

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO
E MESSA IN SICUREZZA URGENTE (M.I.S.U.)
DELLE AUTOSTRADE A24 E A25
ART. 1 COMMA 183 LEGGE 228/2012**

**ATTRAVERSAMENTI FLUVIALI - INTERVENTI DI PREVENZIONE
DAL RISCHIO DI SCALZAMENTO DI OPERE PRINCIPALI DI ATTRAVERSAMENTO
A25 - Sv. CH-PE - VIADOTTO PESCARA 2°**

PROGETTO ESECUTIVO

SISTEMAZIONI IDRAULICHE

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
29701	E	000	O1004	IDR	RE	001	B	
Rev.	Data	Descrizione				Redatto	Verificato	Approvato
A	Settembre 2021	Emissione				R. Gaudenzi	R. Gaudenzi	G. Diomede
B	Febbraio 2022	Revisione a seguito osservazioni G.C. Idraulico				R. Gaudenzi	R. Gaudenzi	G. Diomede

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:



OP. IDRAULICHE: Ing. R. Gaudenzi (Ord. Ingg. Roma n. 23683/A)
OP. GEOTECNICHE: Ing. P. Ricci (Ord. Ingg. Roma n. 12975)
OP. STRUTTURALI: Ing. A. Ferrara (Ord. Ing. Chieti n.2470)
GEOLOGIA: Geol. G. Aniballi (Ord. Geol. Lazio n. 1941)
SICUREZZA (CSP): Ing. V. Mastrodicasa (Ord. Ing. Pescara n.2175)
COMPUTI E STIME: Geom. S. Ferrari

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Matteo Rubino
Ord. Ingg. Bologna n. 7394/A

IL DIRETTORE TECNICO:

Ing. Gianfranco Diomede
Ordine degli Ingegneri
di Pescara n.302

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

VISTO
Dott. Ing. Tonino Russo



**strada dei
PARCHI***spa*
A24 autostrade A25

SOMMARIO

1	INQUADRAMENTO DEL PROGETTO.....	3
2	VIADOTTO PESCARA 2° (SVINCOLO CH-PE)	4
2.1	PAI E PSDA ABRUZZO.....	6
2.2	GALLERIA FOTOGRAFICA.....	9
2.3	IL MODELLO IDRAULICO	11
2.3.1	RILIEVO	11
2.3.2	MODELLAZIONE IDRAULICA.....	12
2.3.3	LE PORTATE DI PROGETTO.....	13
2.3.4	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI	13
2.4	STATO DI FATTO.....	13
2.5	STATO DI PROGETTO.....	19
2.5.1	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI – STATO DI PROGETTO.....	22
2.5.2	DIMENSIONAMENTO SCOGLIERA IN MASSI	27
2.6	FASE DI CANTIERE	28
3	APPENDICE	31
3.1	IL MODELLO MATEMATICO HEC-RAS.....	31
3.2	CRITERI DIMENSIONAMENTO PROTEZIONI FONDO E SPONDE	42
4	ALLEGATO 1: MONOGRAFIE DEI CAPISALDI	45

5 ALLEGATO 2: SEZIONI TRASVERSALI MODELLAZIONE IDRAULICA49

1 INQUADRAMENTO DEL PROGETTO

Gli eventi meteorici eccezionali che hanno colpito la regione Abruzzo nel febbraio/marzo 2015 hanno profondamente aggravato la situazione di alcune difese spondali poste a protezione delle pile dei viadotti attraversanti i principali corsi d'acqua regionali, tanto che è stato dichiarato lo stato di emergenza regionale con delibera del Cons. dei Ministri del 29/4/15.

In questa relazione si descrive l'intervento di progetto sul Fiume Pescara, in corrispondenza del Viadotto Pescara 2°, sulla rampa di accesso allo svincolo autostradale Chieti-Pescara, dove le ultime piene del Fiume Pescara hanno aggravato lo scalzamento delle sponde e hanno generato uno scalzamento localizzato in corrispondenza della Pila 4.

L'intervento di progetto, pertanto, ha la finalità di ripristinare entrambe le sponde del corso d'acqua e scongiurare che l'erosione in corrispondenza della Pila 4 possa progredire.

Sempre lungo il Fiume Pescara è previsto un secondo intervento poco a monte, in corrispondenza del Viadotto Ponte sul Pescara (A25). Per i due tratti sono stati previsti progetti separati, sebbene si sia utilizzata la stessa tipologia di intervento.

Nella seguente figura si riporta la posizione dei due viadotti interessati dagli interventi di ripristino delle sponde lungo l'autostrada A25.

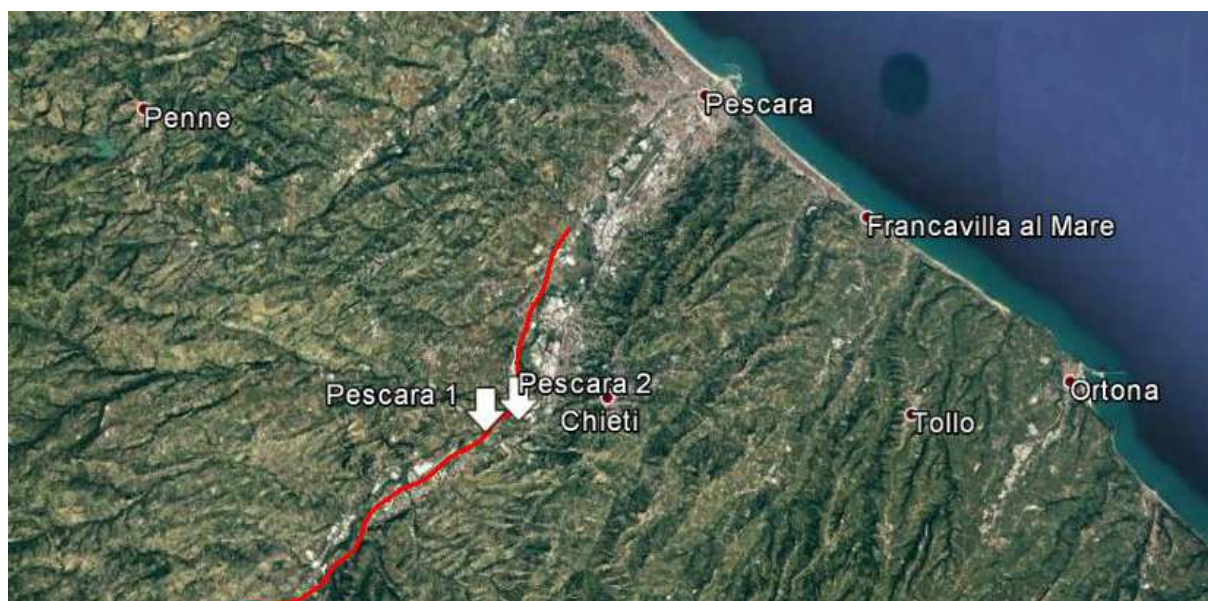


Figura 1 – “Posizione dei due viadotti sull’Autostrada A25 dove sono previsti interventi spondali”

2 VIADOTTO PESCARA 2° (SVINCOLO CH-PE)

Gli interventi in progetto in corrispondenza dell'attraversamento Pescara 2° (Svincolo CH-PE) hanno il primario obiettivo di ripristinare le sponde erose dal fiume durante gli ultimi eventi di piena e di proteggere l'opera autostradale.

In Figura 2 si riporta l'inquadramento planimetrico del viadotto mentre in Figura 3 una vista prospettica del viadotto da monte.

