciolti, che costituiscono un’affidabile protezione degli stessi dall’azione erosiva della corrente di piena.

Nella progettazione di ponti e viadotti si è cercato di minimizzare la realizzazione di pile nell’alveo di magra dei corsi d’acqua in modo da variare il meno possibile le caratteristiche del moto della corrente di piena.

Gli interventi di sistemazione ripropongono la sagoma delle sezioni attuali d’alveo, e incidono solo localmente sulle pendenze longitudinali dei corsi d’acqua.

Le sistemazioni idrauliche sono state progettate in generale con lo scopo di:

- assicurare con il periodo di ritorno previsto la sicurezza dell’infrastruttura ferroviaria;
- diminuire le eventuali condizioni di rischio, eliminando o riducendo eventuali esondazioni nella zona di intervento;
- non alterare le condizioni di deflusso idrico e solido nel tratto oggetto di studio;
- impedire divagazioni che possano andare ad interessare le opere di fondazione delle pile o delle spalle;
- assicurarsi che l’evoluzione della livelletta d’alveo, non approfondisca l’incisione esistente in corrispondenza dell’opera di attraversamento;
- evitare le conseguenze derivanti dai fenomeni di erosione localizzata.

Particolari accorgimenti sono stati adottati per una corretta manutenzione delle opere, onde poter ridurre al minimo gli interventi atti a garantirne l’efficienza e, in ogni caso, a ridurre a livelli minimi i costi delle opere.

6.4 L’analisi di compatibilità idraulica

Nell’ambito del progetto si è preceduto con la sovrapposizione dell’impronta del corpo ferroviario con le aree di pericolosità previste dal P.A.I.

L’infrastruttura ferroviaria di progetto è in gran parte esterna alla perimetrazione del Piano di Bacino. Solo in alcuni brevi tratti si ravvisa l’attraversamento delle aree a bassa pericolosità idraulica P1, laddove la tipologia costruttiva prevista è in viadotto.

Discorso a parte va condotto per il viadotto del Fiume Dittaino in cui il tracciato ferroviario attraversa il tratto d’alveo classificato in area ad alta pericolosità idraulica P3.

Nella Relazione di Piano sono, inoltre, individuate delle zone poste sotto la dicitura “sito di attenzione”, in particolare nella zona interessata sono stati evidenziati i seguenti siti:

- 094-E-4CN 4RE-E01 (Carte Tecniche Regionali 1:10000 633010)

Il fosso Sparagogna in corrispondenza della confluenza con il fiume Dittaino, località Contrada degli Spiriti, al verificarsi di piogge intense e prolungate è soggetto a esondazione compromettendo la

viabilità lungo la ferrovia PA-CT. L'area è indicata nella carta della pericolosità idraulica come "sito di attenzione".

- 094-E-4CN-E02 (Carte Tecniche Regionali 1:10000 633010)

I torrenti Mulinello e Mastropaolo, in prossimità del centro abitato, in occasione di eventi meteorici particolarmente intensi e prolungati sono soggetti a esondazione, mettendo a rischio nuclei abitati viabilità e terreni agricoli. L'area è indicata nella carta della pericolosità idraulica come "sito di attenzione".

- 94-E-4CN E03 (Carte Tecniche Regionali 1:10000 633010)

In località Contrada Fichidindia – S. Prospero, le incisioni torrentizie presenti, al verificarsi di piogge intense e prolungate, sono soggetti a esondazione compromettendo infrastrutture viarie e aree agricole. L'area è indicata nella carta della pericolosità idraulica come "sito di attenzione".

Sulla base delle risultanze dello studio idrologico – idraulico sono stati definiti:

- adeguamenti della livelletta ferroviaria ai franchi minimi richiesti per il transito delle portate con periodo di ritorno di 200/300 anni, nel rispetto dei criteri ferroviari, in riferimento agli attraversamenti idraulici principali;
- presidi idraulici sulle aste fluviali principali e secondarie;
- forma e disposizione delle pile del viadotto di attraversamento del Dittaino;
- la protezione delle pile, relativamente a quelle interessate da azioni della corrente.

Oltre alle opere strettamente ferroviarie, il progetto prevede la realizzazione di alcune viabilità di ricucitura con il reticolo viario esistente; dalla sovrapposizione con le aree a pericolosità idraulica è evidente che alcuni tratti di viabilità ricadono in aree a bassa pericolosità idraulica **P1**.

Le soluzioni prescelte seguono gli indirizzi indicati nelle norme nazionali ed in quelle riportate nelle norme di attuazione del PAI, in quanto:

- ✓ il potenziamento della linea ferroviaria in progetto risponde a specifiche esigenze di sviluppo ed è legata a fattori di pubblico interesse;
- ✓ per ogni opera per evitare fenomeni di erosione all'imbocco ed allo sbocco sono previste opere di raccordo in massi sciolti; tali scelte progettuali permettono di consolidare l'alveo in prossimità dell'opera e stabilizzano il trasporto solido di fondo, non aumentando il rischio idraulico associato al territorio;
- ✓ l'insieme delle opere e le deviazioni dei canali non comportano condizionamenti negativi al deflusso della piena, non riducono la loro capacità di invaso e garantiscono il deflusso della piena di progetto;
- ✓ per i viadotti la protezione delle pile con scogliere garantisce la sicurezza dell'opera rendendo stabile il fondo dell'alveo e prevenendo eventuali dissesti da erosione;
- ✓ il rilevato ferroviario non altera il libero deflusso delle acque per la presenza di una serie di tombini "di continuità" e "di trasparenza", nonché di prolungamento di quelli esistenti che ne

garantiscono il libero deflusso;

- ✓ l'intervento proposto non aggrava la funzionalità idraulica dell'area in quanto si sviluppa sempre esternamente alle aree di esondazione, eccetto che per l'attraversamento del fiume Dittaino, perseguendo criteri atti al miglioramento delle stesse con i dovuti interventi di sistemazione sviluppati con tecniche di ingegneria naturalistica;
- ✓ le viabilità di ricucitura ricadono in aree a bassa pericolosità idraulica P1 solo in corrispondenza dell'innesto sul sedime esistente;

Alla luce delle precedenti considerazioni, la configurazione finale di progetto risulta idraulicamente compatibile con le norme della legislazione vigente di protezione dai rischi idraulici e con la conformazione odierna dei luoghi.

BIBLIOGRAFIA

- AA. VV. *Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale*, Zanichelli ESAC, Bologna, 2003.
- Cannarozzo M., D'Asaro F., Ferro V., *Valutazione delle piene in Sicilia*, Istituto di Idraulica dell'Università di Palermo e GNDCI (Gruppo Nazionale per la difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche), Palermo, 1993.
- Caroni E., D'Alpaos L., Fattorelli S., Rossi F., Ubertini L., Versace P., Marchi E., *Valutazione delle piene*, C.N.R. °165, 1982.
- Da Deppo L., Datei C., Salandin P., *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2004.
- G. Ferreri, V. Ferro, Una espressione monomia della curva di probabilità pluviometrica, per durate inferiori all'ora, valida nel territorio siciliano. Bollettino dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo, 1-2, 1989
- Ferro V., *La sistemazione dei bacini idrografici*, McGraw-Hill, Milano, 2006.
- Ghetti A., *Idraulica*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 1996.
- Lo Bosco D., Leonardi G., Scopelliti F., *Il dimensionamento delle opere idrauliche a difesa del corpo stradale*, Quaderno di Dipartimento - Serie Didattica, Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria, 2002.
- Maione U., *Appunti di idrologia 3. Le piene fluviali*, La Goliardica Pavese, 1977
- Marani M., *Processi e modelli dell'Idrometeorologia*, Dispense, 2005.
- Prescrizioni generali per la progettazione di RFI (PTP).
- Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente, *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) – Bacino Idrografico del Fiume Simeto, Area Territoriale tra il bacino del Fiume Simeto e il bacino del Fiume San Leonardo, Lago di Pergusa, Lago di Maletto – Relazione*, 2005.
- Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente, *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana – Relazione Generale*, 2004.
- Regione Siciliana, Osservatorio delle Acque dell'Agenzia Regionale per i Rifiuti e le Acque (ARRA), *Annali Idrologici*, disponibili presso www.osservatorioacque.it.
- Rossi F., Fiorentino M., Versace P., *Two component extreme value distribution for Flood Frequency Analysis*, Water Resources Research, Vol. 20, N.7, 1984.
- Ven Te Chow, *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, USA, 1959.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"* di cui al D.M. 14 gennaio 2008.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA

RELAZIONE IDRAULICA - TRATTA DA KM 8+290 A 22+800 -OPERE
MAGGIORI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 RI	ID0002 001	A	172 di 185

DM 14 gennaio 2008, *Nuove norme tecniche per le costruzioni*, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.

APPENDICE A – IL MODELLO DI CALCOLO HEC-RAS

Le simulazioni numeriche sono state condotte utilizzando un programma di calcolo monodimensionale a moto permanente che fornisce un'adeguata rappresentazione del fenomeno, descrivendo le principali grandezze fisiche per ogni sezione idraulica di calcolo. Per la determinazione del profilo idrico nella situazione attuale e di progetto è stato utilizzato il codice denominato HEC – RAS 4.1.0 River Analysis System del gennaio 2010, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, i cui fondamenti concettuali sono riportati in seguito.

Caratteristiche del modello matematico

Di seguito vengono esposti i fondamenti teorici alla base della modellazione idraulica monodimensionale, effettuata mediante il codice di calcolo HEC-RAS RIVER ANALYSYS SYSTEM versione 4.1.0 del gennaio 2010, utilizzata per il calcolo dei livelli di piena e conseguenti aree d'esonazione.

La determinazione del livello del pelo libero in ogni sezione è computata, nel caso di correnti lente, a partire dalla sezione di valle, risolvendo per via iterativa l'equazione dell'energia, ossia:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

Dove: Y_1 e Y_2 rappresentano rispettivamente le profondità del pelo libero della sezione di valle e di monte, Z_1 e Z_2 rappresentano rispettivamente l'elevazione sul medio mare del fondo del canale della sezione di valle e di monte, V_1 e V_2 rappresentano rispettivamente le velocità medie nella sezione di valle e di monte, α_1 e α_2 i rispettivi coefficienti di Coriolis, g l'accelerazione di gravità e h_e le perdite di energia tra le due sezioni.

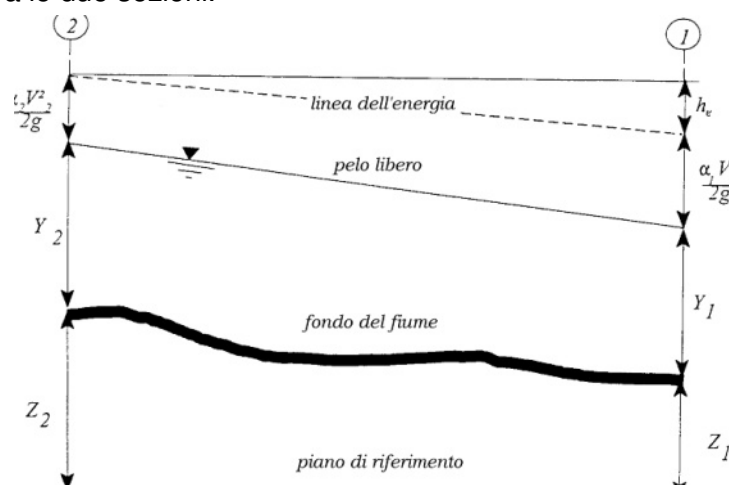


Figura 114 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

La Figura 114 mostra lo schema del bilancio di energia tra la sezione di valle e quella di monte; nella figura sono indicati i singoli termini di bilancio in accordo all'equazione (1).

Le perdite di energia compressive h_e tra le due sezioni sono dovute alle perdite continue ed a quelle localizzate dovute a fenomeni di espansione e contrazione della vena fluida; in particolare si ha:

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

dove, con L è indicata la distanza tra le due sezioni, con \bar{J} le perdite di carico medie distribuite tra le due sezioni mentre il C correla le perdite, dovute all'espansione ed alla contrazione della vena in funzione dell'andamento piano – altimetrico del corso d'acqua, alla differenza dei carichi cinetici delle due sezioni.

Per la valutazione delle perdite di carico è utilizzata la formula di Manning, ossia:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} \sqrt{J} \quad (3)$$

dove: Q rappresenta la portata, A l'area bagnata, R_h il raggio idraulico, n il coefficiente di scabrezza secondo Manning e J le perdite di energia per unità di lunghezza.

Nel caso di sezioni composte, tipiche dei corsi d'acqua naturali, è necessario suddividere la sezione in parti in modo da trattare separatamente sezioni in cui la velocità media può essere ritenuta, ai fini pratici, costante (Figura 115).

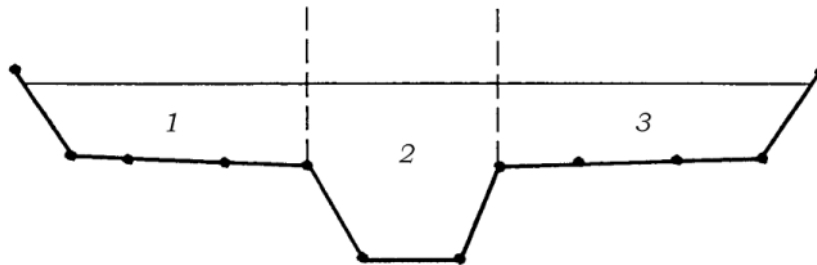


Figura 115 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 115 indicata con $K_i = Q_i / \sqrt{J}$ la capacità di portata di ogni singola parte i -esima in cui è stata suddivisa la sezione, si ha, in accordo alla formula di Manning :

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_{h,i}^{2/3} \quad (4)$$

Calcolata la capacità di portata per ogni singola parte in cui è stata suddivisa la sezione, la perdita di carico per unità di lunghezza J risulta pari a:

$$J = \left(\frac{Q}{\sum_i K_i} \right)^2 \quad (5)$$

Questo risultato può essere facilmente ricavato osservato che, per la costanza di J, la portata di ogni singola area $Q_i = K_i \sqrt{J}$ è proporzionale al rispettivo coefficiente di portata e che la portata totale vale

$$Q = \sum_i Q_i$$

Calcolata la perdita di carico in corrispondenza della sezione 1 e della sezione 2 la pendenza media della linea dell'energia tra le due sezioni e fornita dalla seguente equazione:

$$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} \quad (6)$$

Calcolata la capacità di portata di ogni singola sezione, è possibile, da queste, valutare il coefficiente di Coriolis. Questo coefficiente è pari al rapporto tra l'energia cinetica reale della corrente, proporzionale a $\sum_i Q_i^3 / A_i^2$, e l'energia cinetica calcolata facendo uso del valore medio della velocità, proporzionale a Q^3 / A^2 .

Esprese le portate delle singole parti i-esime in funzione del rispettivo coefficiente di portata si perviene con qualche semplice passaggio alla seguente espressione:

$$\alpha = \left(\sum_i \frac{K_i^3}{A_i^2} \right) \frac{\left(\sum_i A_i \right)^2}{\left(\sum_i K_i \right)^3} \quad (7)$$

dal cui calcolo è possibile ottenere α , il coefficiente di Coriolis.

Calcolate tramite le rispettive equazioni le perdite di energia h_e ed il coefficiente di Coriolis α la (1), associata all'equazione di continuità, permette di calcolare la quota del pelo libero, $Y_2 + Z_2$, nella sezione di monte a partire dal valore dell'energia totale, $Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g$ noto in corrispondenza della sezione di valle.

Essendo la (1) un'equazione non lineare, la soluzione è ottenuta con ciclo iterativo, a partire da una soluzione iniziale, approssimata, di primo tentativo.

Ogni volta che la corrente passa attraverso la condizione critica l'equazione dell'energia non viene considerata applicabile e viene utilizzata l'equazione del momento. All'interno di Hec-Ras l'equazione del momento può essere applicata ai seguenti problemi: formazione di un risalto idraulico, sovrizzo determinato dai ponti e intersezioni di corsi d'acqua.

L'equazione della conservazione del momento è definita partendo dalla seconda legge di Newton $\sum F_x = ma$ con x la direzione del moto, applicata ad un elemento di fluido racchiuso tra due generiche sezioni 1-2, Figura 116.

Per equilibrio si ottiene:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (8)$$

dove

- P_i , risultante della pressione idrostatica;
- W_x , componente della forza peso nella direzione del moto;
- F_f , forza d'attrito tra le due sezioni;
- Q , portata compressiva;
- ρ , densità del fluido;
- ΔV_x , variazione della velocità tra le due sezioni.

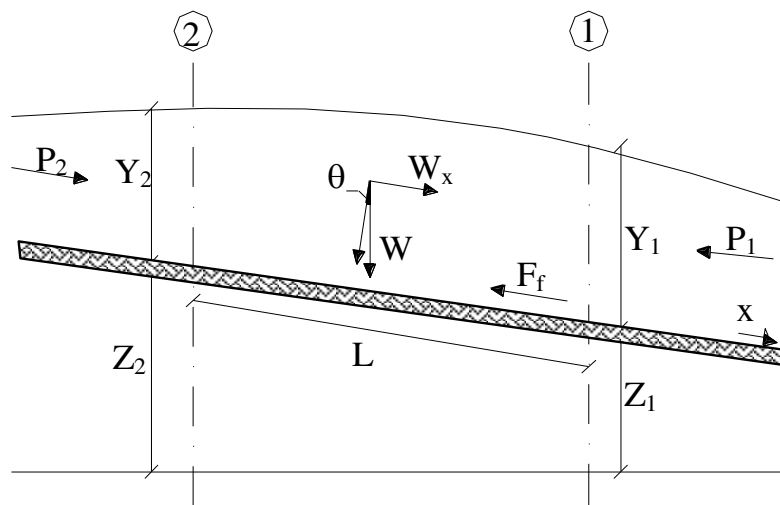


Figura 116 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

La risultante della pressione idrostatica per pendenze dell'ordine di 1 a 10 è valutabile come:

$$P = \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \cdot \cos\theta \cong \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \quad (9)$$

potendo porre, per le pendenze in esame, $\cos\theta = 1$.

Nella relazione (9) γ corrisponde al peso specifico del fluido, A l'area della sezione ed \bar{Y} l'altezza del pelo libero nel baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza L del tronco e l'area totale di fluido presente, è valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin\theta \quad (10)$$

La forza d'attrito F_f è funzione delle caratteristiche del fluido come la densità dell'acqua, l'azione tangenziale che si esplica sul fondo e la cadente piezometrica J .

In particolare:

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma R J \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} J P L = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot J L \quad (11)$$

dove P ed R sono rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (8) è ottenuta per iterazioni successive.

Le equazioni (1) e (8) sono applicate anche alle sezioni caratterizzate dalla presenza di un ponte. E' sufficiente suddividere il tratto interessato in più sezioni e ripetere per la successione di esse l'analisi svolta per il tratto delimitato da sole due sezioni.

Prendendo un tratto caratterizzato dalla presenza di un ponte, Figura 117 e Figura 118, si evidenziano 3 zone:

- una zona di contrazione in cui arriva la corrente;
- una zona intermedia interessata dalla presenza del ponte;
- una zona di espansione in cui esce la corrente.

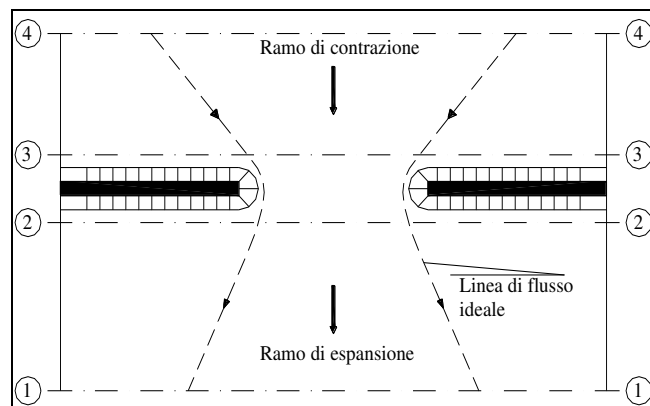


Figura 117 - Pianta schematica di un attraversamento fluviale

L'applicazione dell'equazione della conservazione del momento tra le sezioni 1-2 e 3-4 è del tutto analoga alla situazione vista in precedenza mentre la presenza del ponte comporta termini nuovi nella valutazione dell'equilibrio tra le sezioni 2-BD (Step 1), BD-BU (Step 2) ed BU-3 (Step 3), rappresentate in Figura 118.

Step 1; definendo con A_{pi} l'area ostruita ed con Y_{pi} la distanza verticale che intercorre tra il baricentro delle pile e la superficie libera WS nella zona di valle, l'espressione del bilancio è scritta come:

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{g A_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} = \frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 Y_2 - A_{PBD} Y_{PBD} + F_f - W_x$$

Step 2 ; equilibrio tra BU e BD

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{g A_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} + F_f - W_x = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{g A_{BU}} + A_{BU} Y_{BU}$$

Step 3 ; equilibrio tra BU e 3

$$\frac{Q_3^2 \beta_3}{g A_3} + A_3 Y_3 = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{g A_{BU}} + A_{BU} Y_{BU} - A_{P_{BU}} Y_{P_{BU}} + F_f - W_x + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{P_{BU}} Q_3^2}{g A_3^2}$$

con C_D coefficiente di resistenza idrodinamica intorno alla pila ricavabile dalla Tabella in funzione del tipo di pila presente.

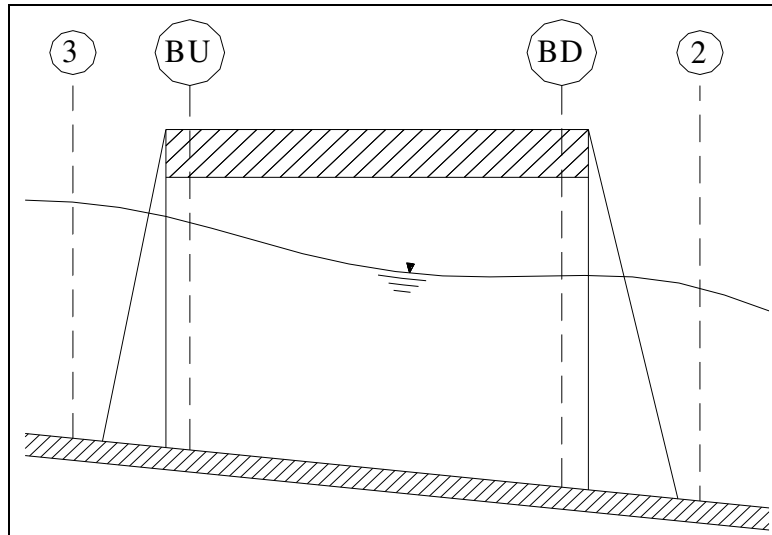


Figura 118 - Sezione schematica di un attraversamento fluviale

TIPO DI PILA	C_D
Pila circolare	1.2
Pila allungata con punta semicircolare	1.33
Pila ellittica con rapporto assi 2 :1	0.6
Pila ellittica con rapporto assi 4 :1	0.32
Pila ellittica con rapporto assi 8 :1	0.29
Pila rettangolare	2.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 30^\circ$	1.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 60^\circ$	1.39
Pila triangolare con apertura $\alpha = 90^\circ$	1.60
Pila triangolare con apertura $\alpha = 120^\circ$	1.72

Tabella: Coefficiente di resistenza idrodinamico C_D

In alternativa all'equazione della conservazione del momento è utilizzata l'equazione di Yarnell che permette di valutare le perdite di energia localizzate in corrispondenza di un ponte.

Con riferimento alle Figura 117 e Figura 118, le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono valutate nel modo seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4) \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (12)$$

dove H_{i-j} rappresenta appunto la perdita di energia nel passaggio della corrente attraverso la sezione ostruita e K , coefficiente di Yarnell, tiene conto delle differenti sagome di pila esistenti, tab.

2; ω rappresenta il rapporto tra la velocità e l'altezza della sezione 2; α il rapporto tra l'area ostruita dalle pile e l'area totale ed infine V_2 la velocità a valle della sezione.

TIPO DI PILA	K
Pila semicircolare in punta	0.9
Pila cilindrica doppia collegata con diaframma	0.95
Pila cilindrica doppia senza diaframma	1.05
Pila con punta triangolare $\alpha = 90^\circ$	1.05
Pile rettangolari	1.25
Dieci pile a cavalletto inclinate	2.5

Tabella: Coefficiente di Yarnell

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[2g \left(Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (13)$$

Dove:

C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di Figura 120, assumendo valori tra 0.27 e 0.5;

A_1 , area della luce nella sezione di monte;

Y_1 , altezza idrica della sezione di monte;

α , coefficiente correttivo cinetico;

V_1 , velocità della corrente a monte.

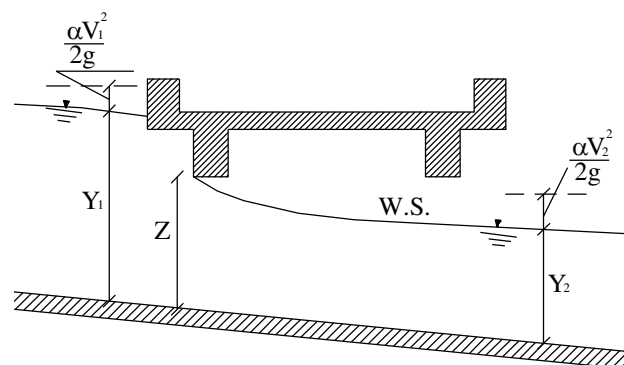


Figura 119 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

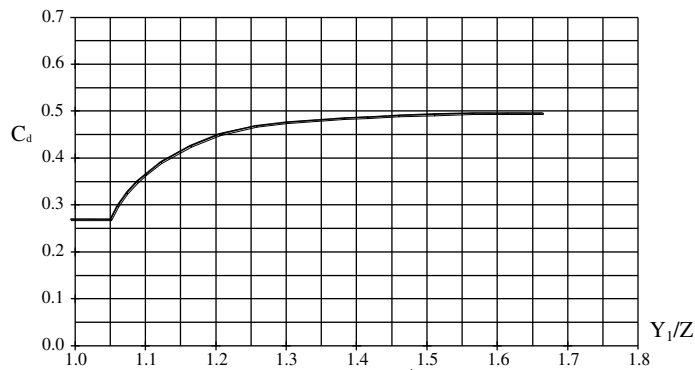


Figura 120 - Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d

Se il ponte è in pressione sia a monte che a valle l'equazione (10) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte come indicato in Figura 121.

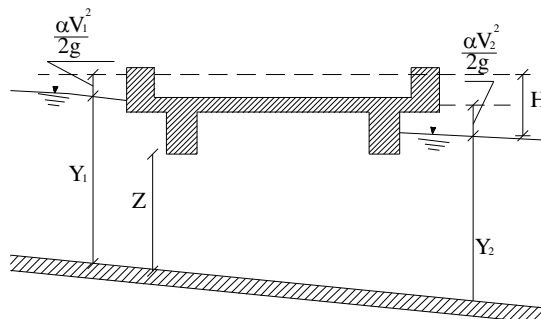


Figura 121 - Sezione schematica di un ponte - Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, Figura 122, la portata si calcola nel modo seguente:

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

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energie tra monte e valle.

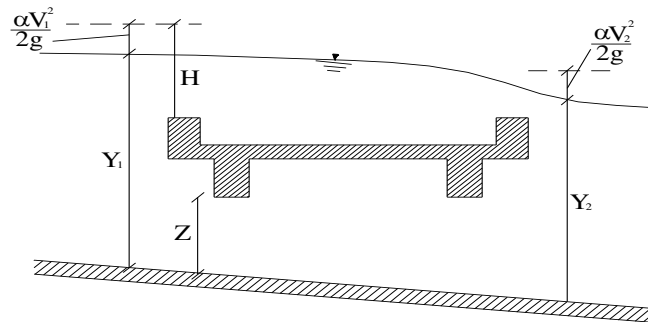


Figura 122 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

L'analisi del deflusso attraverso un tombino si basa sul concetto di controllo all'imbocco o allo sbocco.

Il deflusso secondo il controllo all'imbocco si verifica quando la capacità di deflusso all'entrata del tombino è inferiore a quella interna. La sezione di controllo è collocata subito a valle dell'imbocco della struttura. L'altezza d'acqua passa per il livello critico e il regime di deflusso risulta essere rapido. L'energia richiesta a monte viene calcolata assumendo che l'imbocco del tombino agisca come uno stramazzo; di conseguenza il profilo che si ottiene secondo tale approccio dipende principalmente dalla geometria dell'entrata.

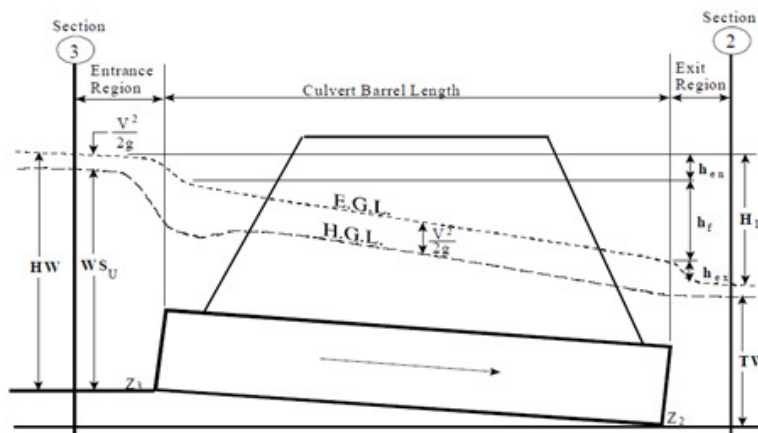


Figura 123 - Schema di un tombino ponticello

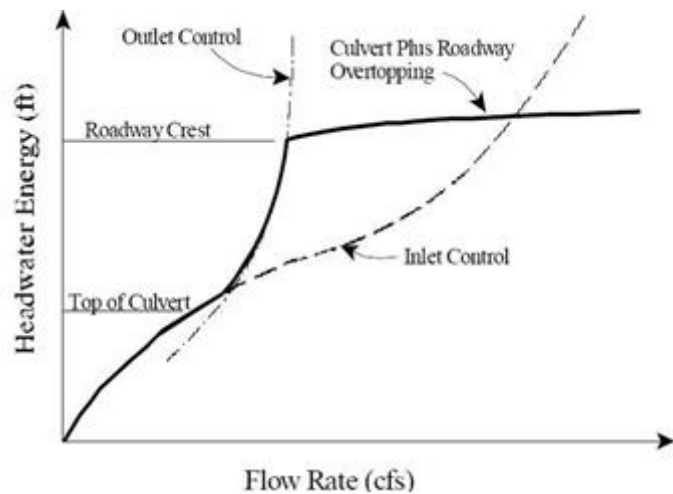


Figura 124 - Diagramma di funzionamento del tombino ponticello

Il deflusso secondo il controllo allo sbocco si verifica quando la capacità di deflusso viene limitata dalle condizioni che si instaurano a valle o dalle caratteristiche geometriche della struttura. In linea generale il livello di energia determinato a monte controlla il tipo di deflusso nel tombino, data la portata a monte e il livello a valle. Per il controllo allo sbocco l'energia di monte viene calcolata effettuando un bilancio di energia dalla sezione di valle a quella di monte. Il modulo considera le perdite di ingresso, quelle di uscita e quelle per attrito all'interno della struttura.

Per quanto riguarda il controllo all'imbocco, la capacità della struttura è limitata dall'apertura del tombino, piuttosto che dalle condizioni che si instaurano a valle. Per il calcolo del livello vengono utilizzate le equazioni ricavate dal National Bureau of Standards e pubblicate nel "Hydraulic Design of Highway Culverts" (FHWA, 1985). Le equazioni sono:

Deflusso libero:

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M$$

Deflusso rigurgitato:

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S$$

Dove:

HW_i livello dell'energia all'imbocco

D altezza interna del tombino

H_c altezza critica

Q portata

A area della sezione interna del tombino

S pendenza

K, M, c, Y costanti variabili con la geometria e le condizioni di ingresso.

Per il controllo allo sbocco l'energia richiesta a monte per consentire il deflusso deve essere computata considerando diverse condizioni nel tombino e a valle di esso. Hec-Ras usa l'equazione di Bernoulli per effettuare tale calcolo:

$$Z_3 + Y_3 + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + H_L$$

dove:

Y_3, Y_2 tirante d'acqua nelle sezioni di monte e di valle;

Z_3, Z_2 quota del fondo del tombino a monte e a valle;

a_3, a_2 coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;

g accelerazione di gravità;

H_L perdita di carico attraverso il tombino.

Nel caso in cui si verifichi moto in pressione all'interno del tombino, la perdita totale di energia viene calcolata secondo la:

$$H_L = h_{en} + h_f + h_{ex}$$

Dove:

h_{en} perdite in entrata

h_f perdite per attrito

h_{ex} perdite in uscita.

Le perdite per attrito vengono considerate mediante la formulazione di Manning:

$$h_f = L \left(\frac{Qn}{1.486AR^{3/2}} \right)^2$$

Dove:

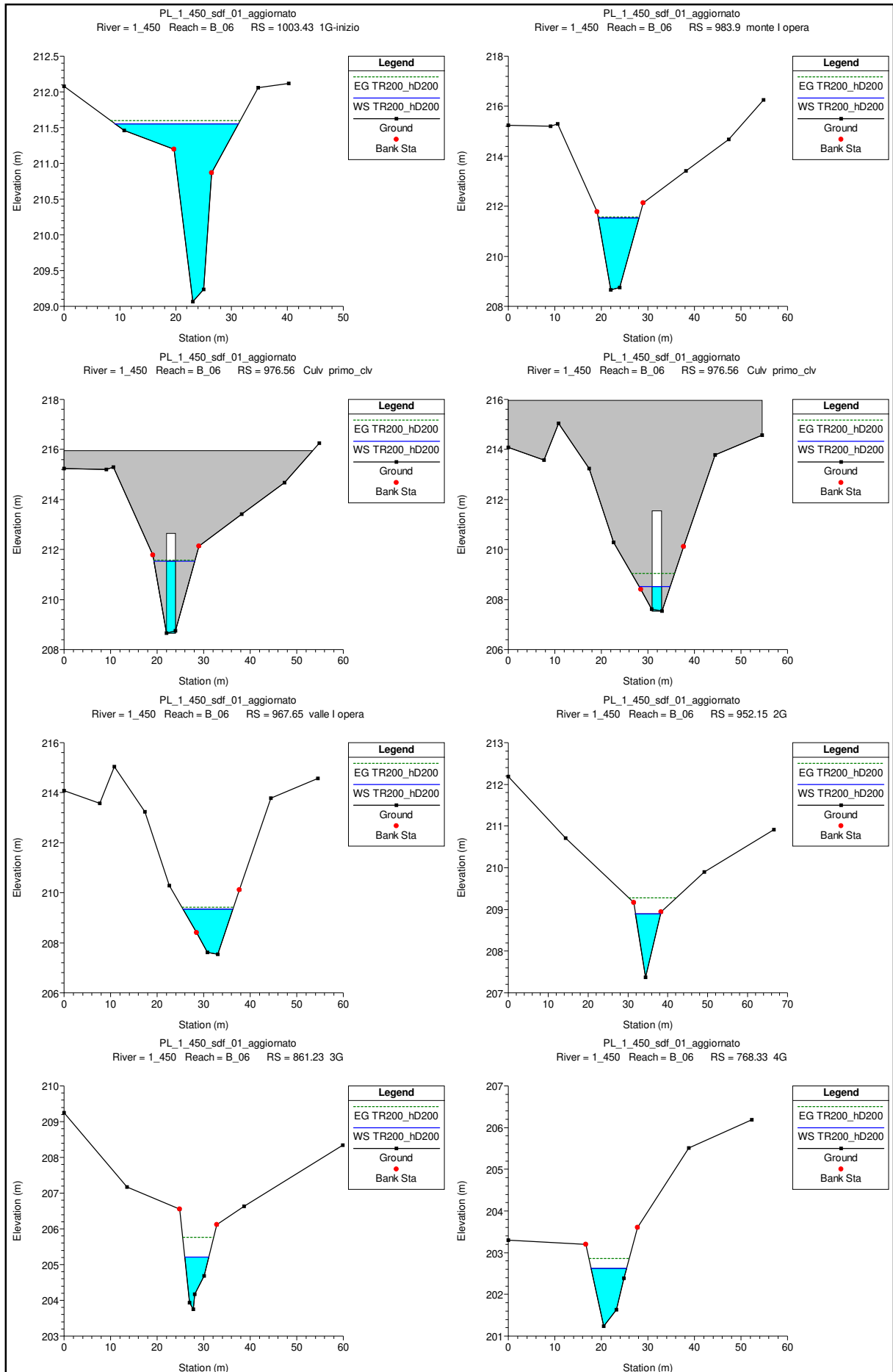
h_f perdite per attrito

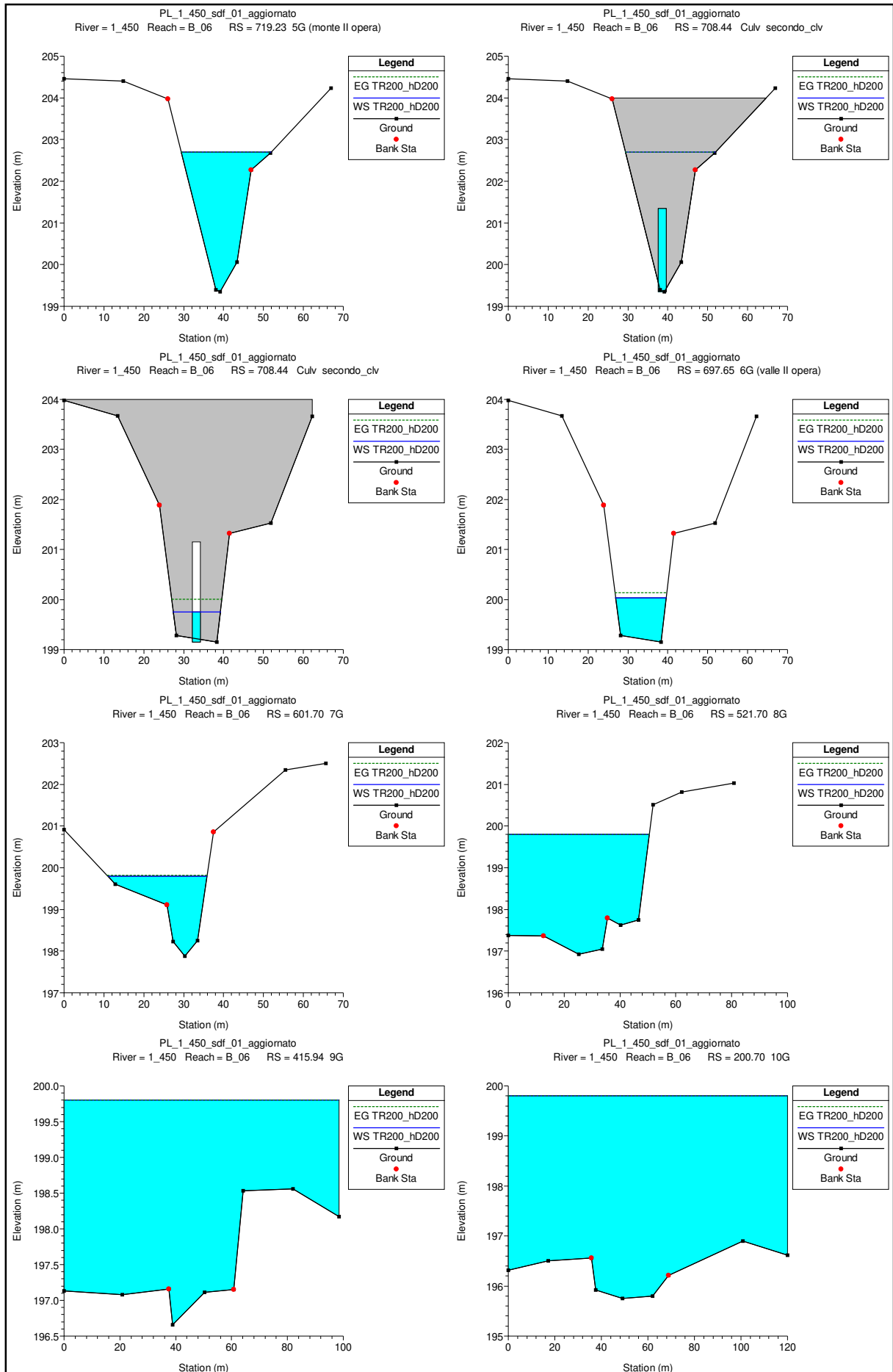
- L lunghezza del tombino
 Q portata
 n coefficiente di scabrezza di Manning
 A area della sezione di flusso
 R raggio idraulico.