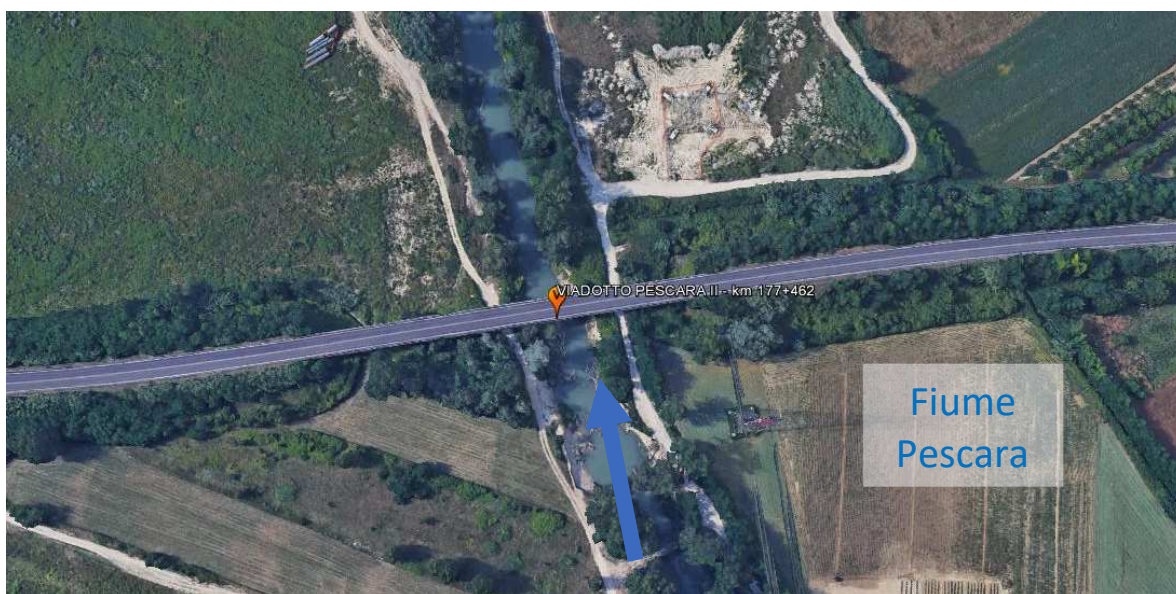


Figura 2 – "Inquadramento planimetrico del viadotto"



Figura 3 – "Vista prospettica del viadotto da monte"

Nelle seguenti figure si riportano i disegni As-built del viadotto (profili e planimetria).

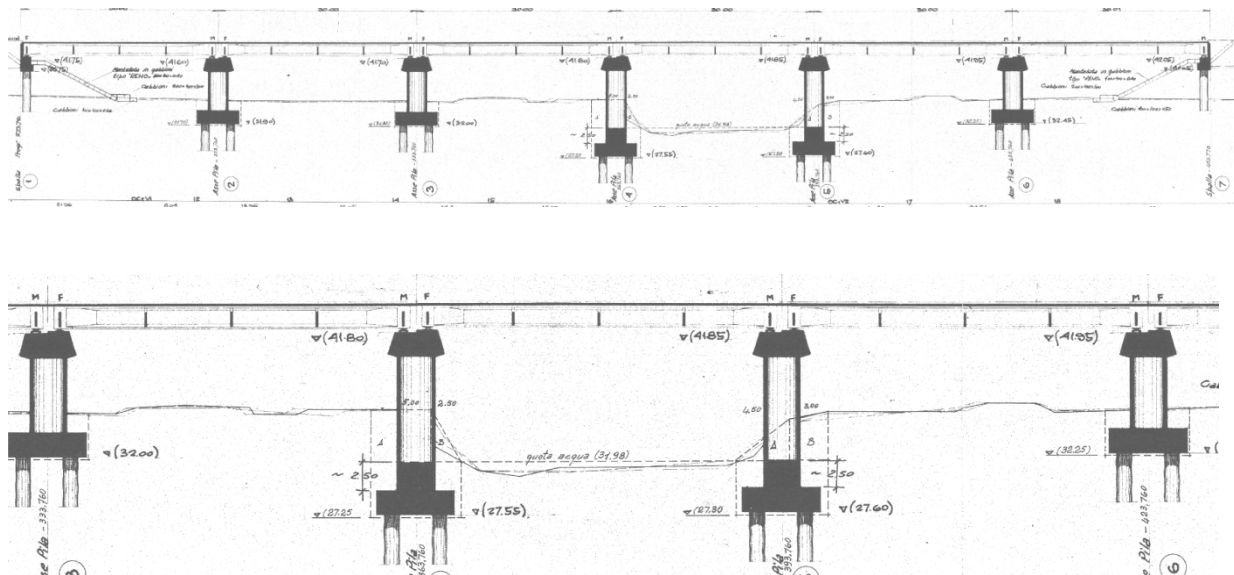


Figura 4 – “Profilo As-built del viadotto (vista da monte)”

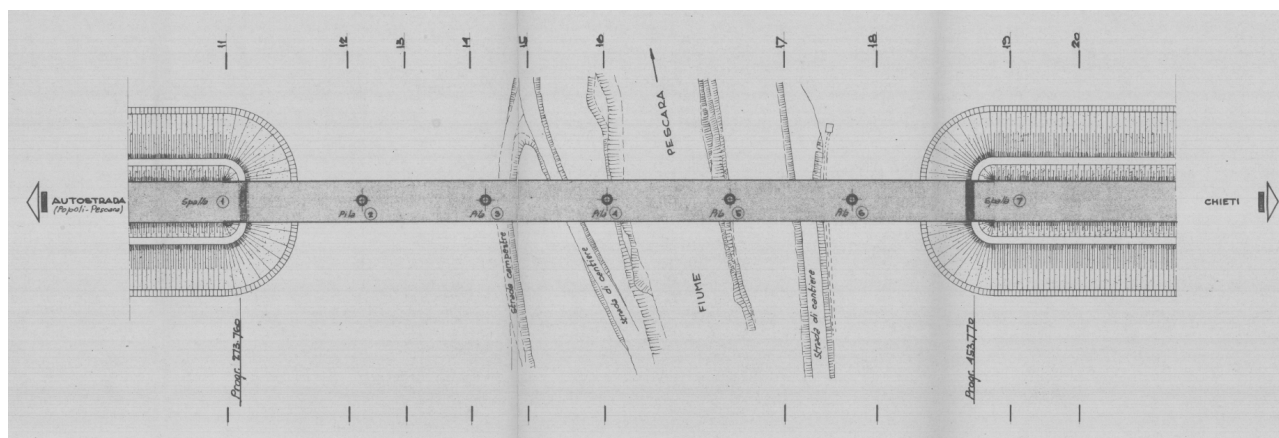


Figura 5 – “Planimetria As-built del viadotto”

Dai sopralluoghi effettuati si è riscontrato il cedimento delle sponde in un tratto di fiume posto circa 40 m a monte del viadotto autostradale. Con tale cedimento si è generato un allargamento del fiume, ben visibile anche dal rilievo celerimetrico riportato nella seguente figura.



Figura 6 – “Rilievo celerimetrico della zona di intervento in corrispondenza del Viadotto Pescara 2°”

Si è inoltre riscontrato un evidente scalzamento localizzato in corrispondenza della sovrastruttura presente sul plinto della Pila 4; la quota rilevata in questa zona risulta essere pari a 28.70 m s.l.m. a fronte di una quota minima nei tratti limitrofi pari a 29.26 m s.l.m. L’erosione ha raggiunto la quota di estradosso del plinto di fondazione della pila, che comunque poggia su pali.

2.1 PAI E PSDA ABRUZZO

Il piano stralcio di bacino per l’assetto idrogeologico dei bacini idrografici di rilievo regionale abruzzesi e del bacino interregionale del fiume Sangro "Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi" definisce 3 tipologie di dissesti geomorfologici:

- dissesto attivo, ossia attualmente in movimento;
- dissesto quiescente, ossia attualmente non in movimento ma riattivabile per il permanere delle cause originarie che hanno prodotto il movimento;
- dissesto inattivo, ossia attualmente non in movimento e non riattivabile dalle sue cause originarie in quanto sviluppatosi in un contesto geomorfologico diverso dall’attuale.

In corrispondenza del viadotto interessato dal presente progetto è stato rilevato un dissesto quiescente su entrambe le sponde, come evidente dall’analisi della Figura 7.