Le perdite di ingresso sono calcolate come frazione del carico cinetico a monte, e analogamente per quelle di uscita, secondo il carico cinetico di valle. Tali coefficienti dipendono fortemente dalla geometria che caratterizza l'imbocco e lo sbocco dell'opera.

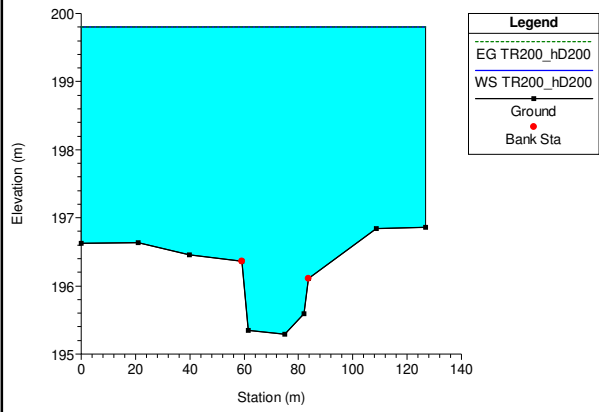
APPENDICE B – SEZIONI HEC-RAS

ID	Pk	ID su sez hec-ras
21	9+600	1_450
23	11+413	3+250
24	12+338	4+200
26	13+300	5+150
28	13+650	5+550
29	14+340	6+200
36	16+650	8+500
41	18+550	10+400
49	20+725	12+600
51	22+025	Mastropaolo
53	22+200	Mulinello

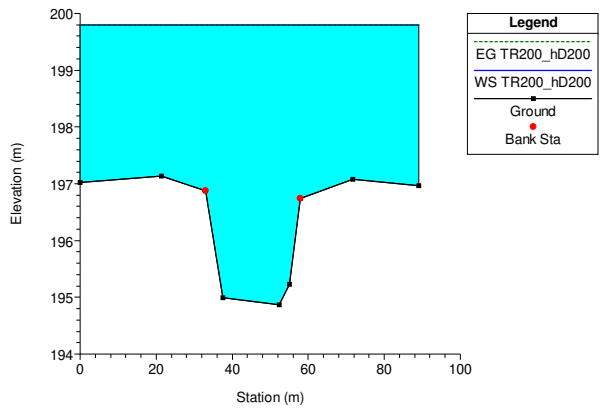


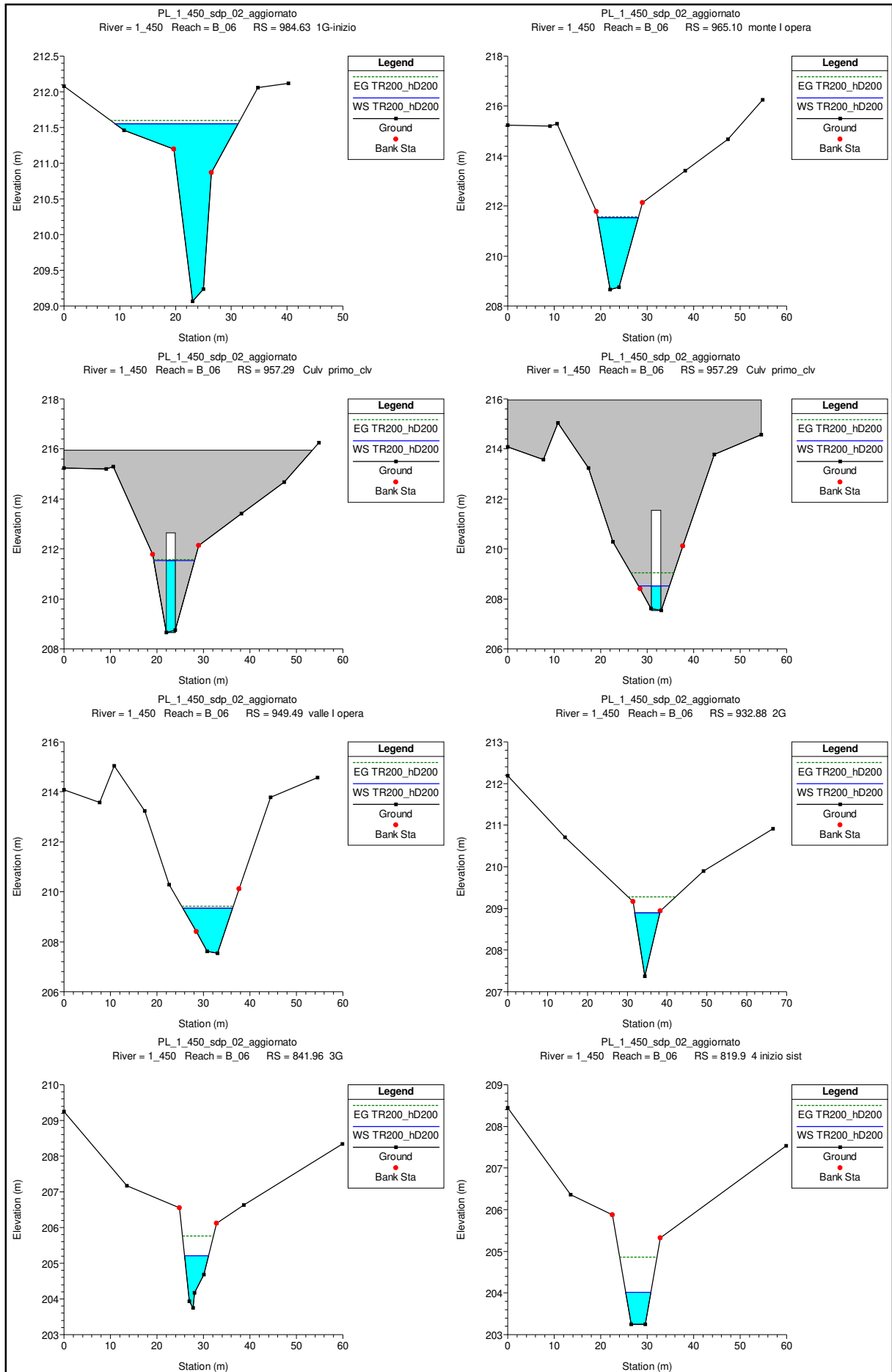


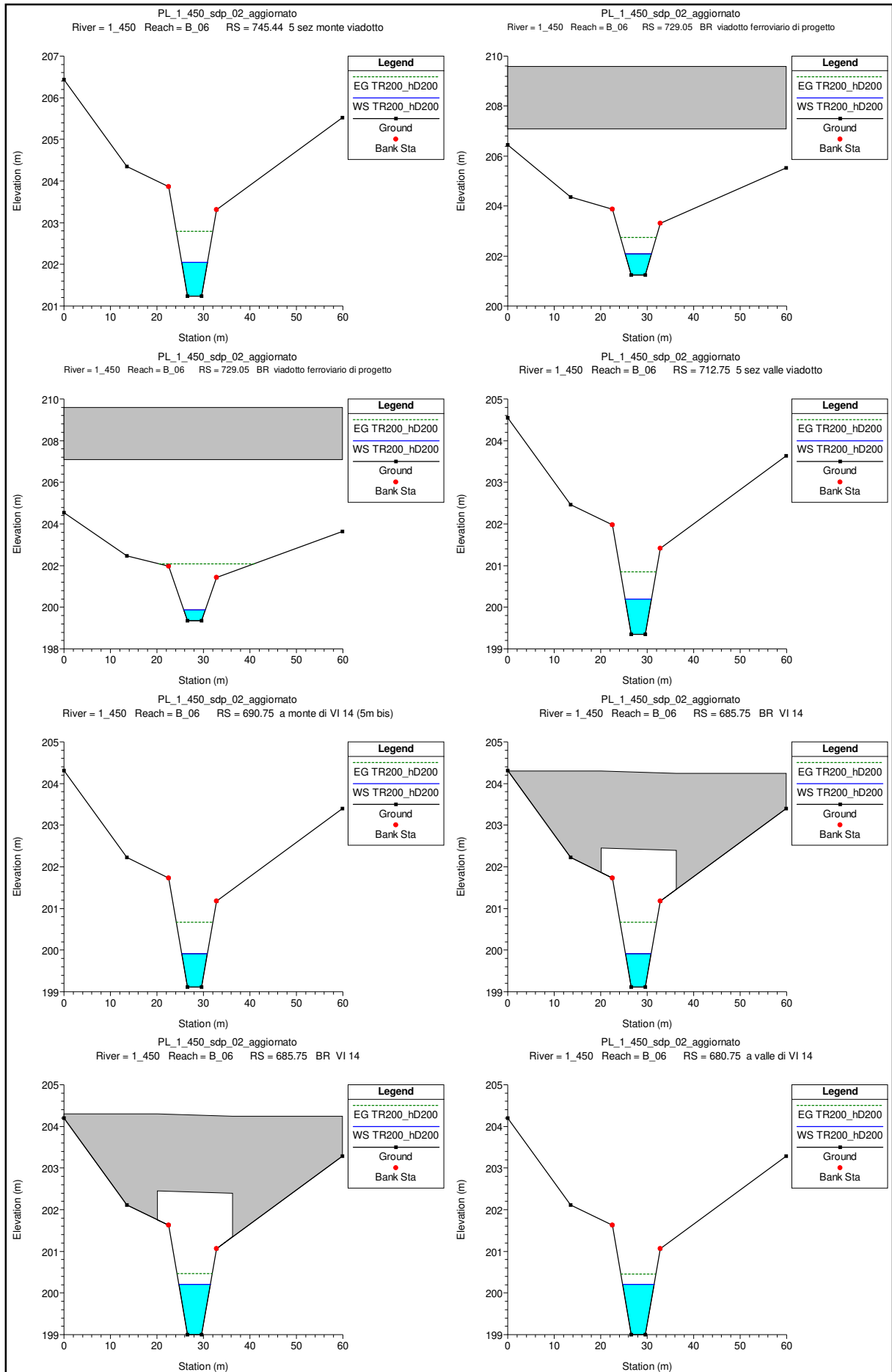
PL_1_450_sdf_01_aggiornato
River = 1_450 Reach = B_06 RS = 107.59 11G

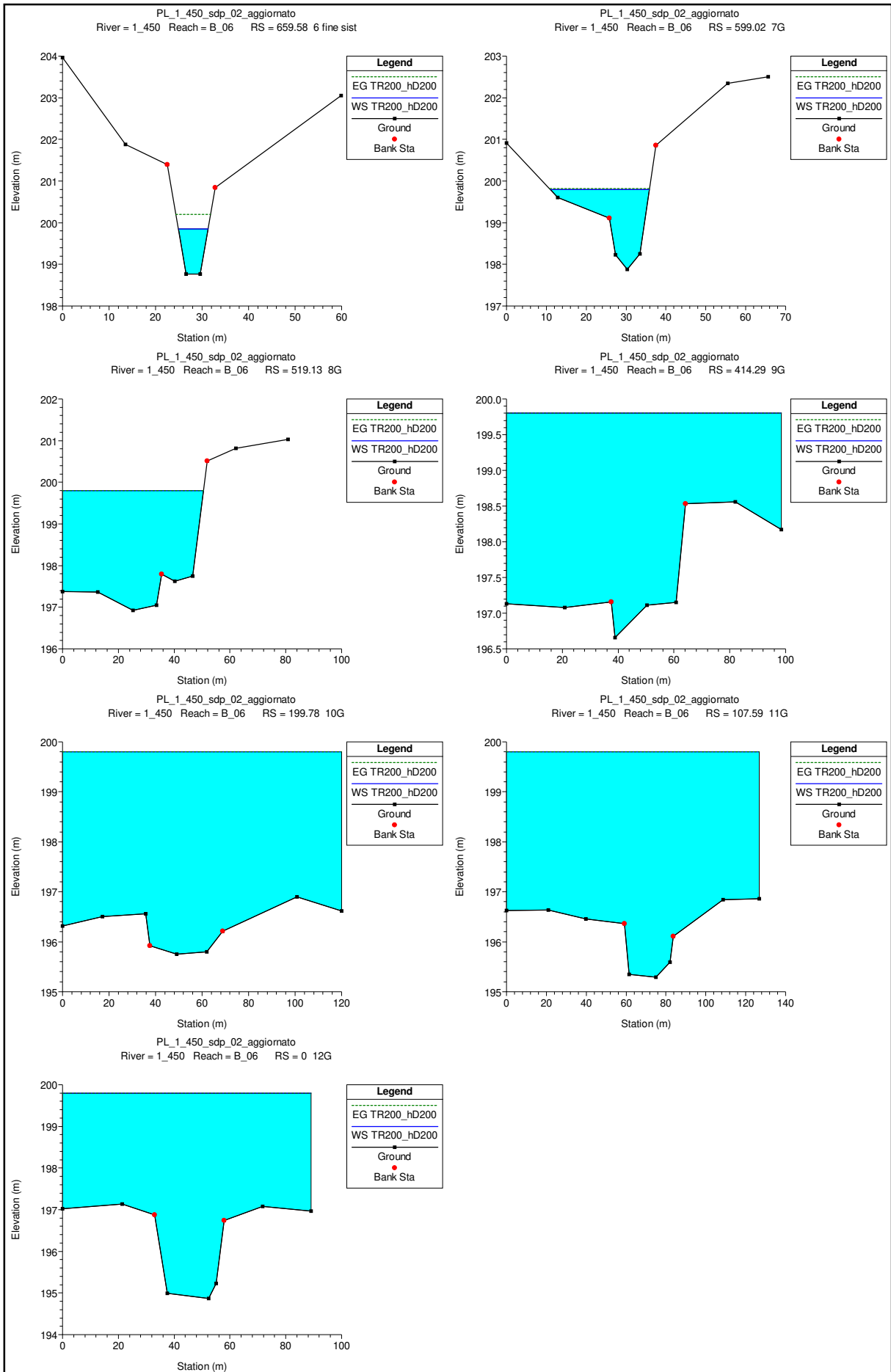


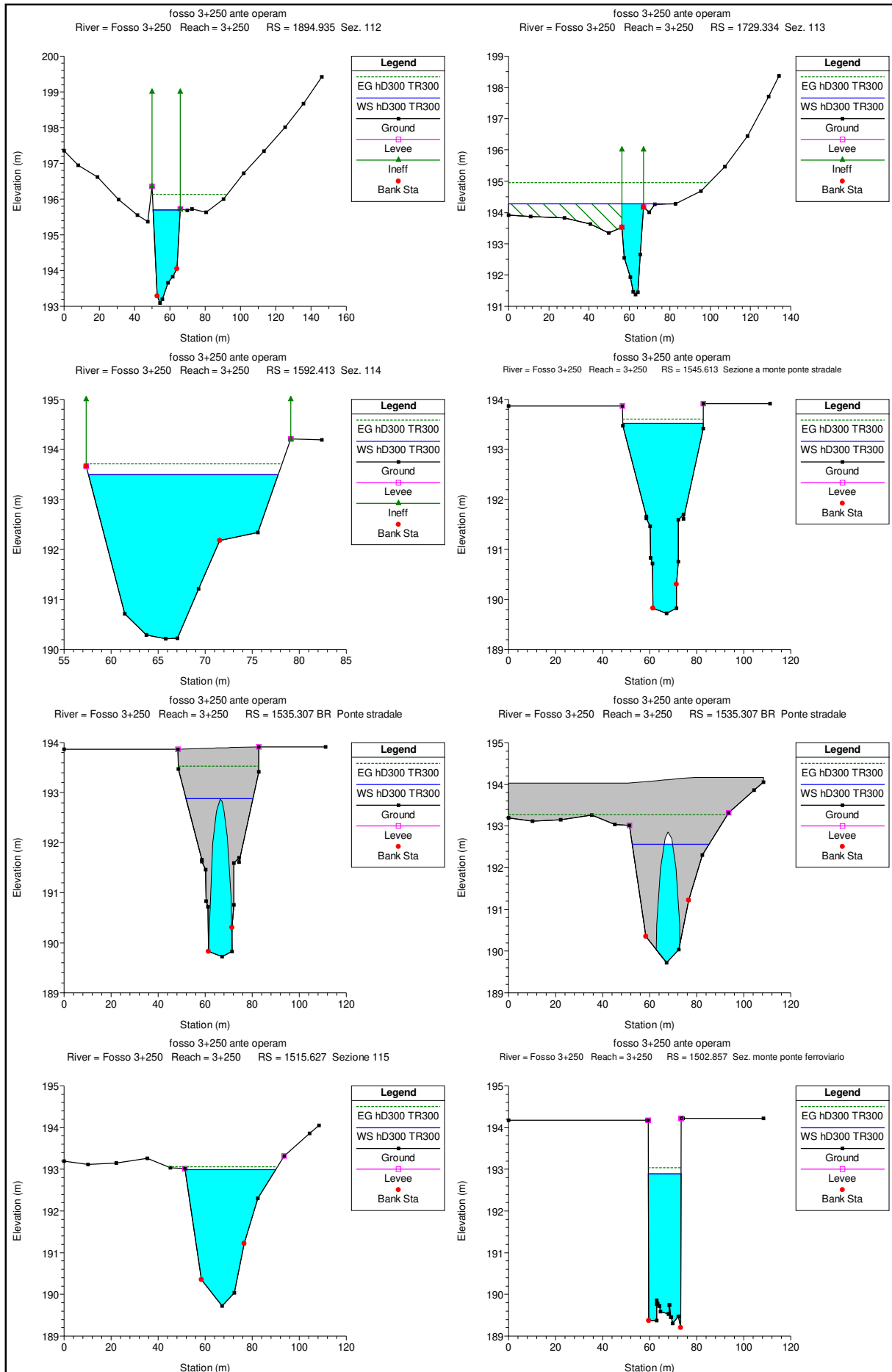
PL_1_450_sdf_01_aggiornato
River = 1_450 Reach = B_06 RS = 0.00 12G

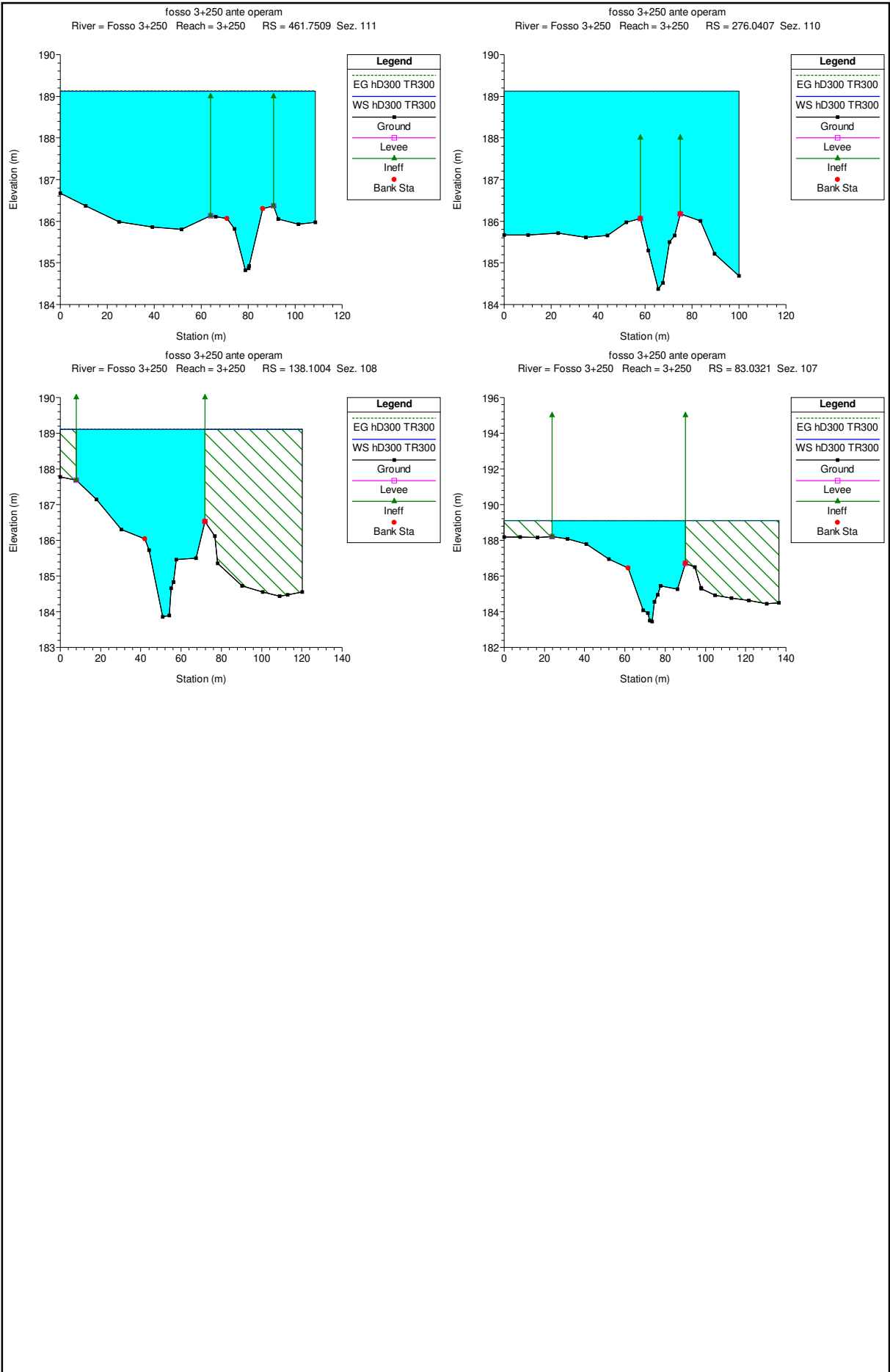


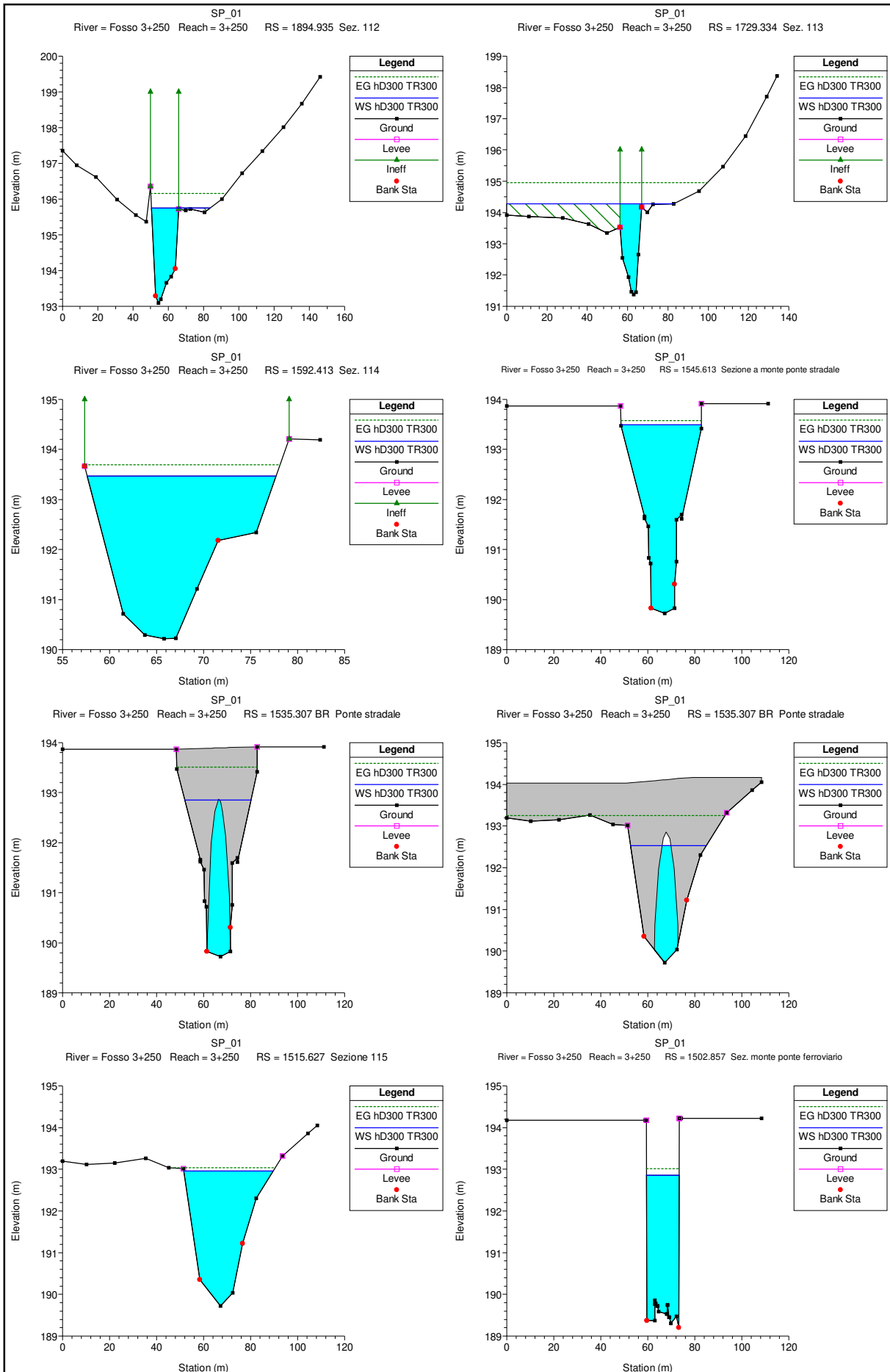


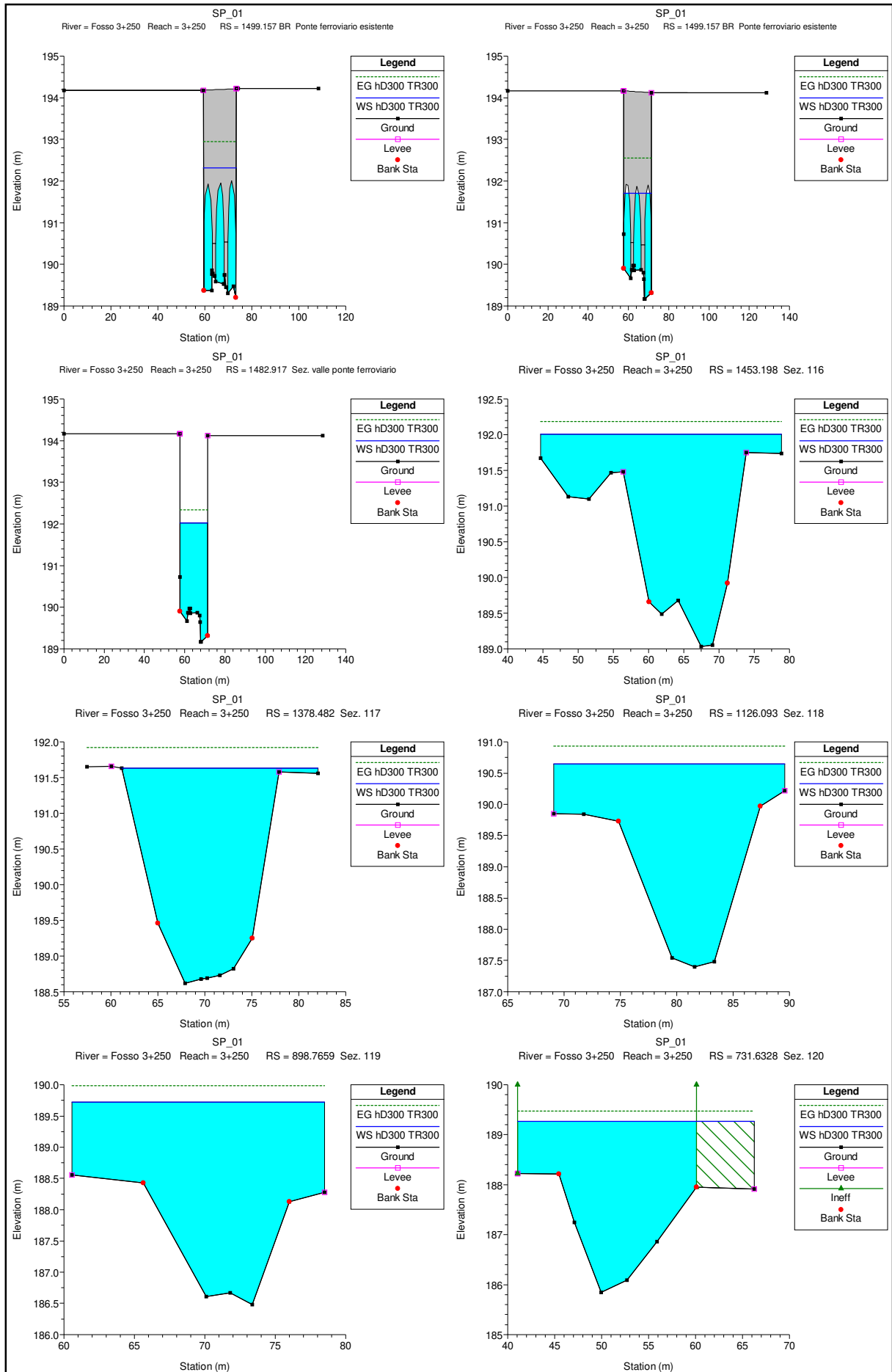


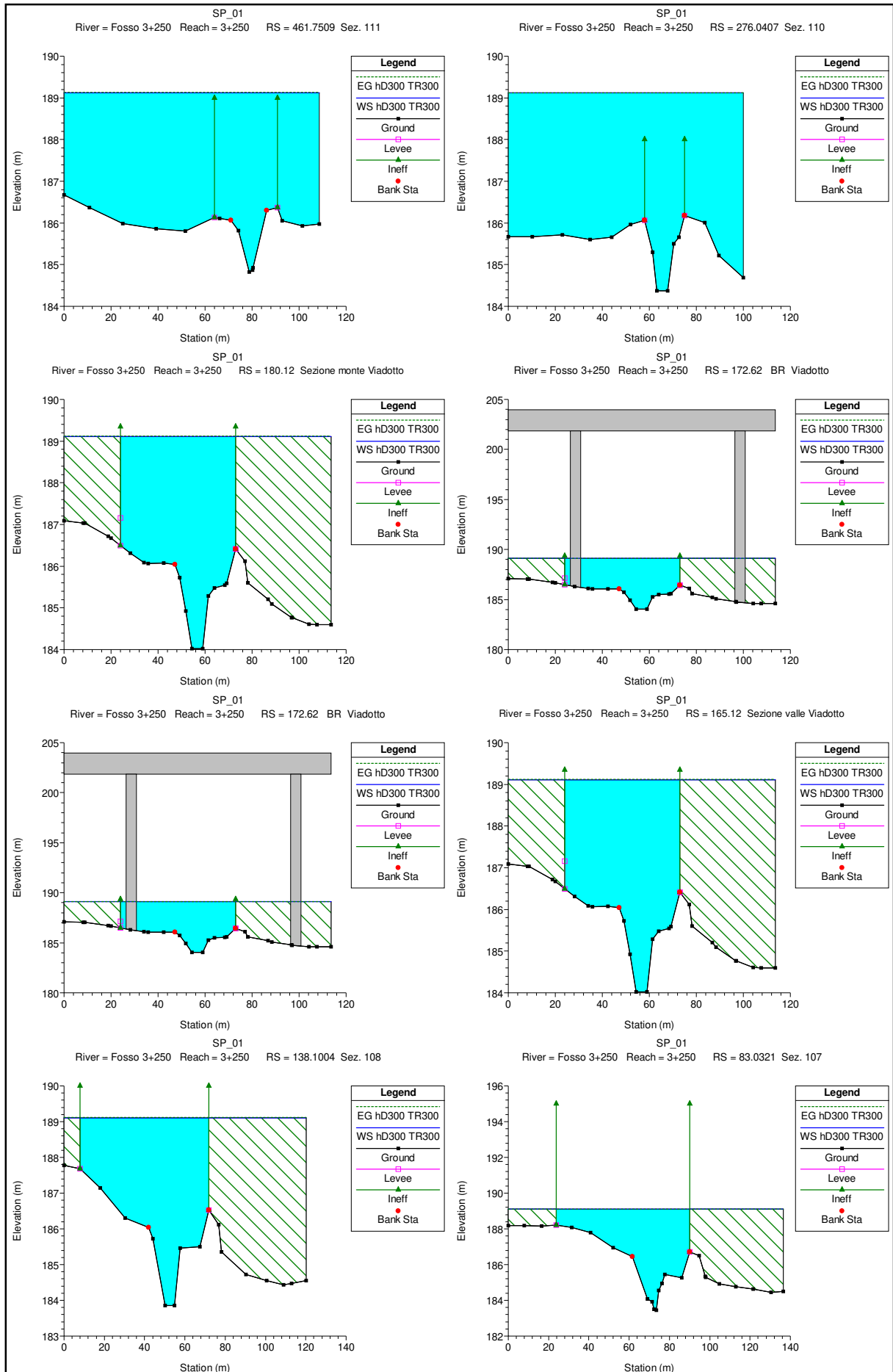


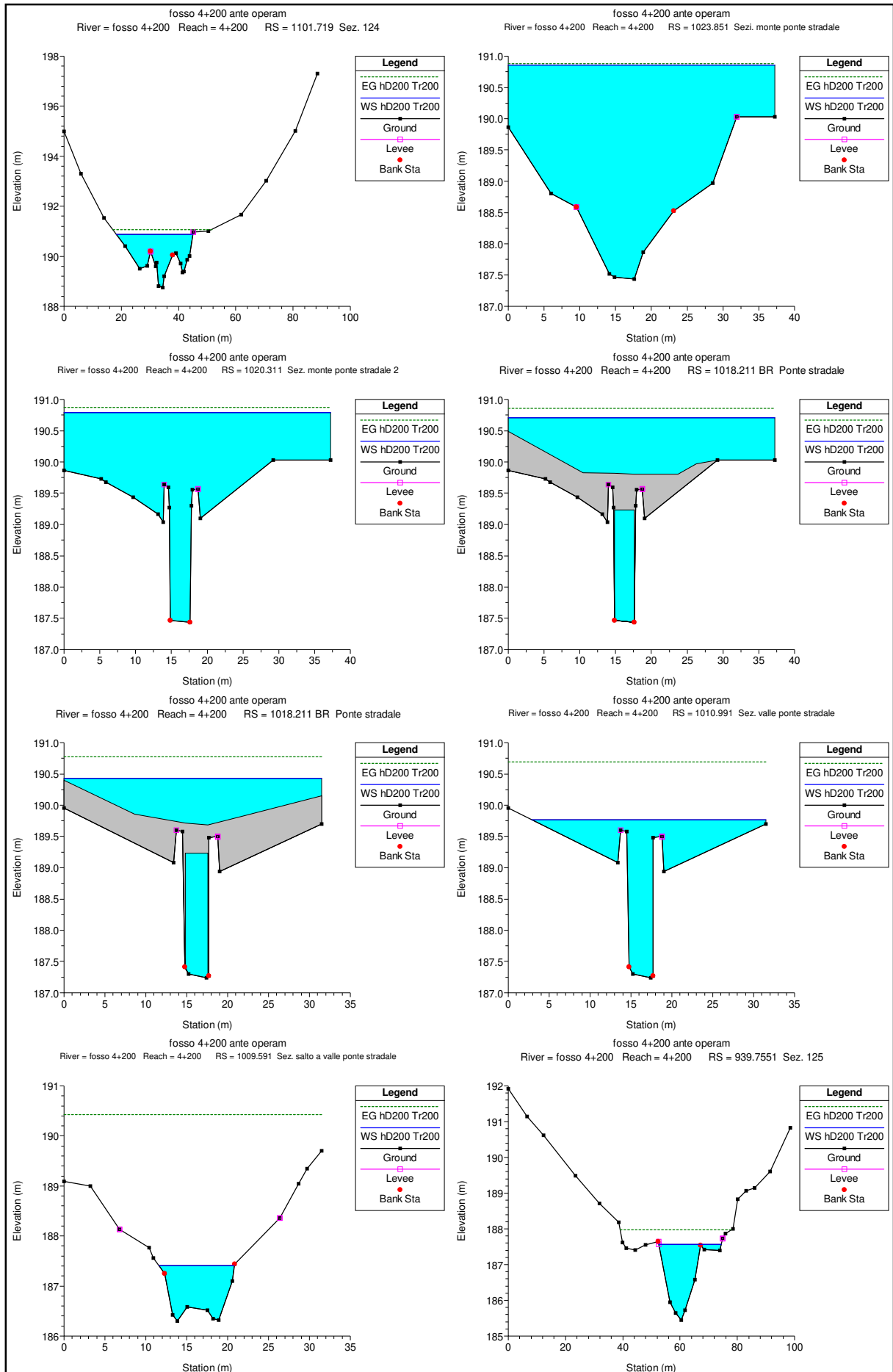


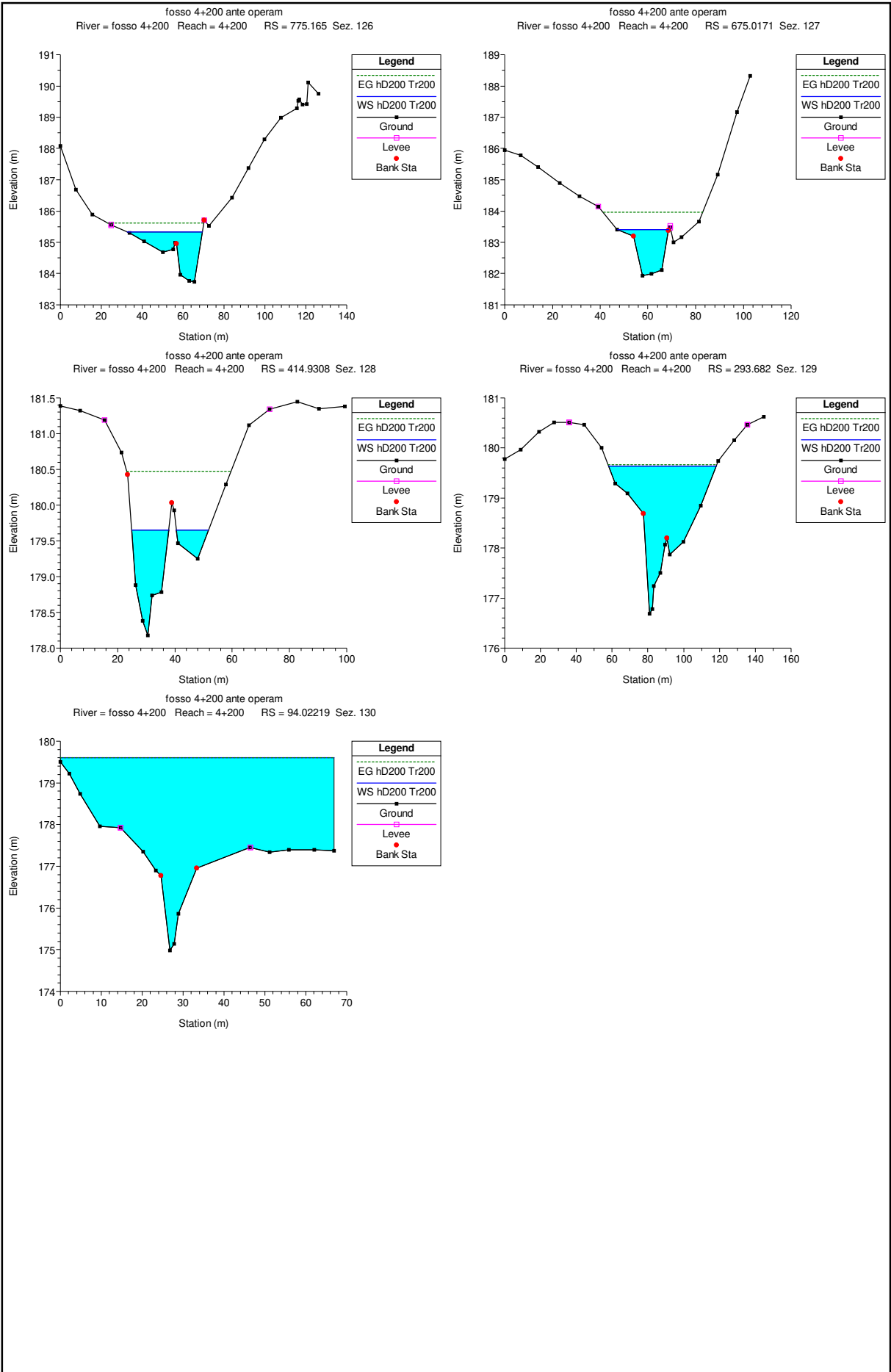