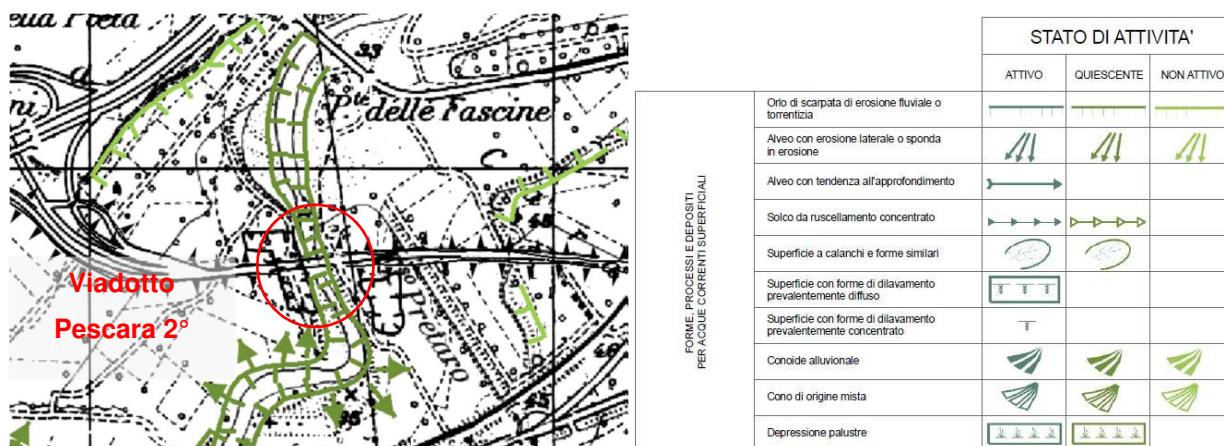


Figura 7 – “Carta Geomorfologica del Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico”

In Figura 8 si riporta uno stralcio della Carta della pericolosità idraulica del Piano Stralcio per la Difesa dalle Alluvioni (PSDA). Dall’immagine risultano evidenti le estese aree di esondazione in destra e sinistra idraulica a monte e a valle del Viadotto Pescara 2°.

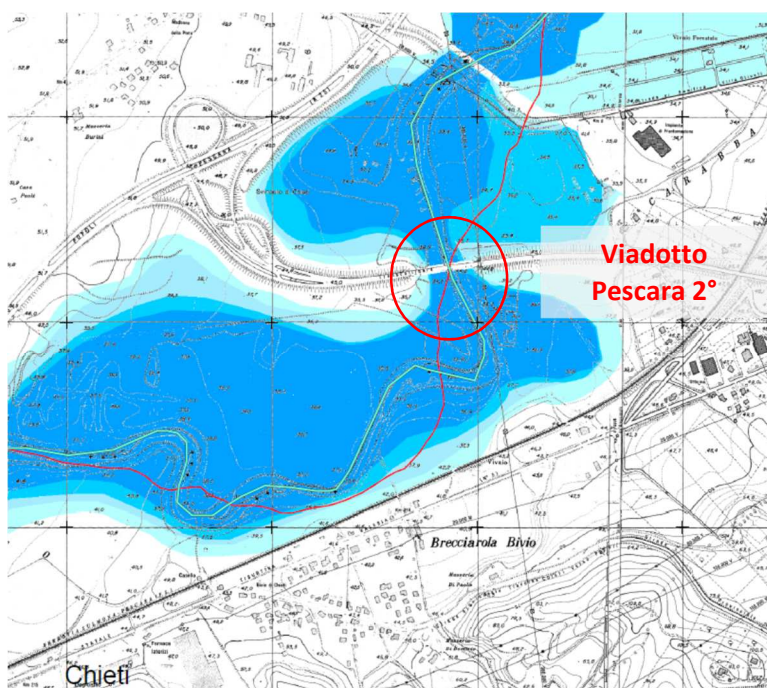


Figura 8 – “Carta della pericolosità idraulica del Piano Stralcio per la Difesa dalle Alluvioni (PSDA)”

A monte e a valle dell’attraversamento oggetto di intervento è prevista la realizzazione di aree di laminazione per la riduzione delle portate scolanti a valle. Una parte di tali interventi sono attualmente in fase costruttiva. In Figura 9 si riporta la posizione delle tre aree di laminazione sul Fiume Pescara rispetto al viadotto

interessato dal presente progetto.

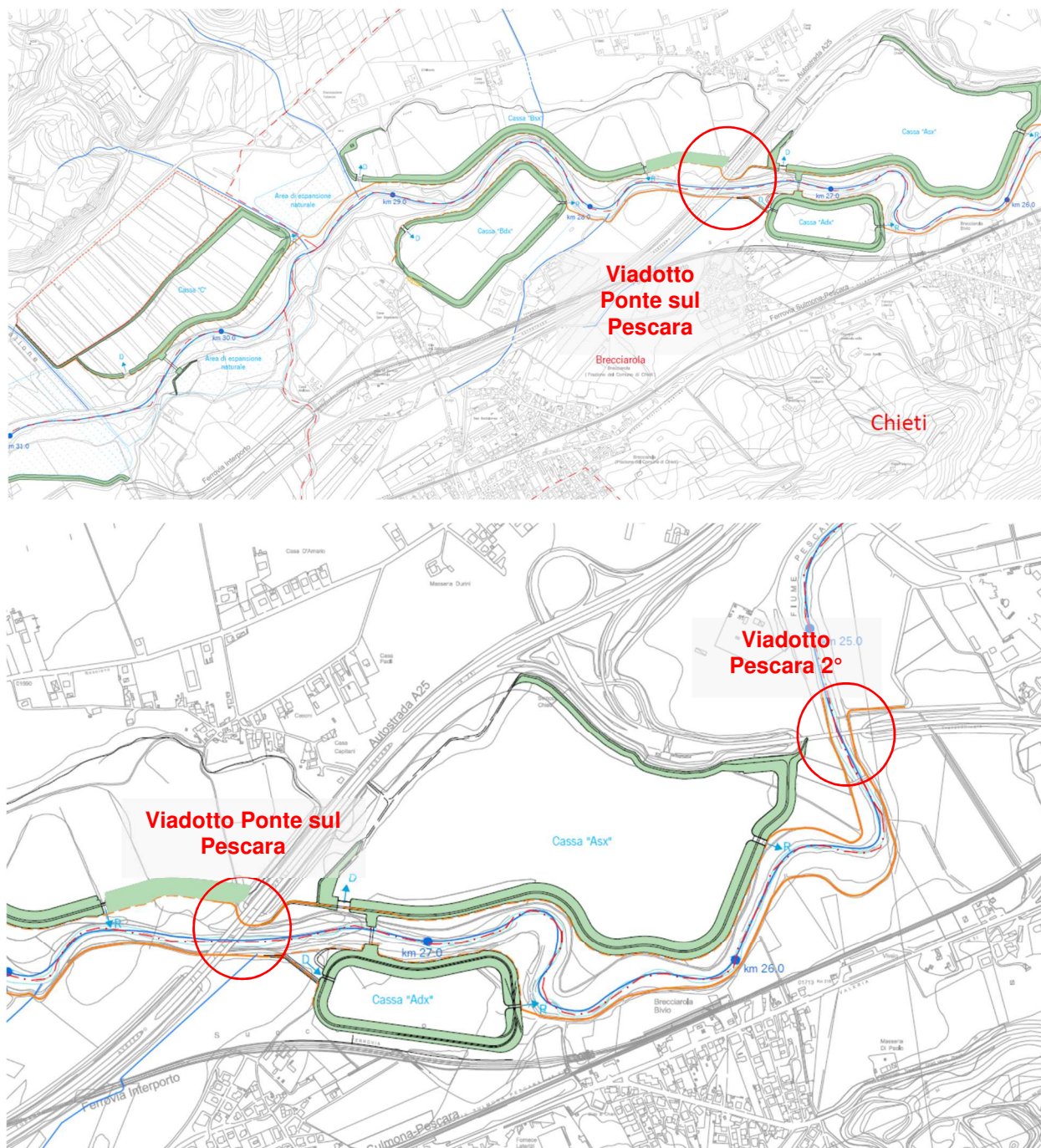


Figura 9 – “Progetto di realizzazione delle casse di espansione sul Fiume Pescara”

2.2 GALLERIA FOTOGRAFICA

Le seguenti fotografie descrivono la situazione dell’erosione in atto in corrispondenza dell’attraversamento del corso d’acqua.

L’erosione ha interessato la sponda destra e la sponda sinistra del corso d’acqua. Fenomeni erosivi hanno interessato anche le pile in alveo dell’opera. La pila in sinistra idraulica (pila 3, in Figura 10) non presenta grossi problemi di scalzamento, mentre per quanto riguarda la pila in destra idraulica (pila 4, in Figura 11) è stata riscontrata la presenza di una struttura in CLS affiorante che a prima vista potrebbe essere scambiato per il plinto di fondazione della pila e che invece è una struttura realizzata in epoca successiva, forse per proteggere il plinto dallo scalzamento.

Nell’alveo del fiume sono inoltre presenti i tronchi degli alberi venuti giù quando è avvenuto il franamento delle sponde a monte del viadotto autostradale.



Figura 10 – “Erosione in sinistra idraulica (Pila 3)”



Figura 11 – “Erosione in destra idraulica ed esposizione della sovrastruttura in CLS affiorante sul plinto della pila 4”



Figura 12 – “Zona a monte del viadotto nella quale sono avvenuti i franamenti delle sponde”



Figura 13 – “Presenza di tronchi in acqua nella zona a monte del viadotto autostradale”

2.3 IL MODELLO IDRAULICO

2.3.1 Rilievo

Per lo sviluppo del Progetto Esecutivo, è stato fatto un nuovo rilievo celerimetrico, nel mese di Maggio 2020, costituito da 5 sezioni trasversali, di lunghezza pari a circa 100 m, dal prospetto del Ponte delle Fascine, posto circa 550 m a valle, e da un'area di circa 1.6 ha a cavallo dell'opera autostradale. Del rilievo fa inoltre parte il prospetto del viadotto autostradale. Dal rilievo celerimetrico sono state estratte le sezioni che sono poi state inserite nel modello idraulico e quelle alla base della progettazione.

Il tratto di corso d'acqua simulato copre complessivamente una lunghezza di 1296 m, di cui 1185 m a valle e circa 100 m a monte dell'autostrada. In appendice si riportano le monografie dei capisaldi.

Le sezioni sono poi state estese utilizzando i dati LIDAR portandole ad una lunghezza di 150 m.

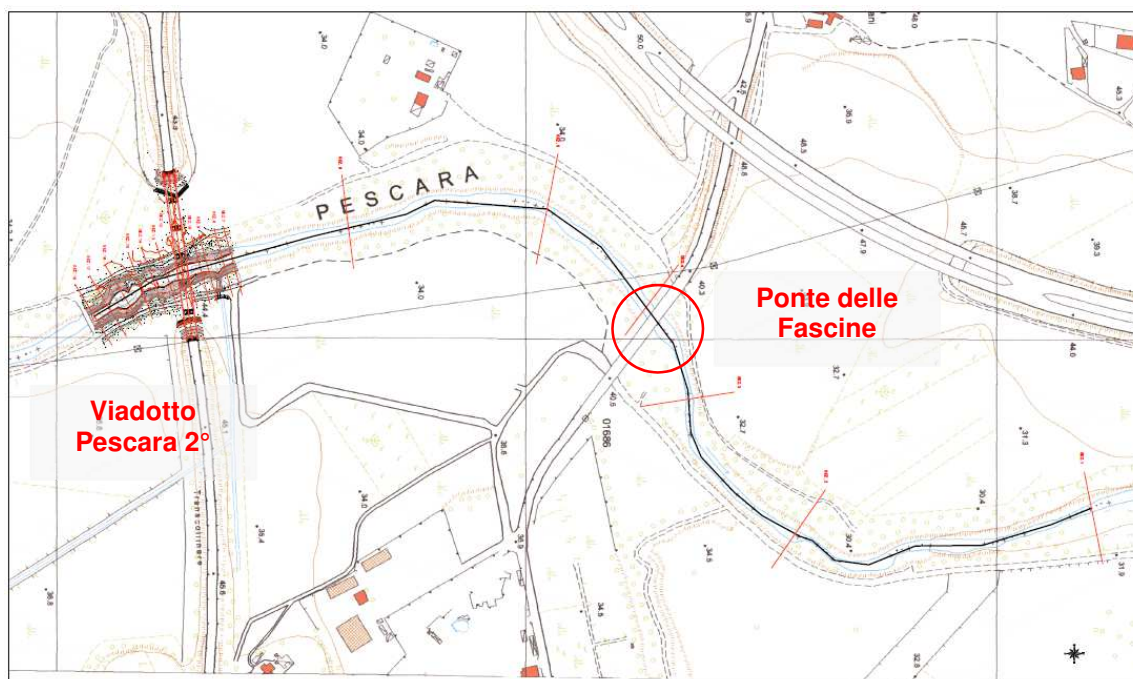


Figura 14 – “Sezioni utilizzate nella modellazione idraulica”

2.3.2 Modellazione idraulica

Le simulazioni numeriche del corso d’acqua 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 è stato utilizzato il codice denominato HEC – RAS 5.0.3 River Analysis System del settembre 2016, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. I fondamenti teorici di tale software sono riportati in appendice.

I viadotti sono stati inseriti su sezioni ad essi paralleli. Poiché tali sezioni non risultano ortogonali alla corrente, nella modellazione idraulica tali sezioni sono state deformate inserendo lo “skew angle”, posto pari a 10 gradi per l’opera autostradale (Pescara 2°) e a 16 gradi per quella di valle (Ponte delle Fascine). Tale deformazione non è stata applicata all’ingombro delle pile in quanto sono circolari e quindi la loro superficie esposta alla corrente non varia con l’angolo di incidenza.

Come condizione di valle si è imposta l’altezza di moto uniforme relativa alla pendenza del tratto finale della zona modellata (0.0015 m/m). Poiché tale condizione è imposta molto a valle del viadotto autostradale, i livelli idrici calcolati in corrispondenza dell’opera non risentono della condizione di valle.

Come condizione di monte si è invece posta l’altezza critica. Tale condizione è sempre cautelativa in quanto viene utilizzata dal modello di calcolo solamente in caso di corrente veloce, imponendo in questo caso un livello idrico superiore rispetto a quello reale.

I coefficienti di scabrezza utilizzati nel modello sono stati posti uguali a quelli usati nel progetto delle casse di espansione sul Fiume Pescara citate in precedenza:

in alveo $0.030 \text{ s/m}^{1/3}$ di Manning, $33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ di Gauckler Strickler;

in golena $0.050 \text{ s/m}^{1/3}$ di Manning, $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ di Gauckler Strickler.

2.3.3 Le portate di progetto

Le portate utilizzate nel modello sono state determinate dal Progetto relativo alla realizzazione di Opere di laminazione delle piene del Fiume Pescara.

Tabella 1 – “Portate del Fiume Pescara a Chieti, con relativi fattori di crescita, determinate dal progetto relativo alla realizzazione di Opere di laminazione delle piene del Fiume Pescara”

<i>T [anni]</i>	<i>x' [-]</i>	<i>Q_T [m³/s]</i>
5	1.21	291
10	1.85	446
20	2.49	600
50	3.33	804
100	3.97	958
200	4.61	1112
500	5.46	1316

Il dimensionamento degli interventi previsti in progetto è stato fatto utilizzando la portata avente tempo di ritorno pari a 200 anni.

2.3.4 Risultati delle simulazioni

Nei successivi paragrafi si riportano tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione sia per quanto riguarda lo stato attuale che quello di progetto; in particolare: la quota del fondo (Min Ch El), la quota del pelo libero della corrente (W.S. Elev), il livello critico (Crit W.S.) ed energetico (E.G. Elev), la velocità media della corrente in alveo (Vel Chnl) ed il numero di Froude relativo all'alveo (Froude Chl).

2.4 STATO DI FATTO

Nella seguente tabella e nelle figure successive sono riportati i risultati ottenuti dalla modellazione idraulica dello stato di fatto relativamente all'evento avente tempo di ritorno pari a 200 anni.