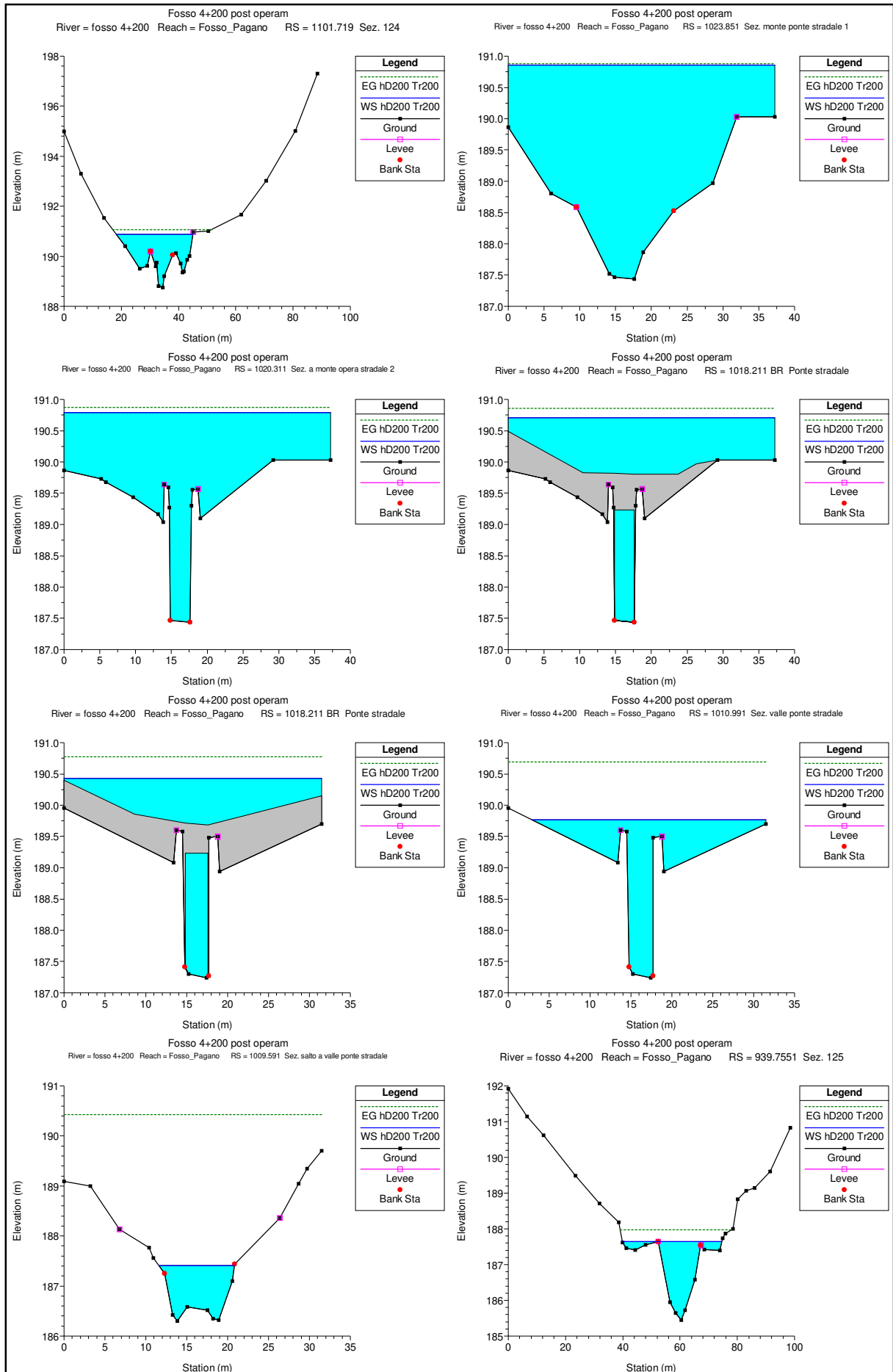


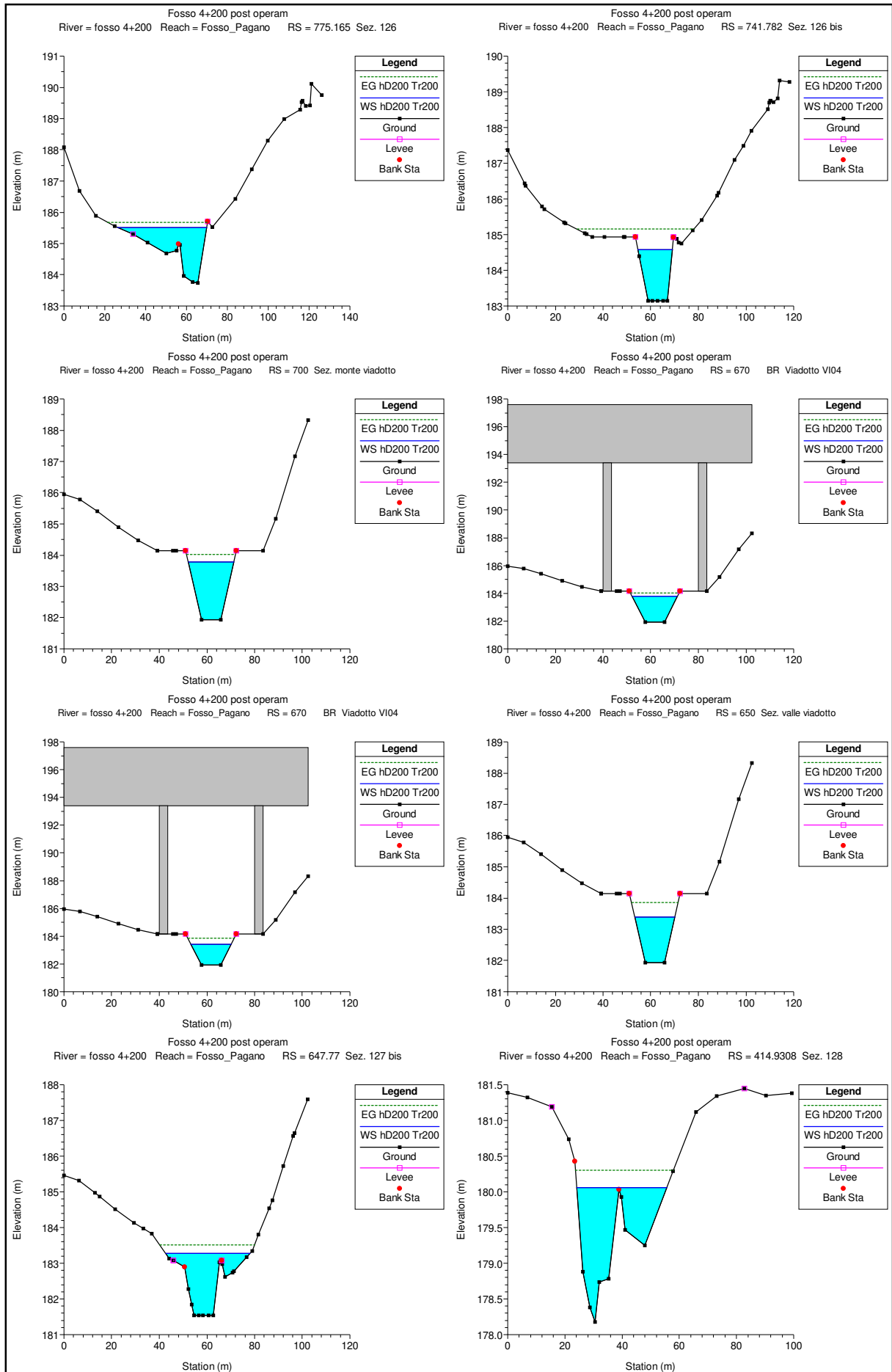


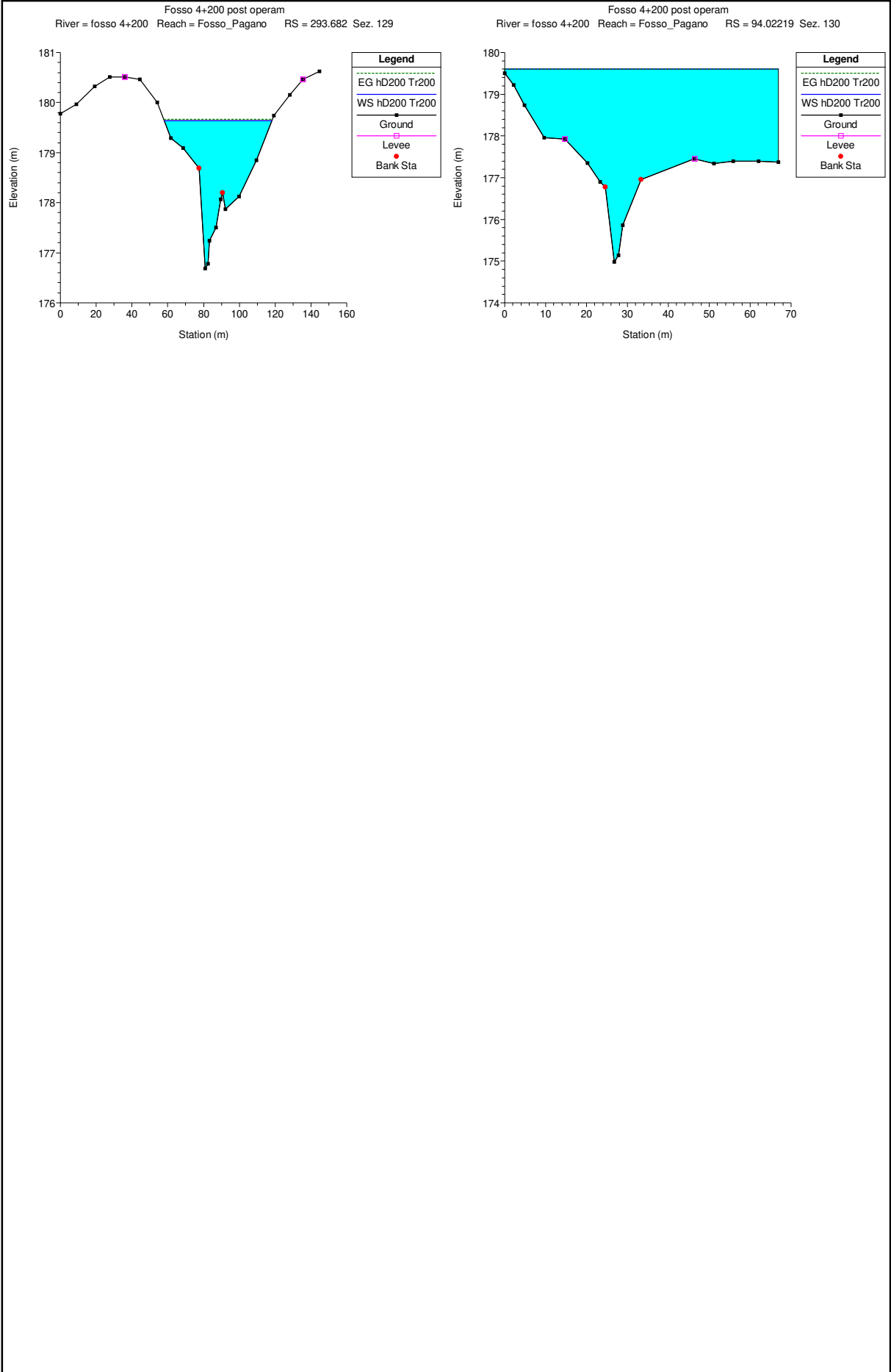


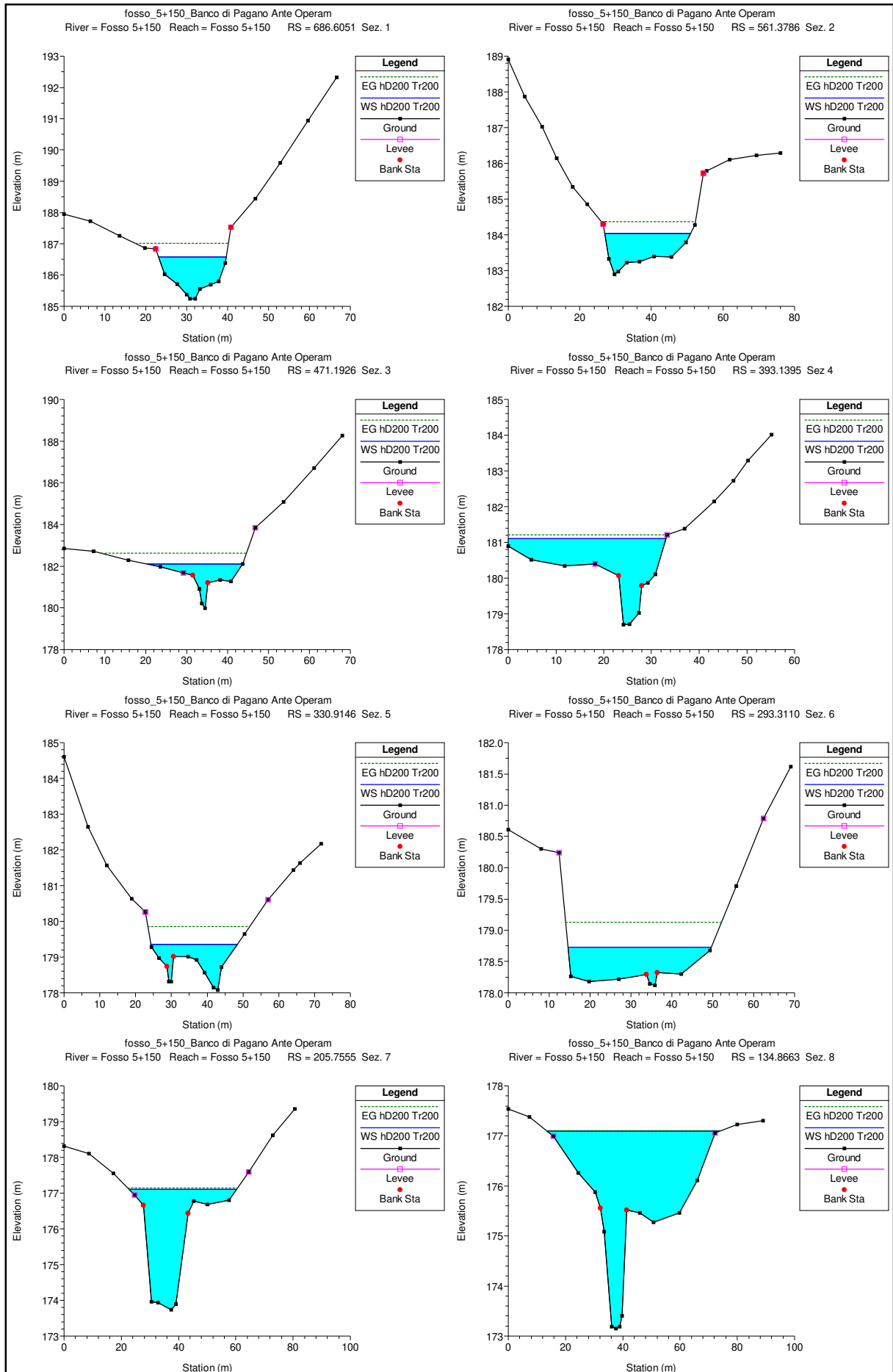




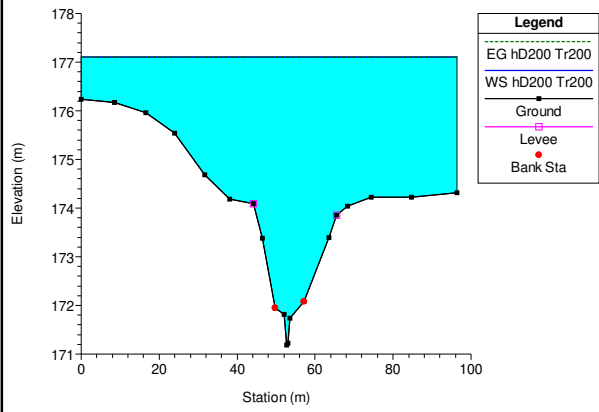


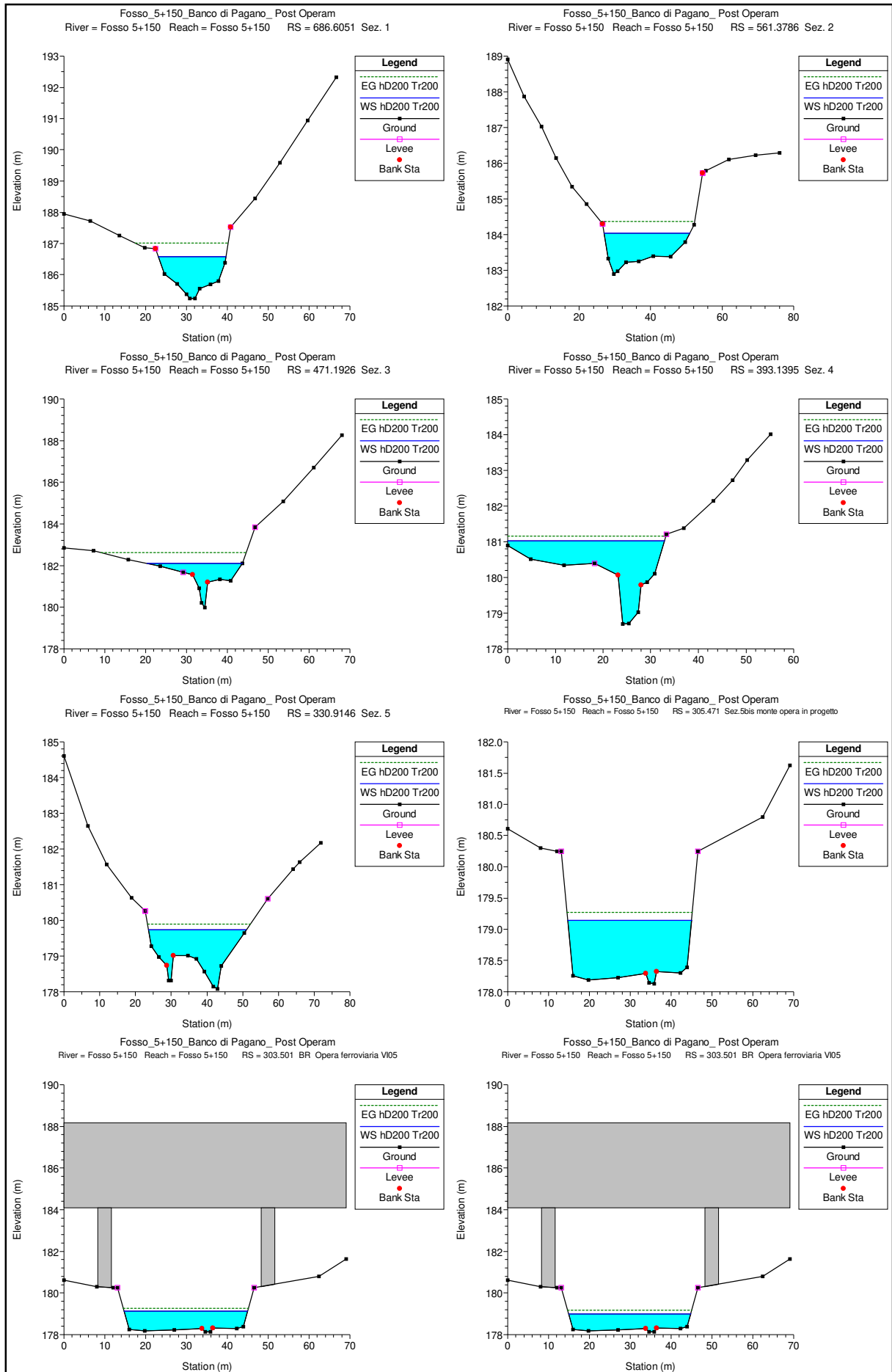


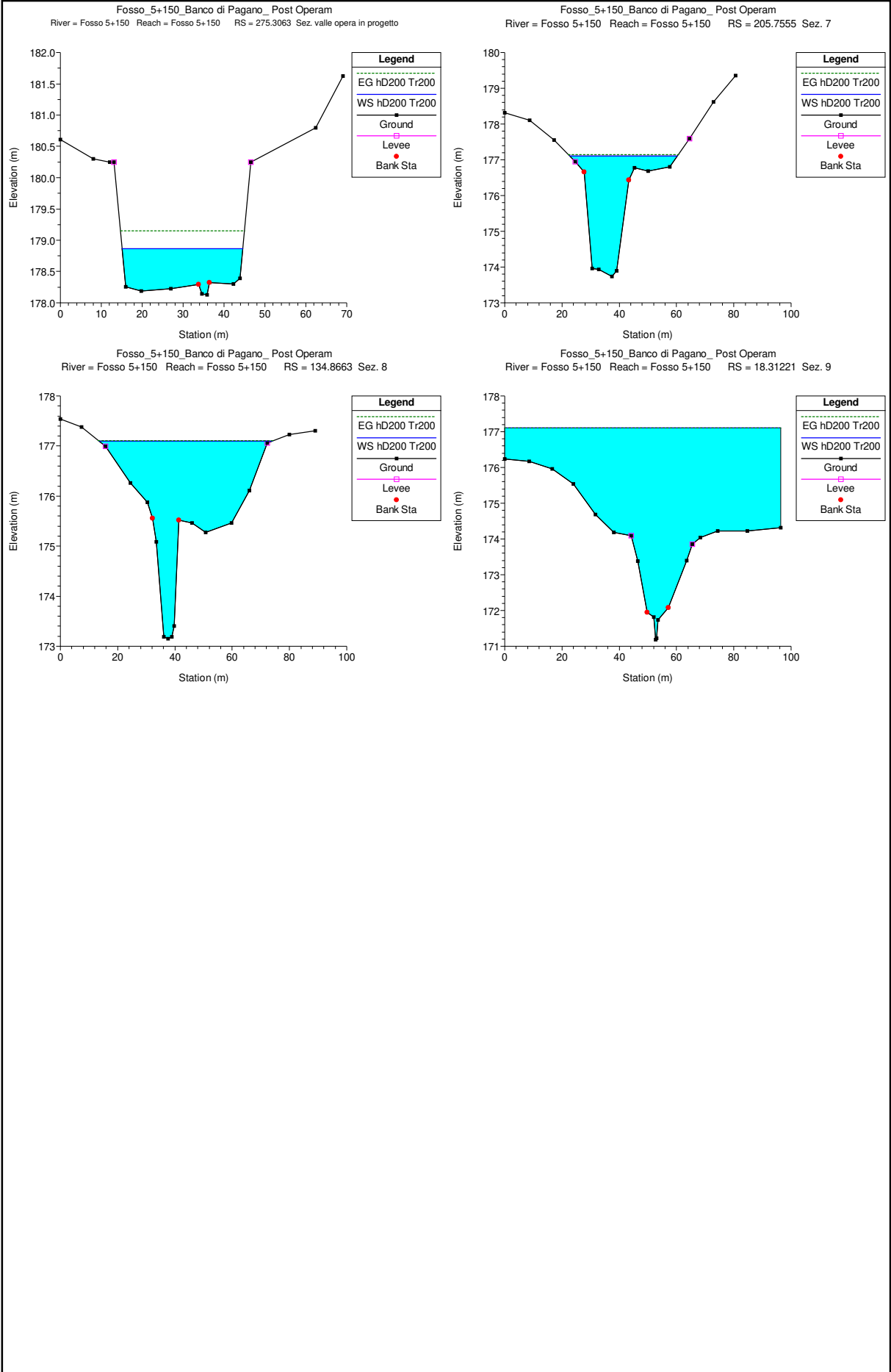


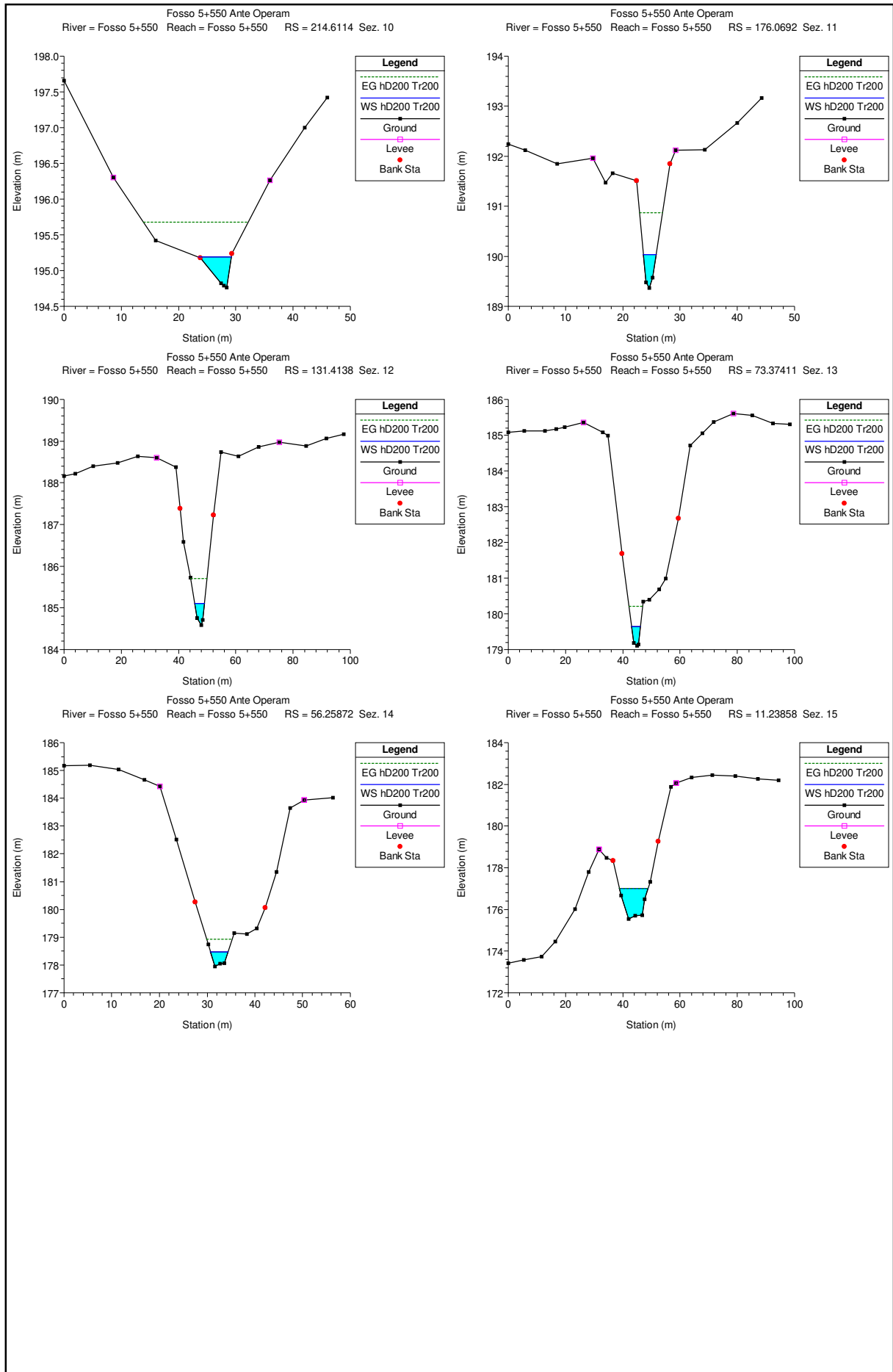


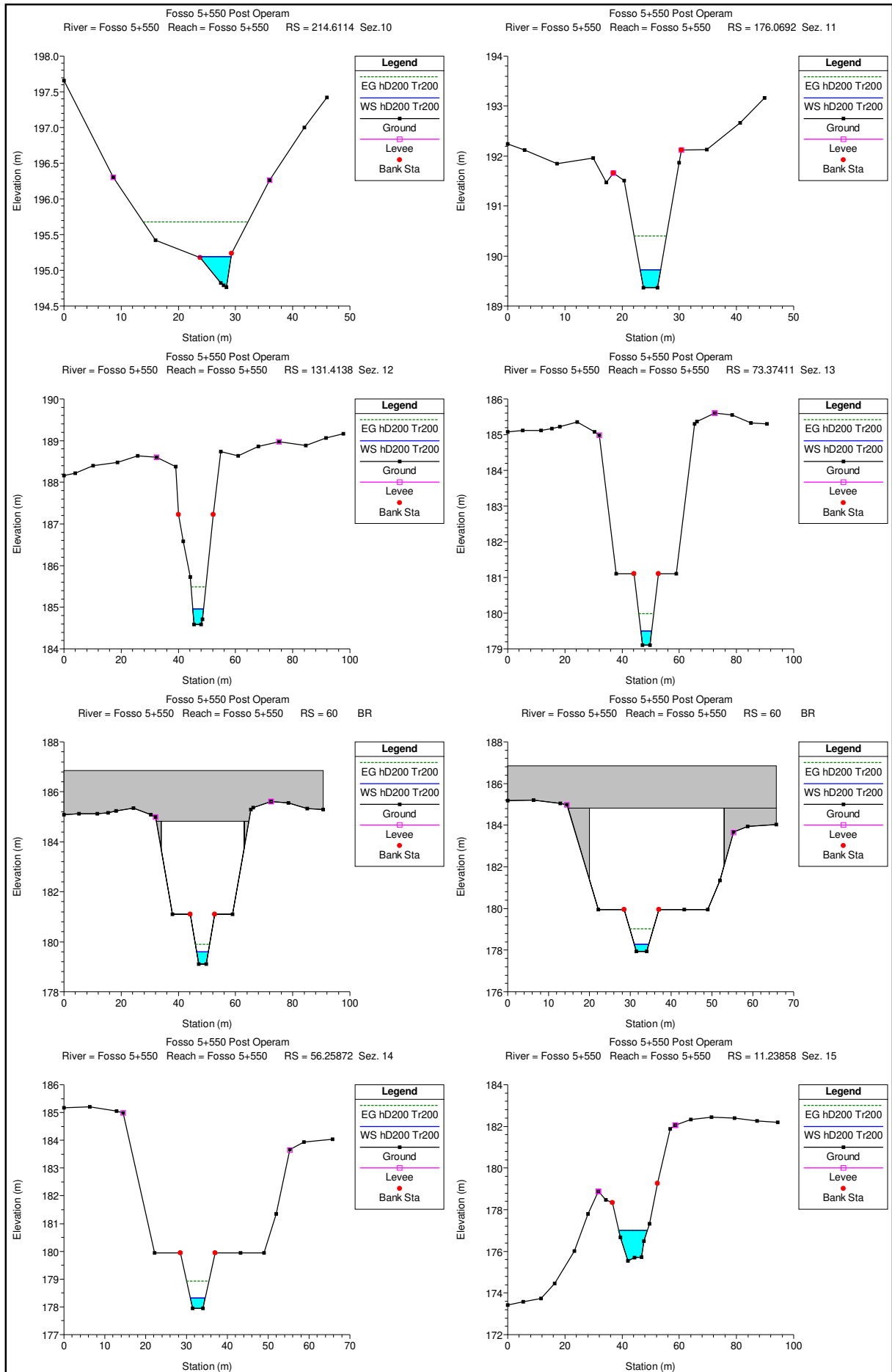
fosso_5+150_Banco di Pagano Ante Operam
River = Fosso 5+150 Reach = Fosso 5+150 RS = 18.31221 Sezi. 9