Tabella 2 – “Risultati modellazione Stato di Fatto Tr 200 anni”

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Pescara II	18	Tr 200	1112.00	29.56	38.16	37.41	38.73	0.001635	4.15	462.27	150.00	0.52
Pescara II	17	Tr 200	1112.00	29.23	38.22	37.09	38.67	0.001187	3.66	505.71	150.00	0.46
Pescara II	16	Tr 200	1112.00	28.76	38.34	34.67	38.60	0.000439	2.58	643.20	150.00	0.30
Pescara II	15	Tr 200	1112.00	30.13	38.23	36.71	38.58	0.000881	3.32	569.05	150.00	0.41
Pescara II	14	Tr 200	1112.00	30.00	38.23	36.48	38.56	0.000754	3.08	573.49	150.00	0.38
Pescara II	13	Tr 200	1112.00	29.50	38.21	36.49	38.55	0.000792	3.17	570.38	147.99	0.39
Pescara II	12.3	Tr 200	1112.00	28.70	38.23	36.19	38.53	0.000596	2.90	627.40	160.72	0.34
Pescara II	11.5 BR U	Tr 200	1112.00	28.81	38.16	36.48	38.51	0.001244	3.19	547.85	145.44	0.38
Pescara II	11.5 BR D	Tr 200	1112.00	28.81	38.14	36.48	38.50	0.001258	3.20	545.19	145.37	0.39
Pescara II	10.8	Tr 200	1112.00	28.70	38.16	36.19	38.48	0.000623	2.95	616.49	160.46	0.35
Pescara II	10	Tr 200	1112.00	29.26	37.45	36.90	38.30	0.001982	4.64	384.26	150.00	0.60
Pescara II	9	Tr 200	1112.00	29.23	37.49	36.92	38.26	0.001753	4.47	409.94	150.00	0.56
Pescara II	8	Tr 200	1112.00	29.14	37.34	37.03	38.22	0.002144	4.82	388.96	150.00	0.62
Pescara II	7	Tr 200	1112.00	29.09	37.03	37.03	38.17	0.002893	5.33	341.85	150.00	0.71
Pescara II	6	Tr 200	1112.00	28.90	35.98	36.36	37.54	0.004823	6.37	297.60	150.00	0.91
Pescara II	5	Tr 200	1112.00	27.74	36.14	35.49	36.74	0.001895	4.18	440.10	150.00	0.57
Pescara II	4	Tr 200	1112.00	30.15	36.01	35.12	36.44	0.001500	3.80	518.26	178.57	0.53
Pescara II	3.9 BR U	Tr 200	1112.00	30.15	35.74	35.19	36.36	0.002549	4.51	441.62	153.42	0.47
Pescara II	3.9 BR D	Tr 200	1112.00	30.15	35.67	35.19	36.32	0.002734	4.64	430.20	153.42	0.49
Pescara II	3.8	Tr 200	1112.00	30.15	35.72	35.12	36.25	0.002006	4.23	468.90	176.87	0.61
Pescara II	3	Tr 200	1112.00	28.94	35.33	34.88	36.02	0.002310	4.67	421.03	150.00	0.64
Pescara II	2	Tr 200	1112.00	28.52	34.78	34.41	35.51	0.002888	4.77	392.80	150.00	0.70
Pescara II	1	Tr 200	1112.00	27.46	34.31	33.15	34.74	0.001500	4.03	507.53	147.98	0.53

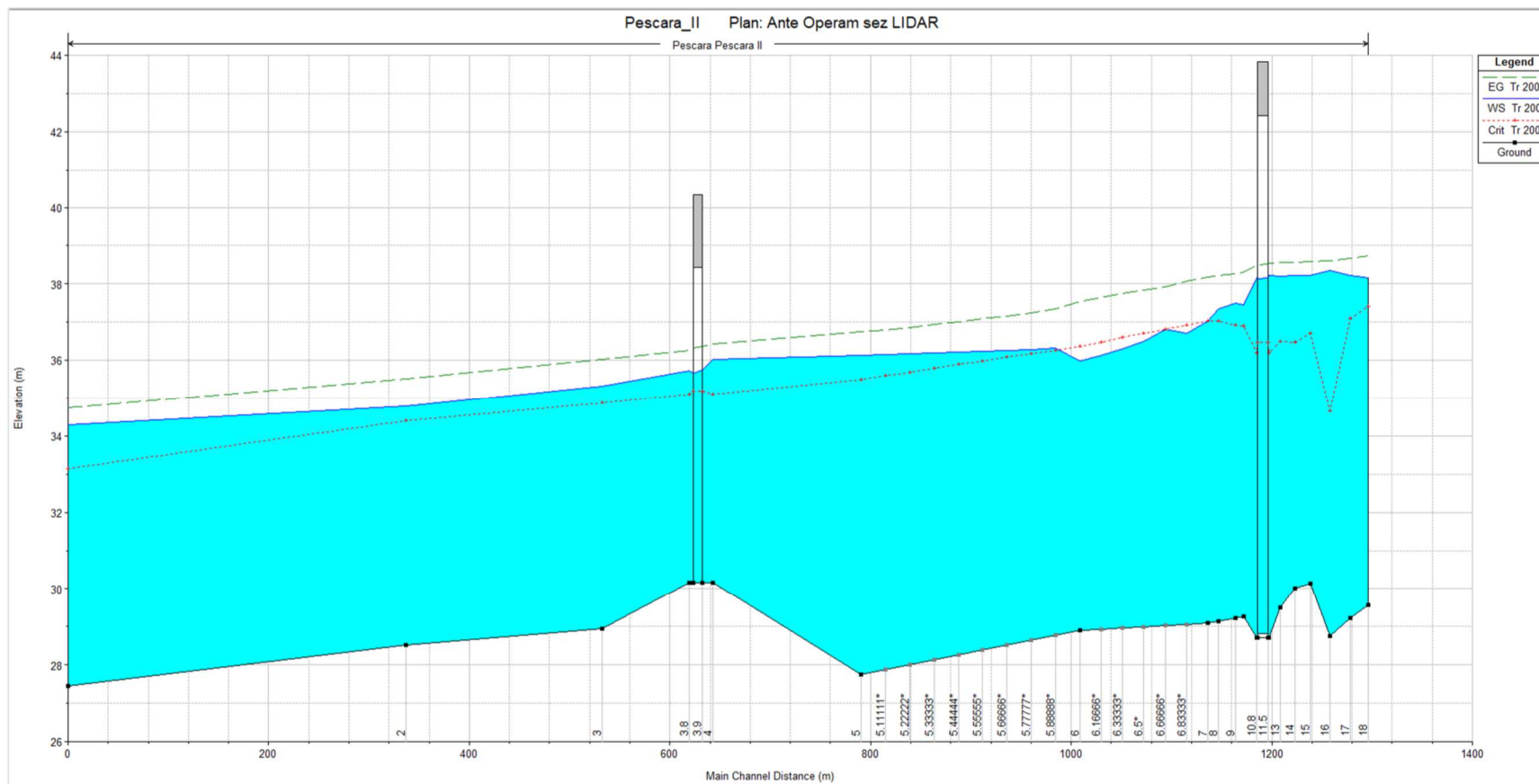


Figura 15 – “Stato di Fatto, profilo Tr 200”

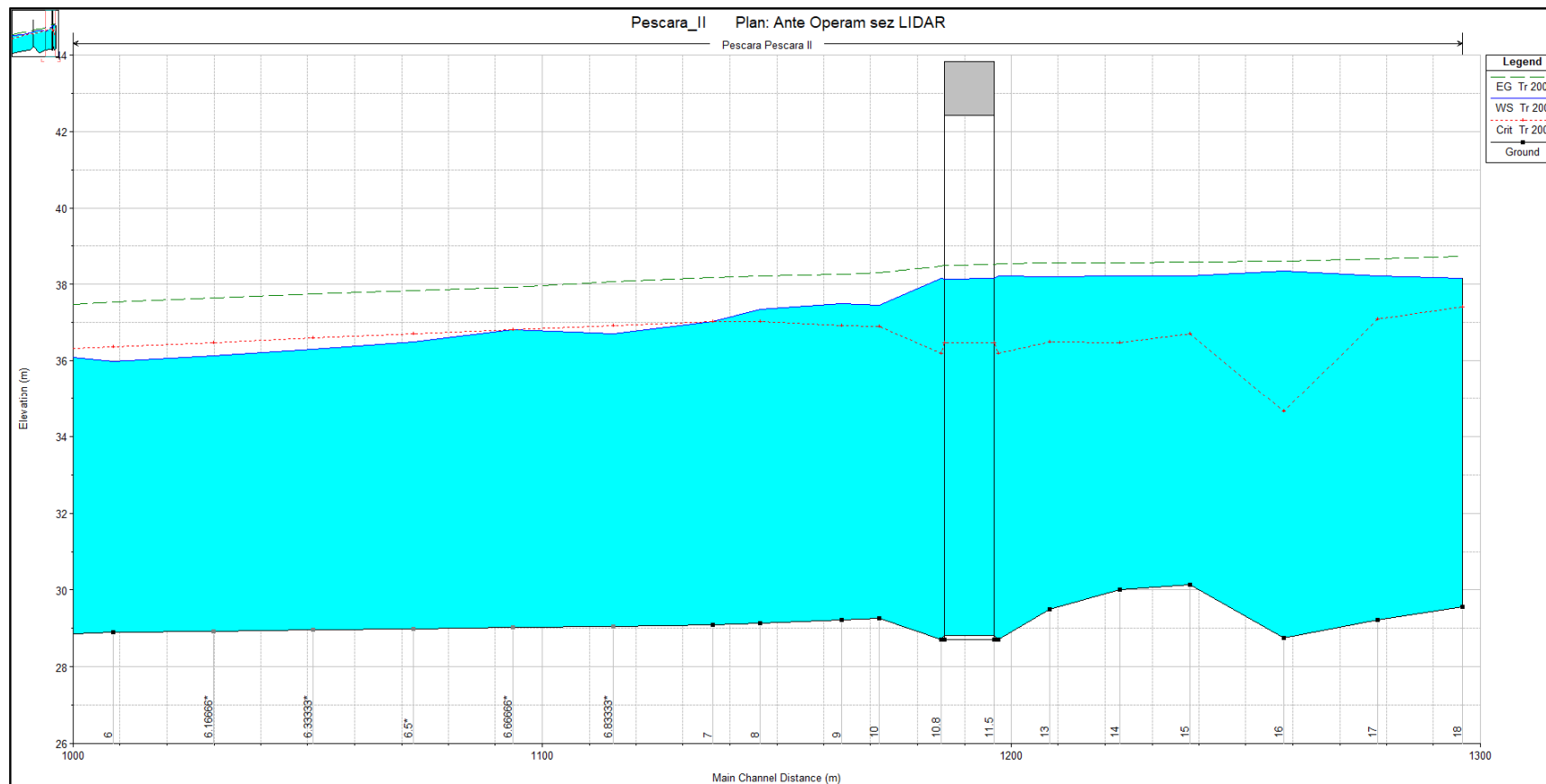


Figura 16 – “Stato di Fatto Tr 200 anni, profilo della zona oggetto di intervento”

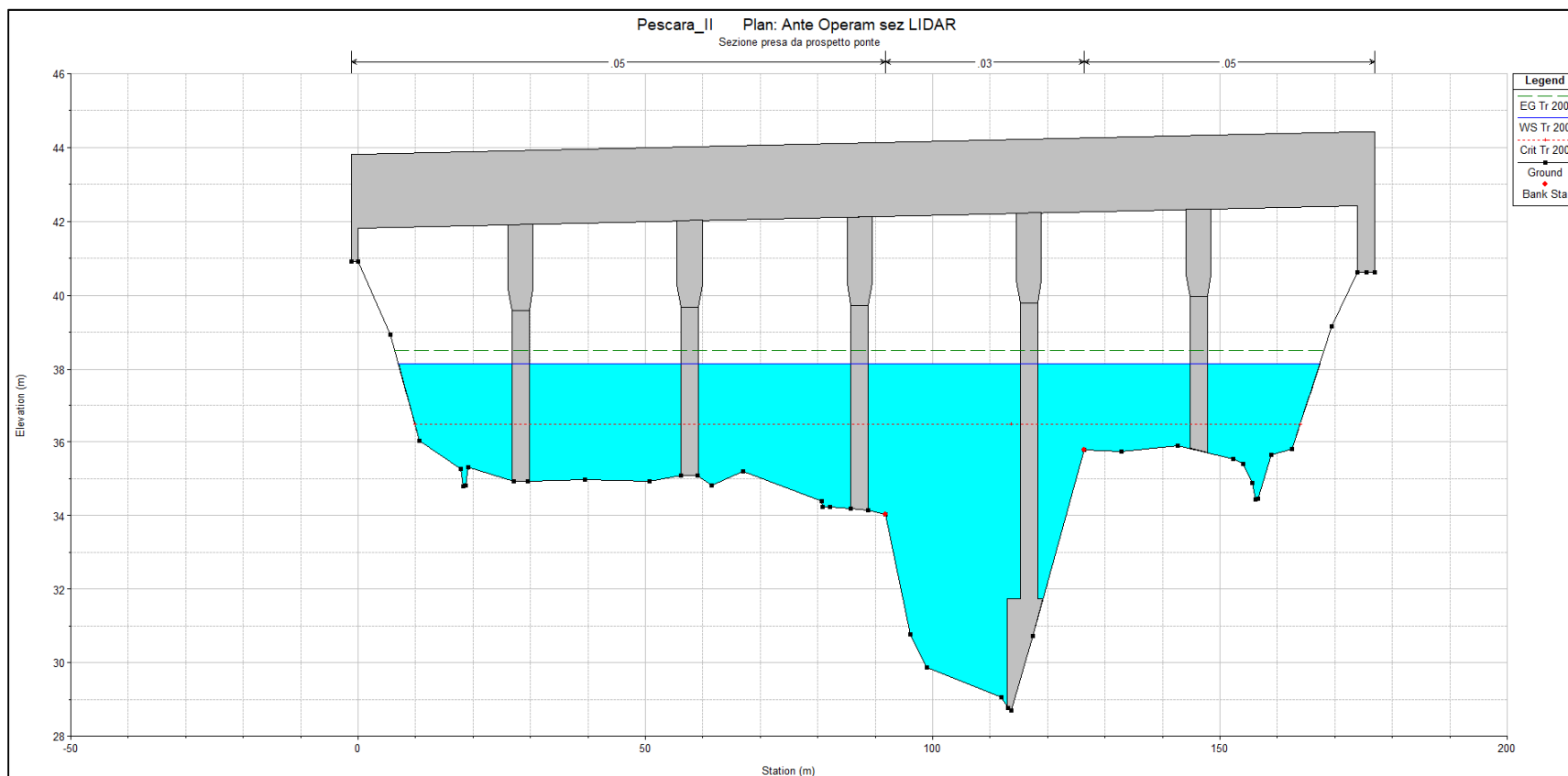


Figura 17 – “Stato di Fatto Tr 200 anni, sezione 11.5 BR UP, prospetto Viadotto Pescara 2°”