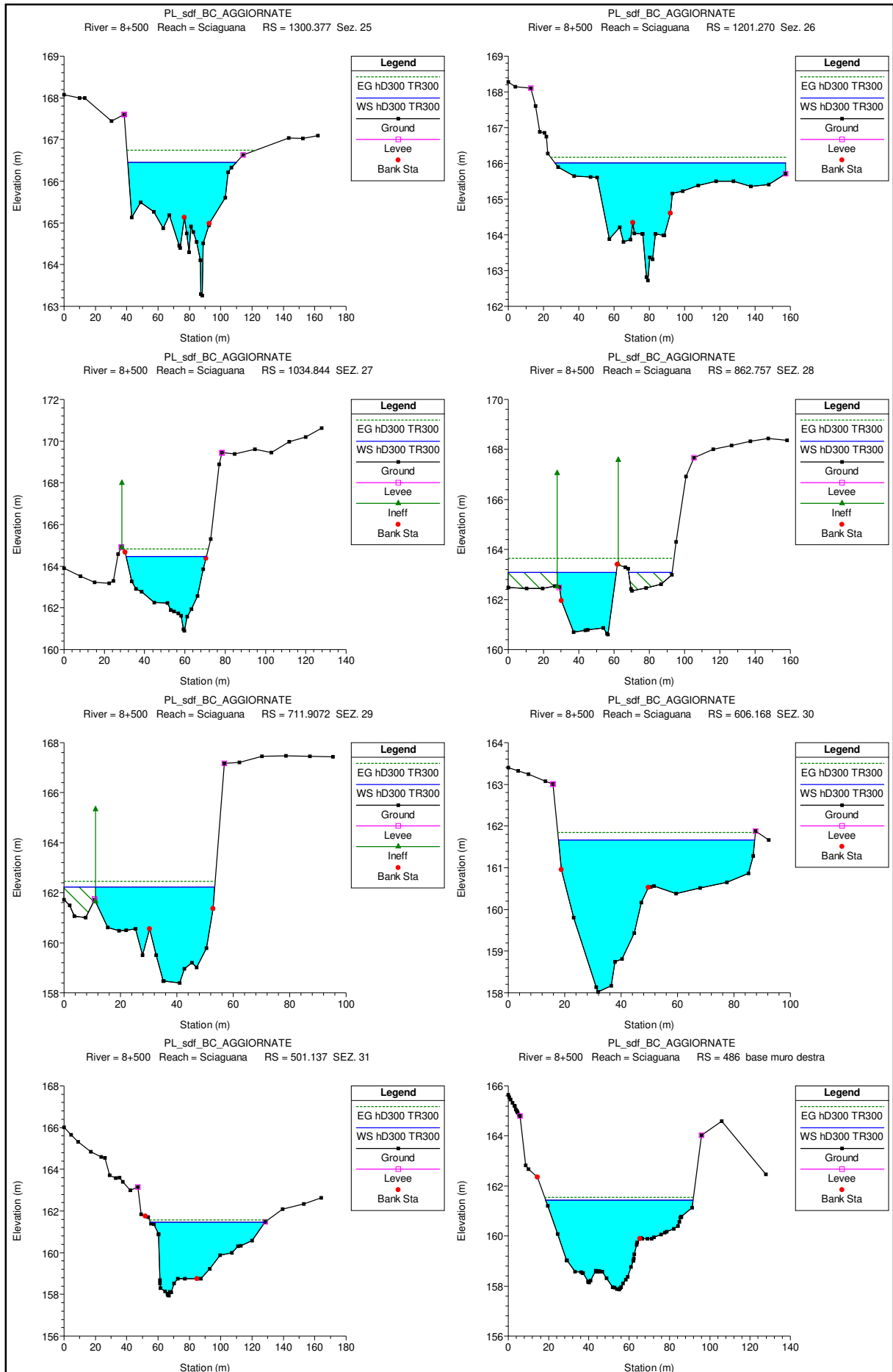


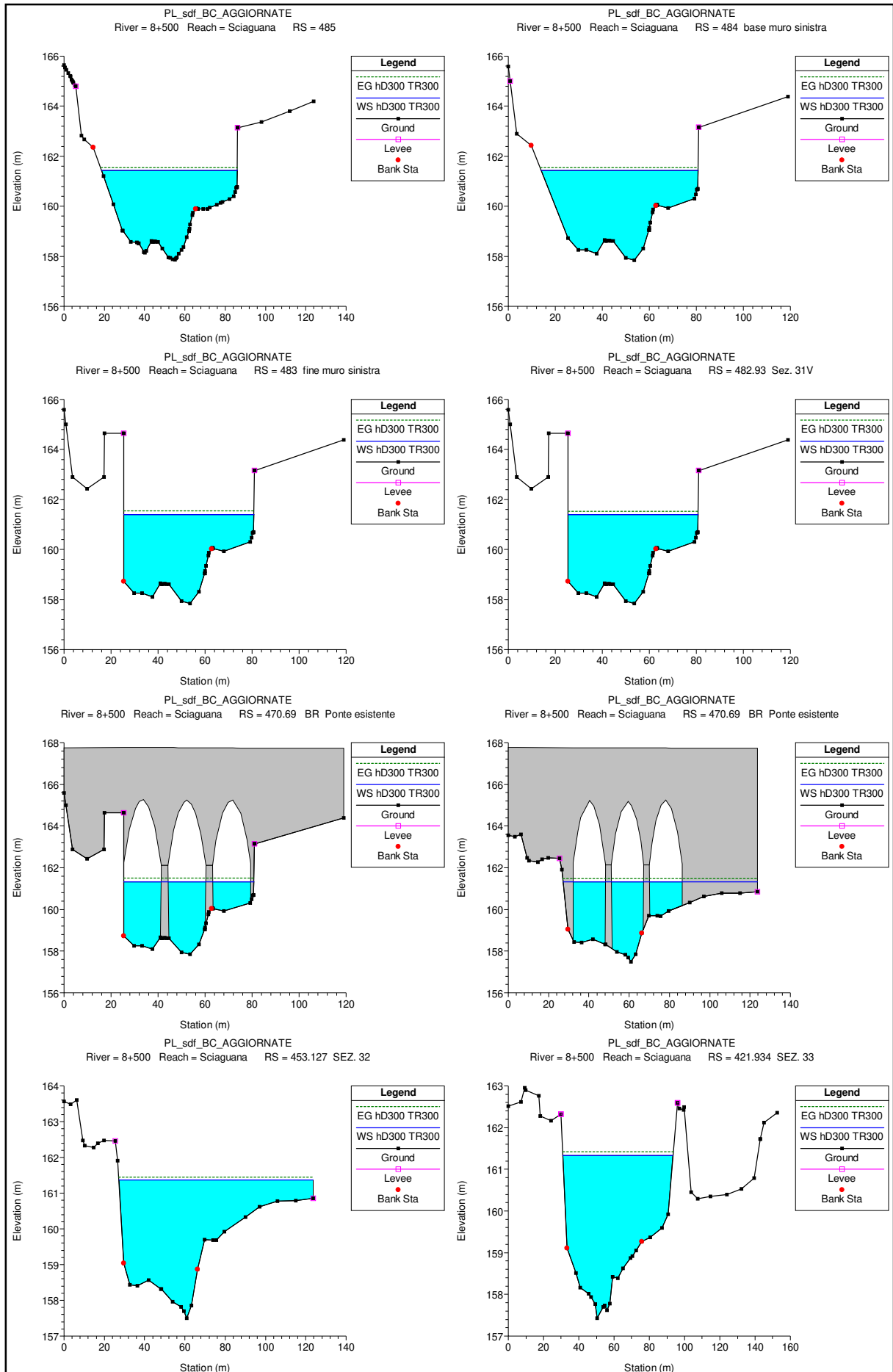


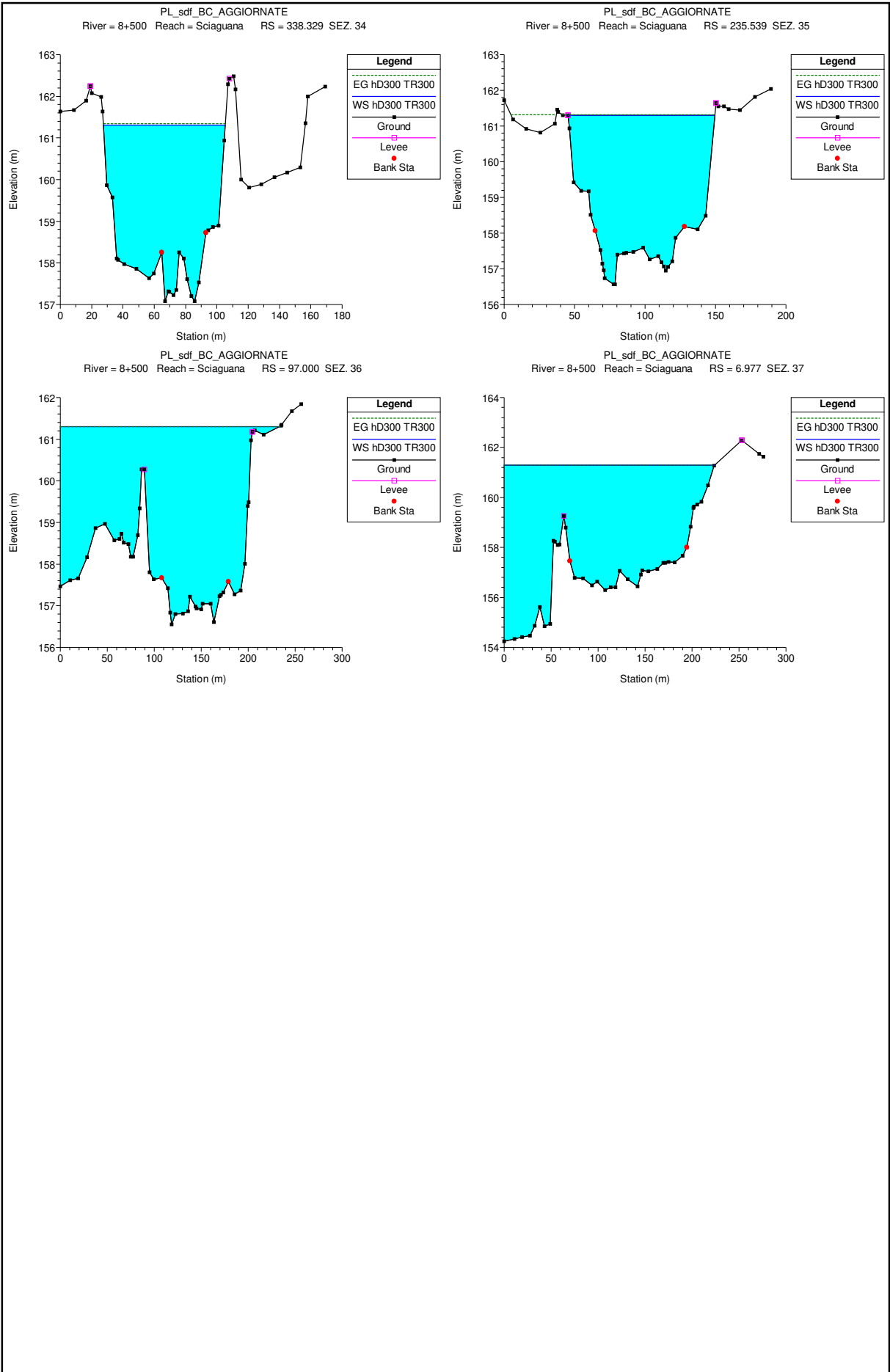


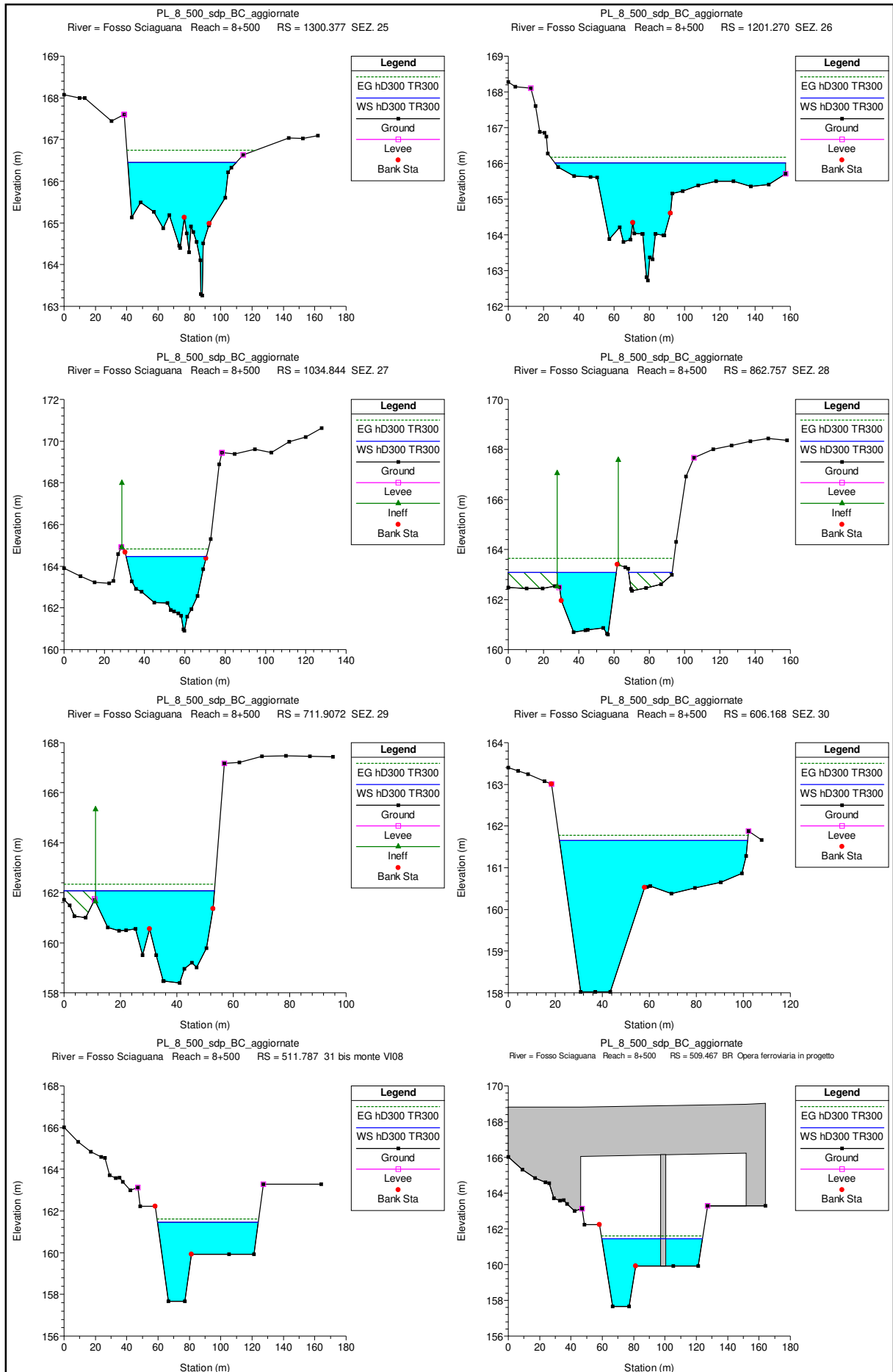


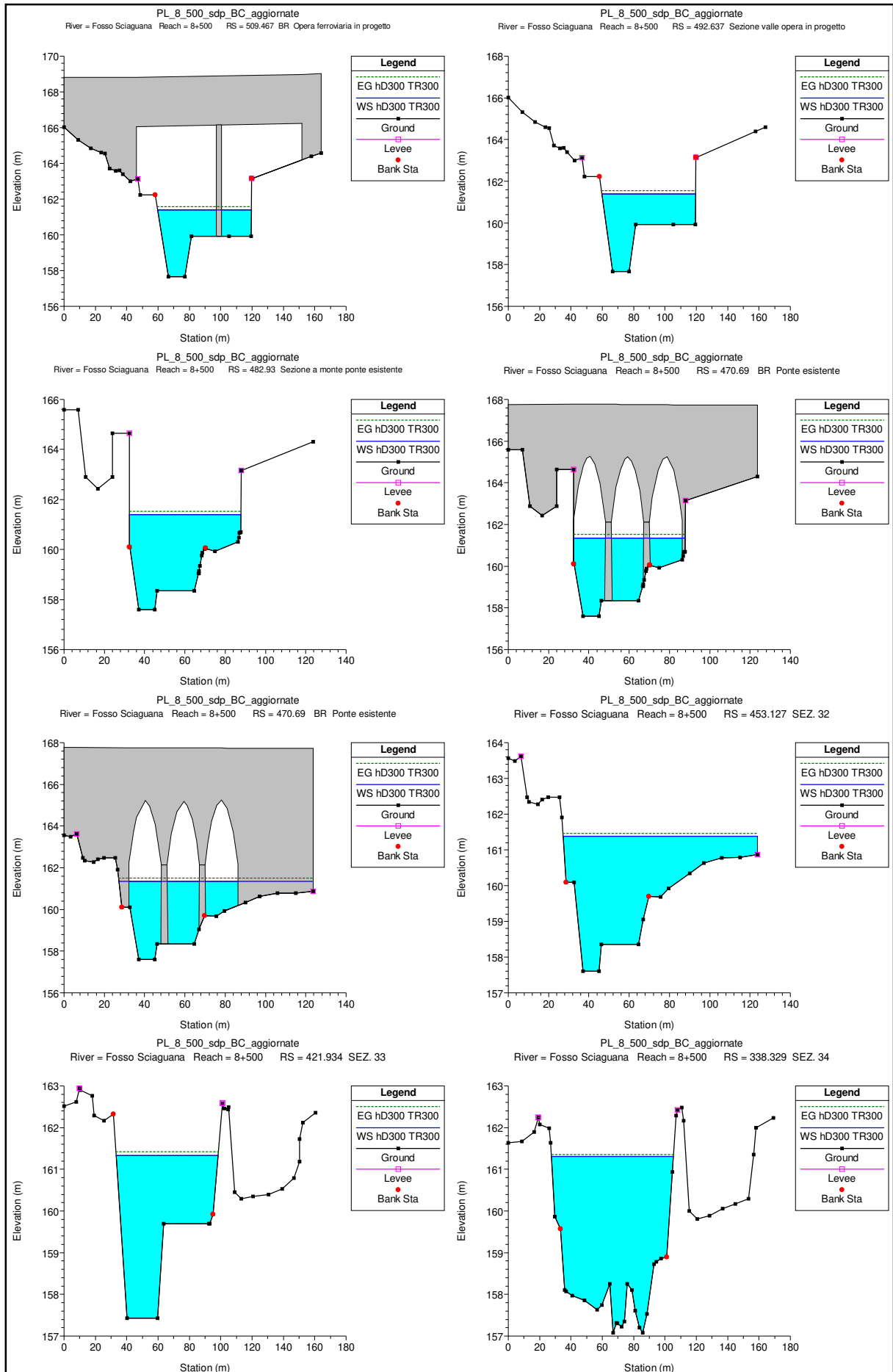


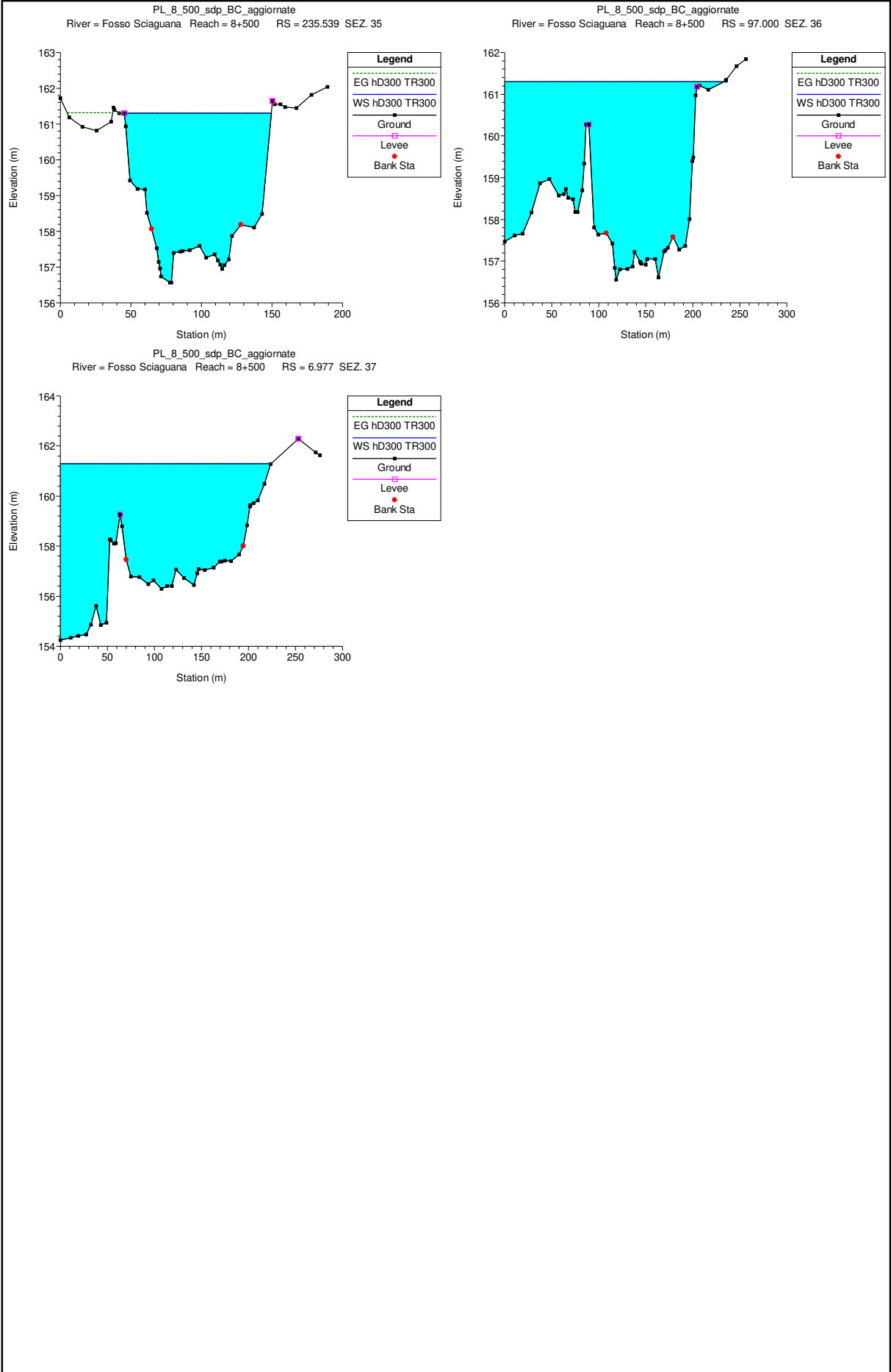


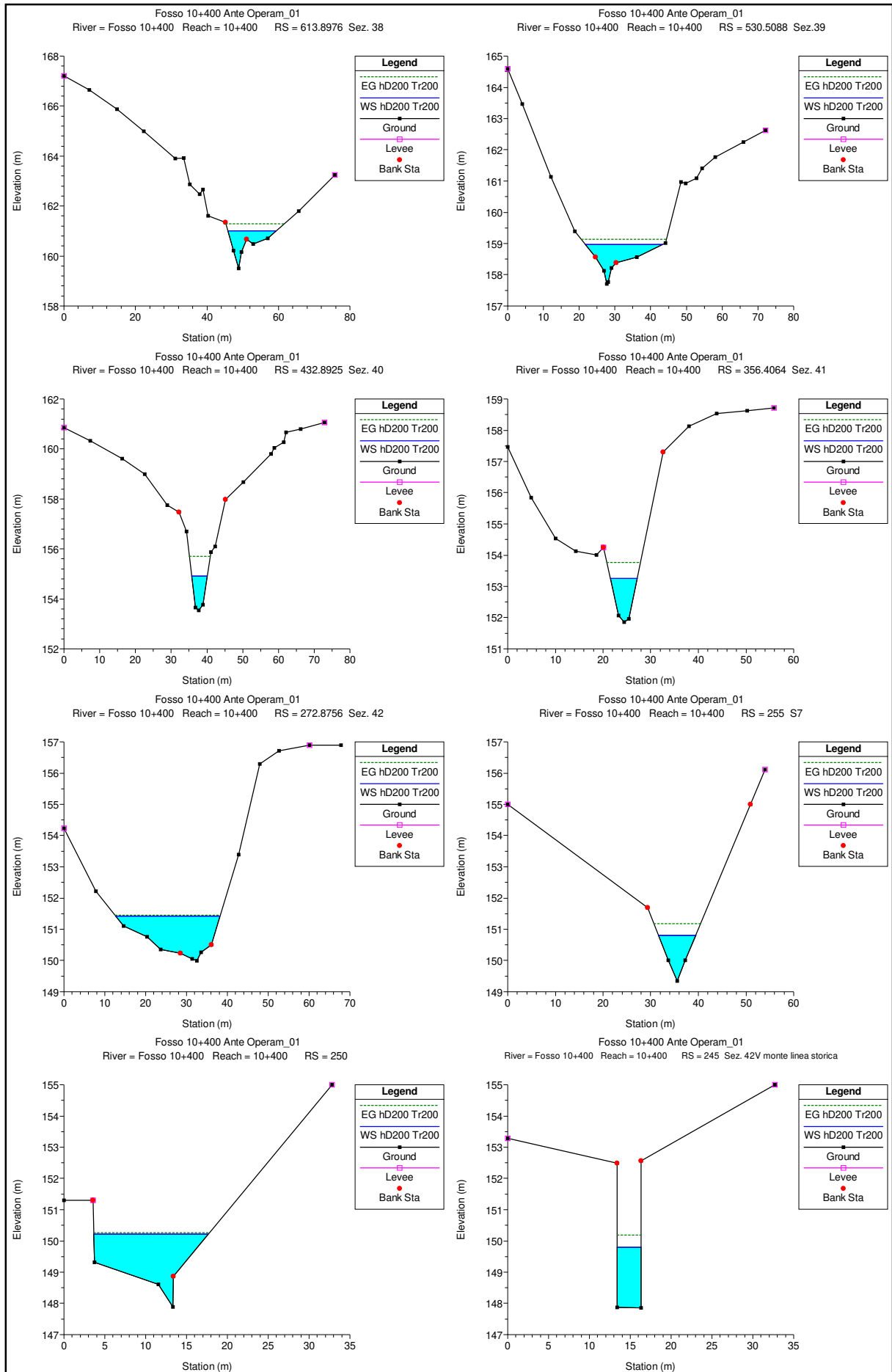


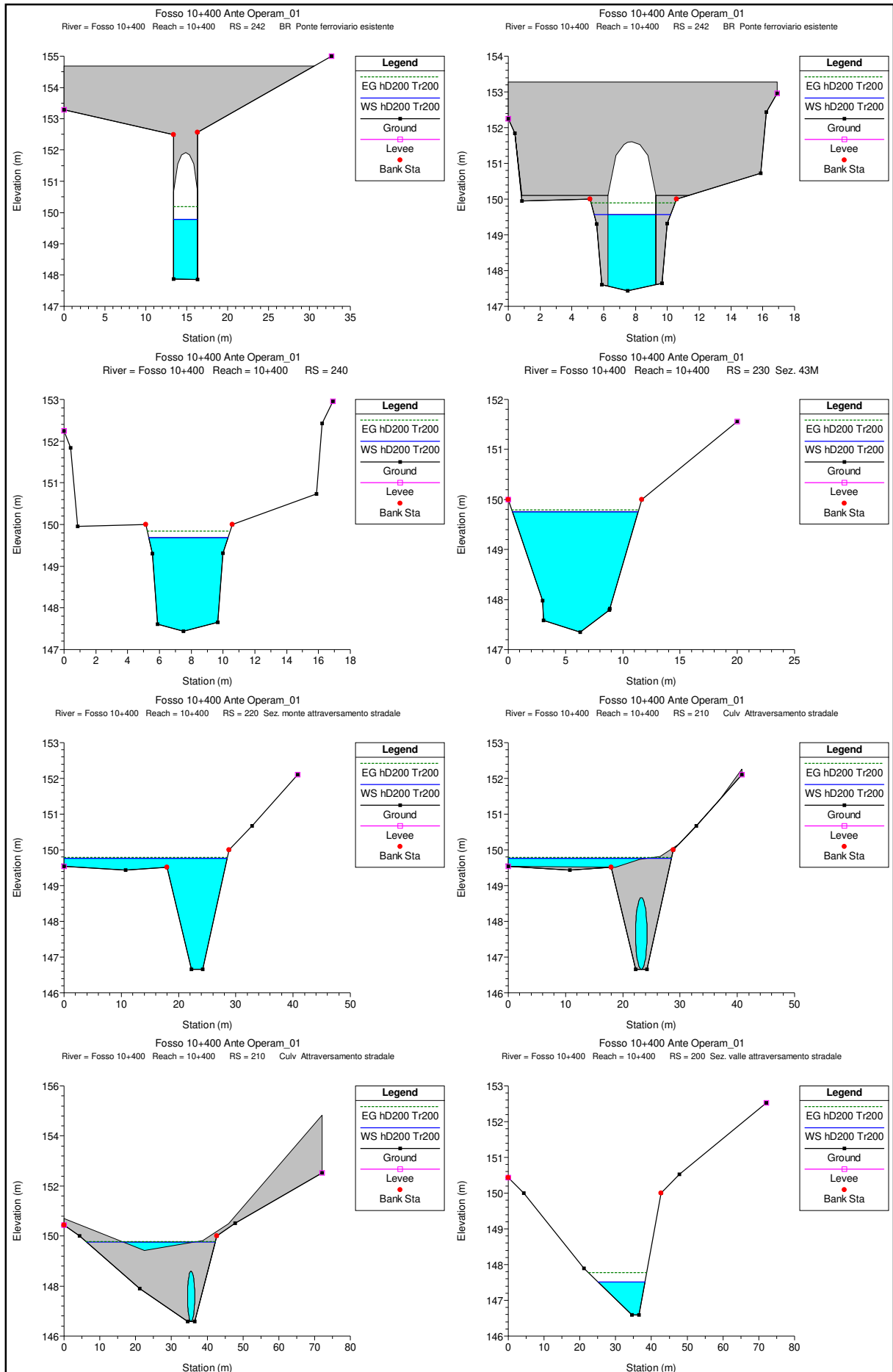




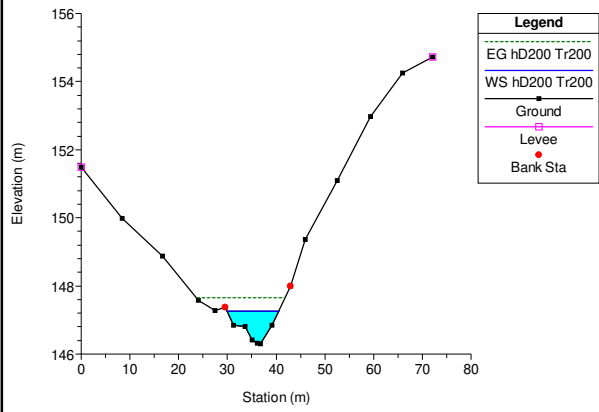




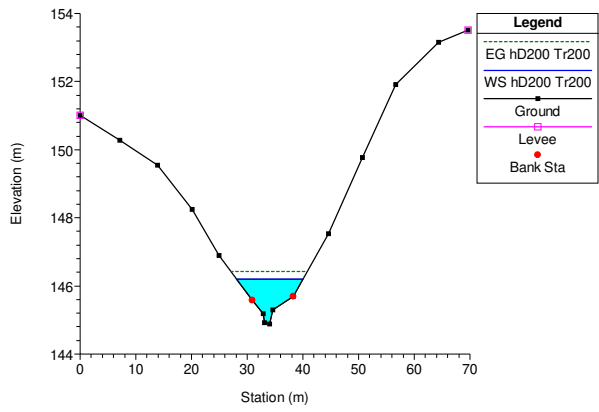




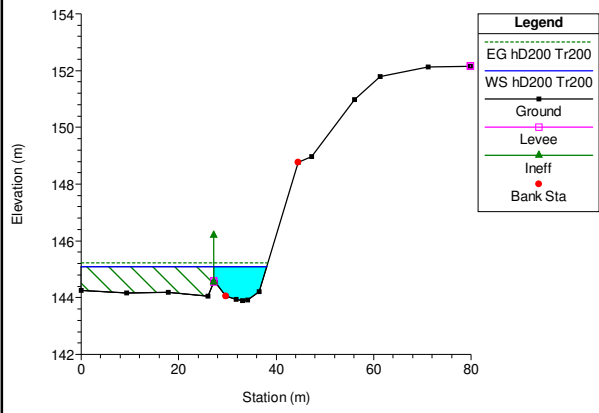
Fosso 10+400 Ante Operam_01
 River = Fosso 10+400 Reach = 10+400 RS = 189.8649 Sezione 43

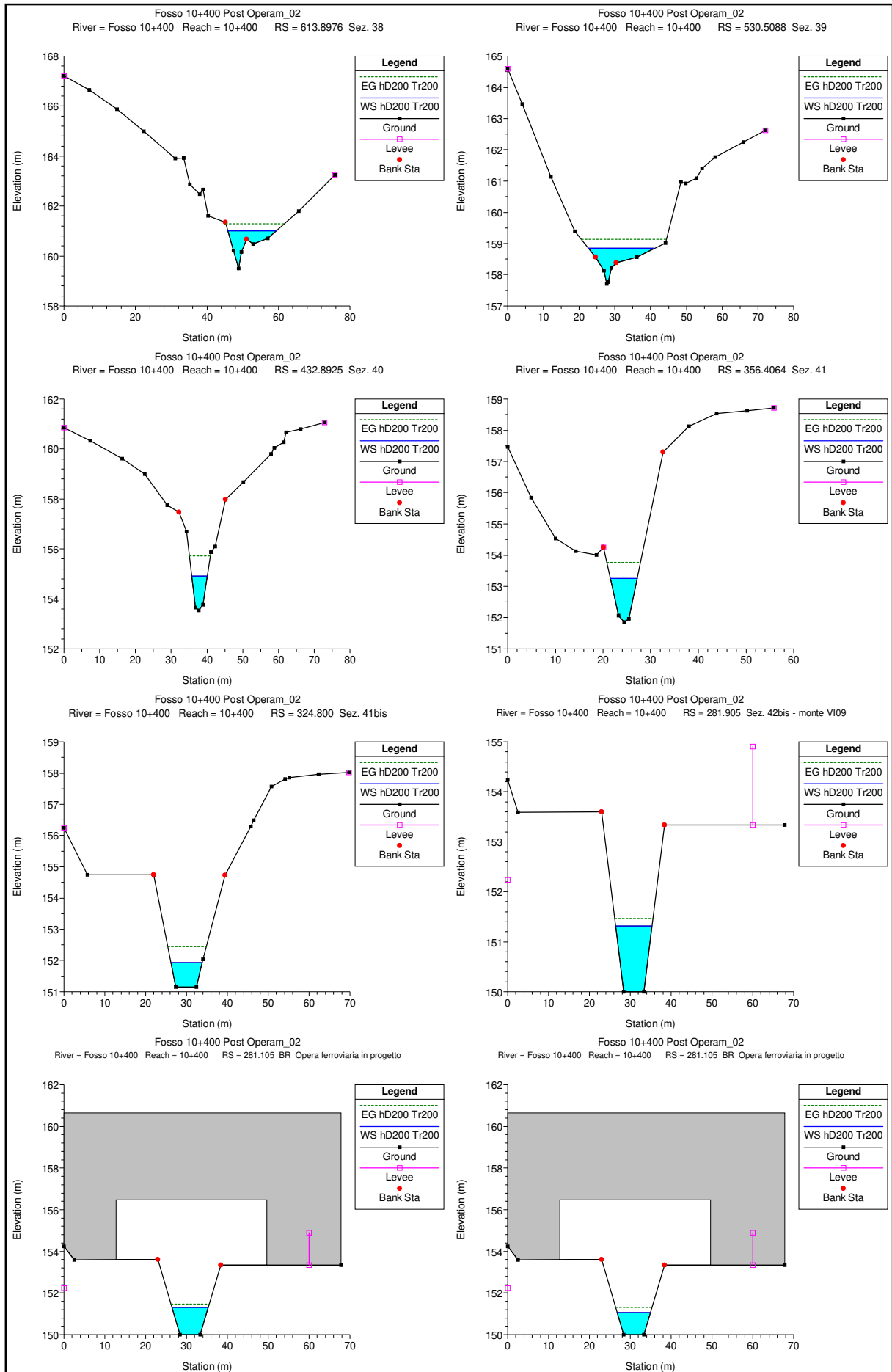


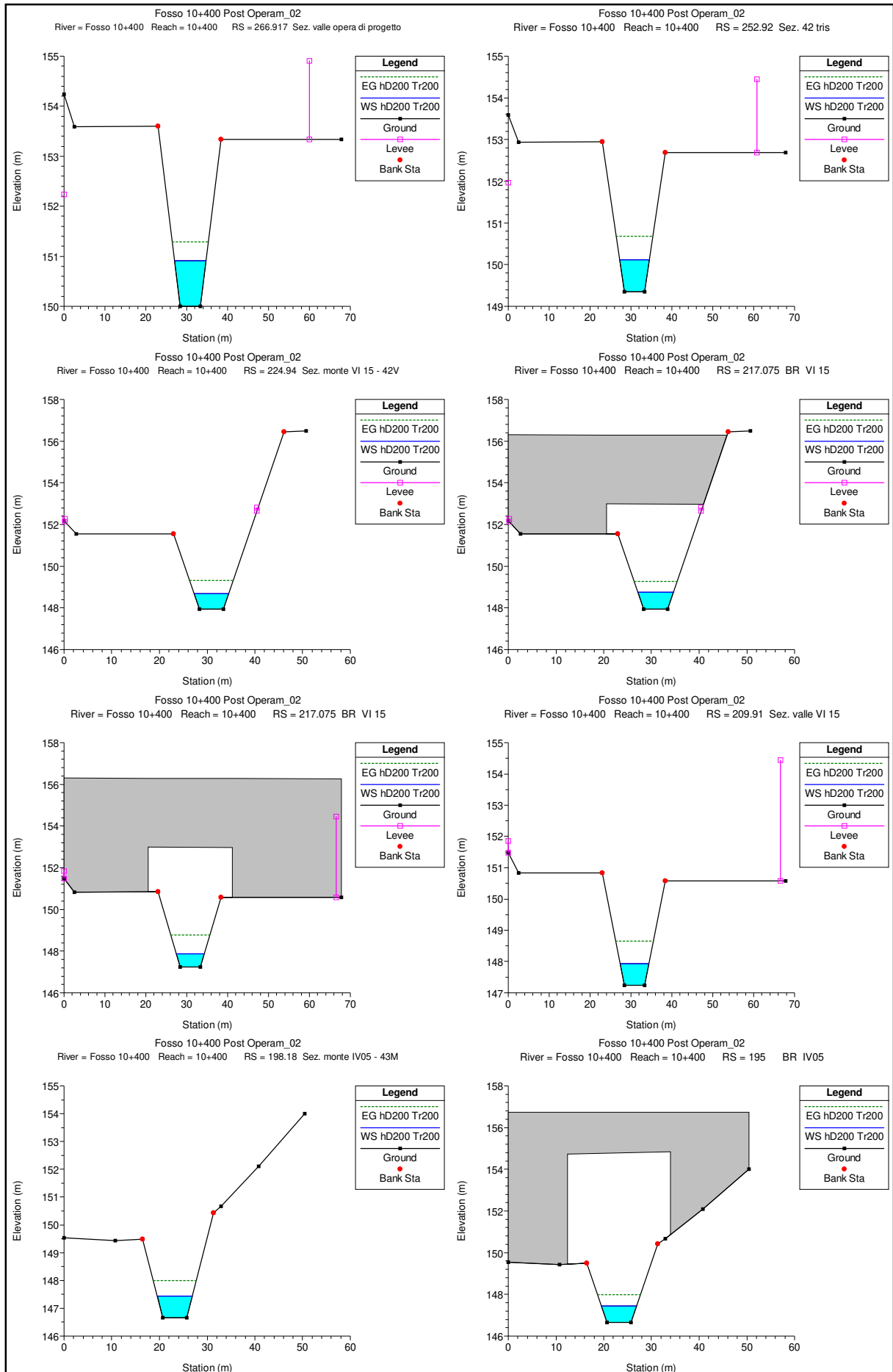