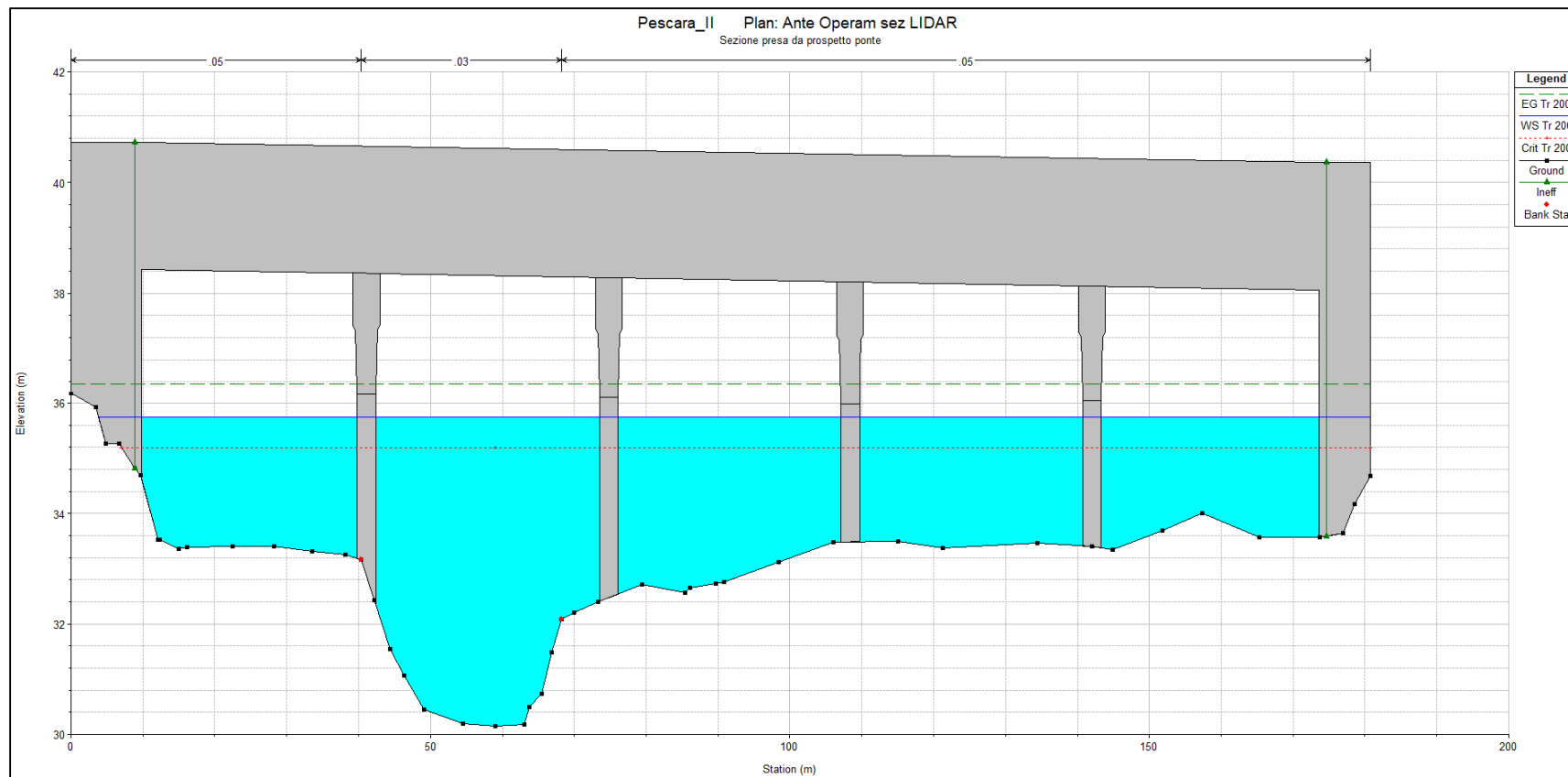


Figura 18 – “Stato di Fatto Tr 200 anni, sezione 3.9 BR UP, prospetto Ponte delle Fascine”

2.5 STATO DI PROGETTO

L'intervento di progetto prevede il ripristino delle sponde in destra e sinistra idraulica del Fiume Pescara per un tratto complessivo di circa 120 m a cavallo del viadotto autostradale.

Come mostrato nel paragrafo Galleria Fotografica, tali sponde sono stata completamente erose dalla piena del fiume in particolare in una zona posta circa 40 m a monte del viadotto autostradale; mentre in corrispondenza della pila 4, posta in destra idraulica, si è riscontrato un avanzato stato di erosione localizzata.

La sezione tipologica dell'intervento, riportata in Figura 20, prevede la realizzazione di una scogliera in massi di seconda categoria che poggeranno su una palancolata a perdere. I massi saranno legati tra loro al fine di aumentarne la stabilità.

La palancolata posta al piede permetterà di realizzare l'intervento di legatura dei massi in asciutto senza dover realizzare una deviazione del fiume o una parzializzazione dell'alveo; questi interventi, infatti, sarebbero stati problematici da realizzare, in quanto, come riportato nel paragrafo relativo alla fase di cantiere, il Fiume Pescara presenta una portata di magra pressoché costante pari a circa 30 mc/s.

I massi di II categoria devono avere una pezzatura compresa tra 0.4 e 1.1 mc; nel progetto si prevede di utilizzare massi con pezzatura indicativa pari a 1.0x1.0 m e 0.8 m di spessore. A tergo della palancolata, che verrà collegata in testa da un cordolo in CA, verrà prevista una doppia fila di massi, per uno spessore complessivo pari a 1.6 m; la scarpata sarà costituita invece da un unico strato di massi e presenterà una pendenza di 3/2.

Al disotto dei massi verrà posato un geotessile filtro per evitare che la corrente possa asportare il materiale fine sottostante. Al disopra del geotessile verrà posto uno strato di 20 cm costituito da ghiaia e ciottoli e avente lo scopo di evitare che si possa strappare il geotessile durante la posa dei massi.

In corrispondenza della pila 4 è stata realizzata una sovrastruttura sul plinto di fondazione della pila. Tale opera andrà demolita fino a quota estradosso della sistemazione finale (32.00 m slm). Il fondo del fiume al disotto dell'opera autostradale, dove è presente l'erosione localizzata, andrà portato ad una quota pari a circa 29.40 m slm, quota di fondo rilevata nelle sezioni più vicine.

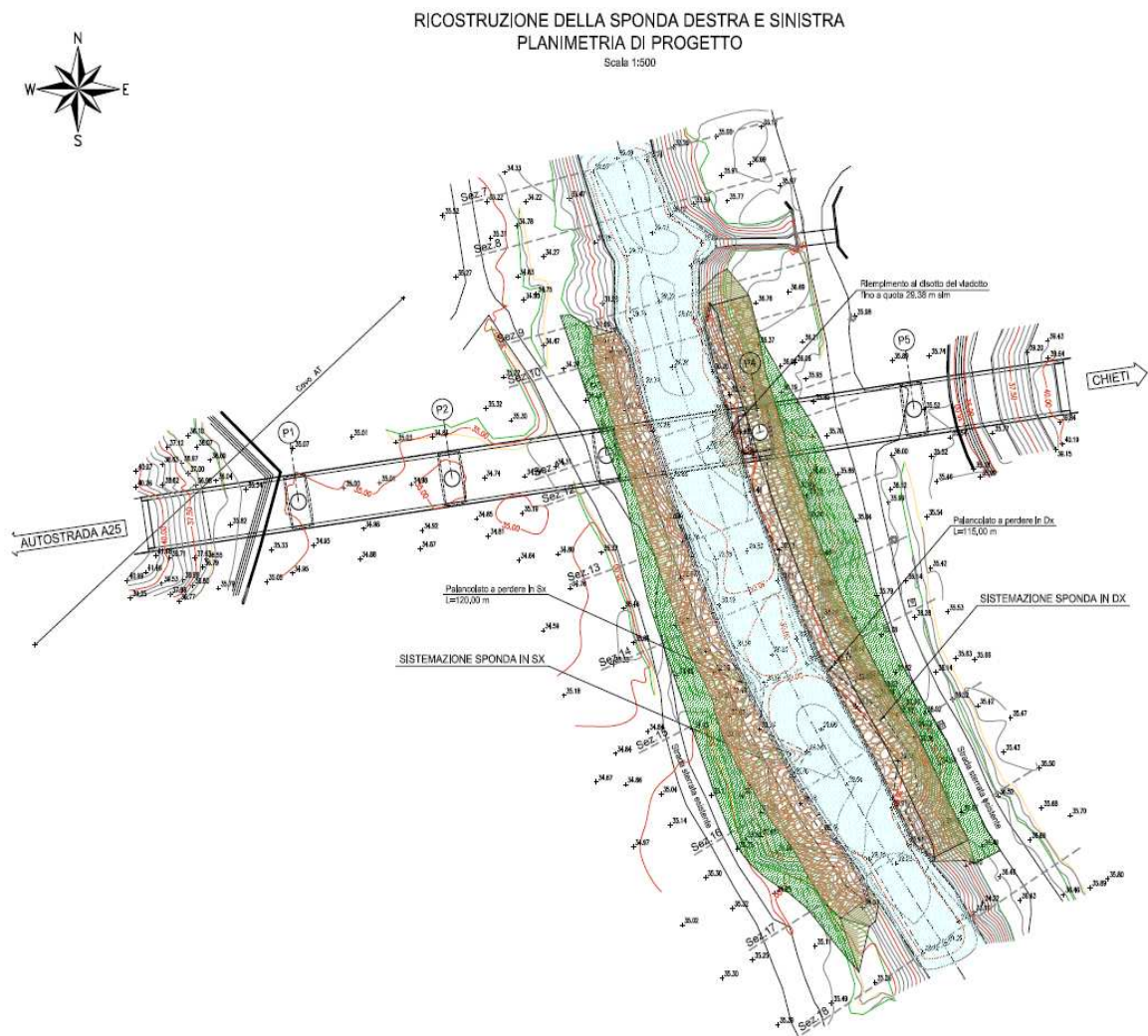


Figura 19 – “Planimetria della sistemazione di progetto”