Fosso 10+400 Ante Operam_01
 River = Fosso 10+400 Reach = 10+400 RS = 123.1833 Sezione 44



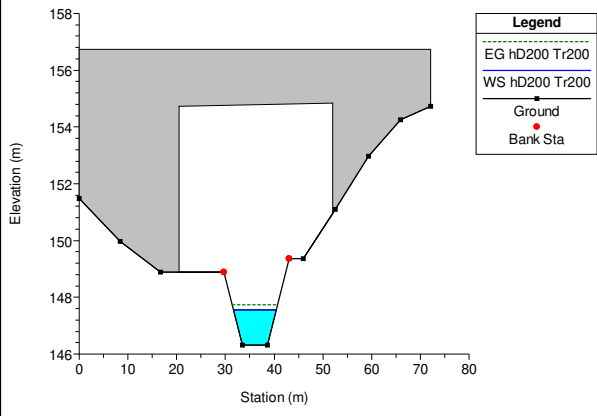
Fosso 10+400 Ante Operam_01
 River = Fosso 10+400 Reach = 10+400 RS = 51.21851 Sezione 45



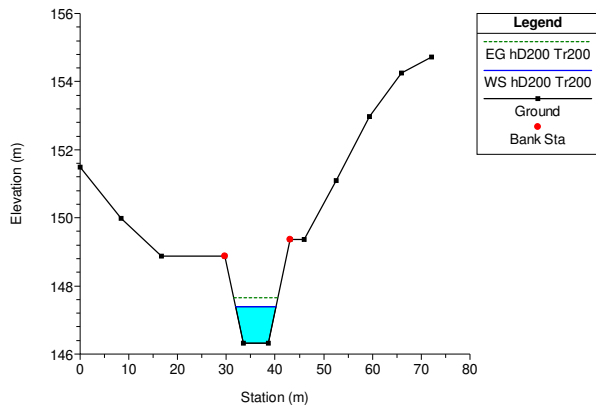




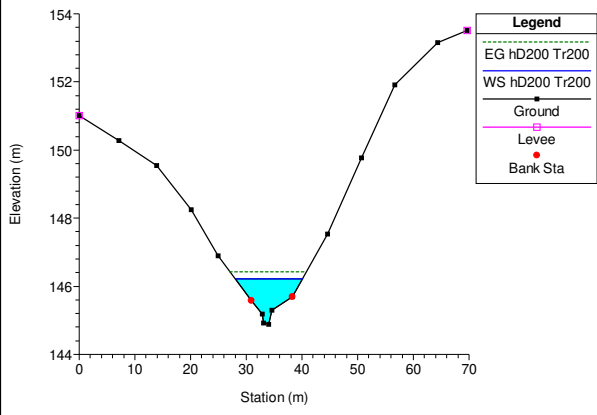
Fosso 10+400 Post Operam_02
 River = Fosso 10+400 Reach = 10+400 RS = 195 BR IV05



Fosso 10+400 Post Operam_02
 River = Fosso 10+400 Reach = 10+400 RS = 189.8649 Sez. 43



Fosso 10+400 Post Operam_02
 River = Fosso 10+400 Reach = 10+400 RS = 123.1833 Sez. 44



Fosso 10+400 Post Operam_02
 River = Fosso 10+400 Reach = 10+400 RS = 51.21851 Sez. 45