PARTICOLARE SISTEMAZIONE SPONDA

Scala 1:100

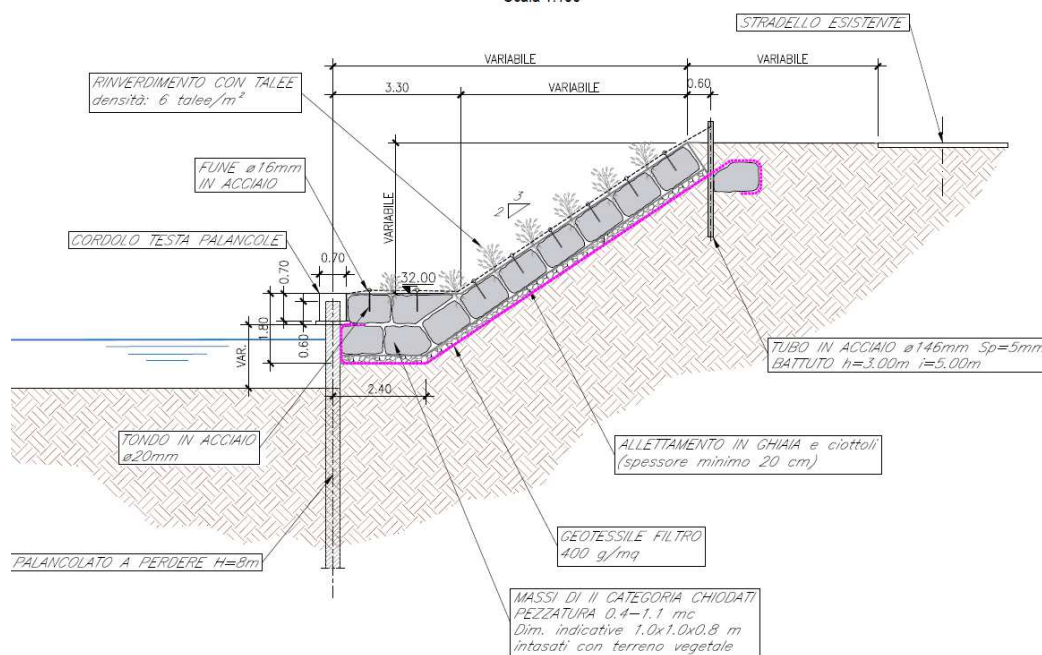


Figura 20 – “Sezione della sistemazione di progetto sulla sponda destra”

PARTICOLARE SISTEMAZIONE SPONDA

Scala 1:100

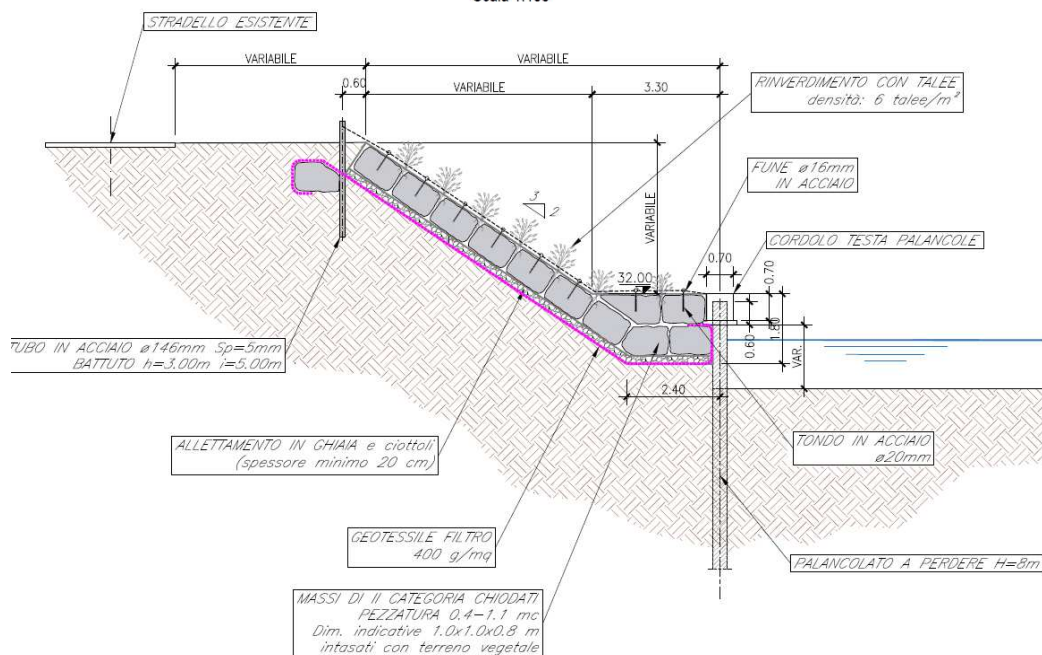


Figura 21 - "Sezione della sistemazione di progetto sulla sponda sinistra "

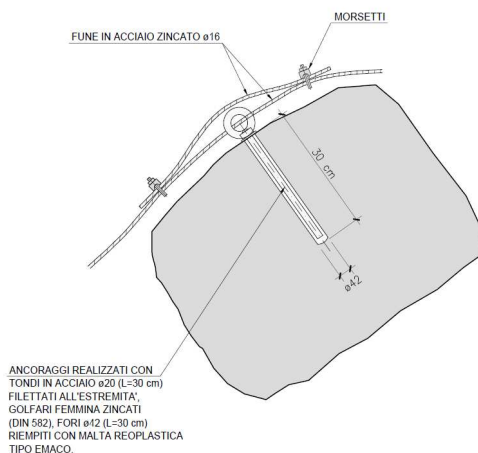


Figura 22- "Particolare della legatura del masso"

2.5.1 Risultati delle simulazioni – Stato di progetto

Nella seguente tabella e nelle figure successive sono riportati i risultati ottenuti dalla modellazione idraulica dello stato di progetto relativamente all'evento avente tempo di ritorno pari a 200 anni.

Tabella 3 – “Risultati modellazione Stato di Progetto Tr 200 anni”

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Pescara II	18	Tr 200	1112.00	29.56	38.06	37.41	38.68	0.001785	4.29	447.17	150.00	0.55
Pescara II	17	Tr 200	1112.00	29.23	38.15	37.06	38.60	0.001300	3.64	497.80	150.00	0.46
Pescara II	16	Tr 200	1112.00	28.77	38.20	36.61	38.55	0.000920	3.16	554.49	150.00	0.38
Pescara II	15	Tr 200	1112.00	30.09	38.18	36.65	38.53	0.000910	3.21	561.95	150.00	0.40
Pescara II	14	Tr 200	1112.00	30.01	38.15	36.68	38.51	0.000971	3.28	549.13	150.00	0.41
Pescara II	13	Tr 200	1112.00	29.50	38.13	36.62	38.50	0.000979	3.30	544.04	147.83	0.41
Pescara II	12.3	Tr 200	1112.00	29.43	38.13	36.62	38.48	0.000927	3.21	576.59	160.35	0.39
Pescara II	11.5 BR U	Tr 200	1112.00	29.43	38.02	36.76	38.45	0.001678	3.57	505.68	144.92	0.44
Pescara II	11.5 BR D	Tr 200	1112.00	29.35	38.00	36.75	38.43	0.001704	3.59	502.88	144.83	0.44
Pescara II	10.8	Tr 200	1112.00	29.35	38.03	36.61	38.40	0.001001	3.29	560.93	159.96	0.41
Pescara II	10	Tr 200	1112.00	29.26	37.61	36.81	38.29	0.001753	4.17	415.52	150.00	0.54
Pescara II	9	Tr 200	1112.00	29.23	37.58	36.85	38.27	0.001570	4.22	427.69	150.00	0.53
Pescara II	8	Tr 200	1112.00	29.14	37.34	37.03	38.22	0.002142	4.82	389.10	150.00	0.62
Pescara II	7	Tr 200	1112.00	29.09	37.03	37.03	38.17	0.002894	5.33	341.84	150.00	0.71
Pescara II	6	Tr 200	1112.00	28.90	36.36	36.36	37.43	0.003196	5.45	354.55	150.00	0.75
Pescara II	5	Tr 200	1112.00	27.74	36.15	35.49	36.75	0.001870	4.16	442.29	150.00	0.56
Pescara II	4	Tr 200	1112.00	30.15	36.03	35.12	36.45	0.001476	3.78	521.19	178.80	0.53
Pescara II	3.9 BR U	Tr 200	1112.00	30.15	35.74	35.19	36.37	0.002588	4.54	441.13	153.42	0.48
Pescara II	3.9 BR D	Tr 200	1112.00	30.15	35.66	35.19	36.33	0.002780	4.67	429.33	153.42	0.49
Pescara II	3.8	Tr 200	1112.00	30.15	35.72	35.12	36.25	0.002006	4.23	468.96	176.87	0.61
Pescara II	3	Tr 200	1112.00	28.94	35.33	34.88	36.02	0.002310	4.67	421.03	150.00	0.64
Pescara II	2	Tr 200	1112.00	28.52	34.78	34.41	35.51	0.002890	4.77	392.71	150.00	0.70
Pescara II	1	Tr 200	1112.00	27.46	34.30	33.16	34.74	0.001501	4.04	507.43	147.97	0.53

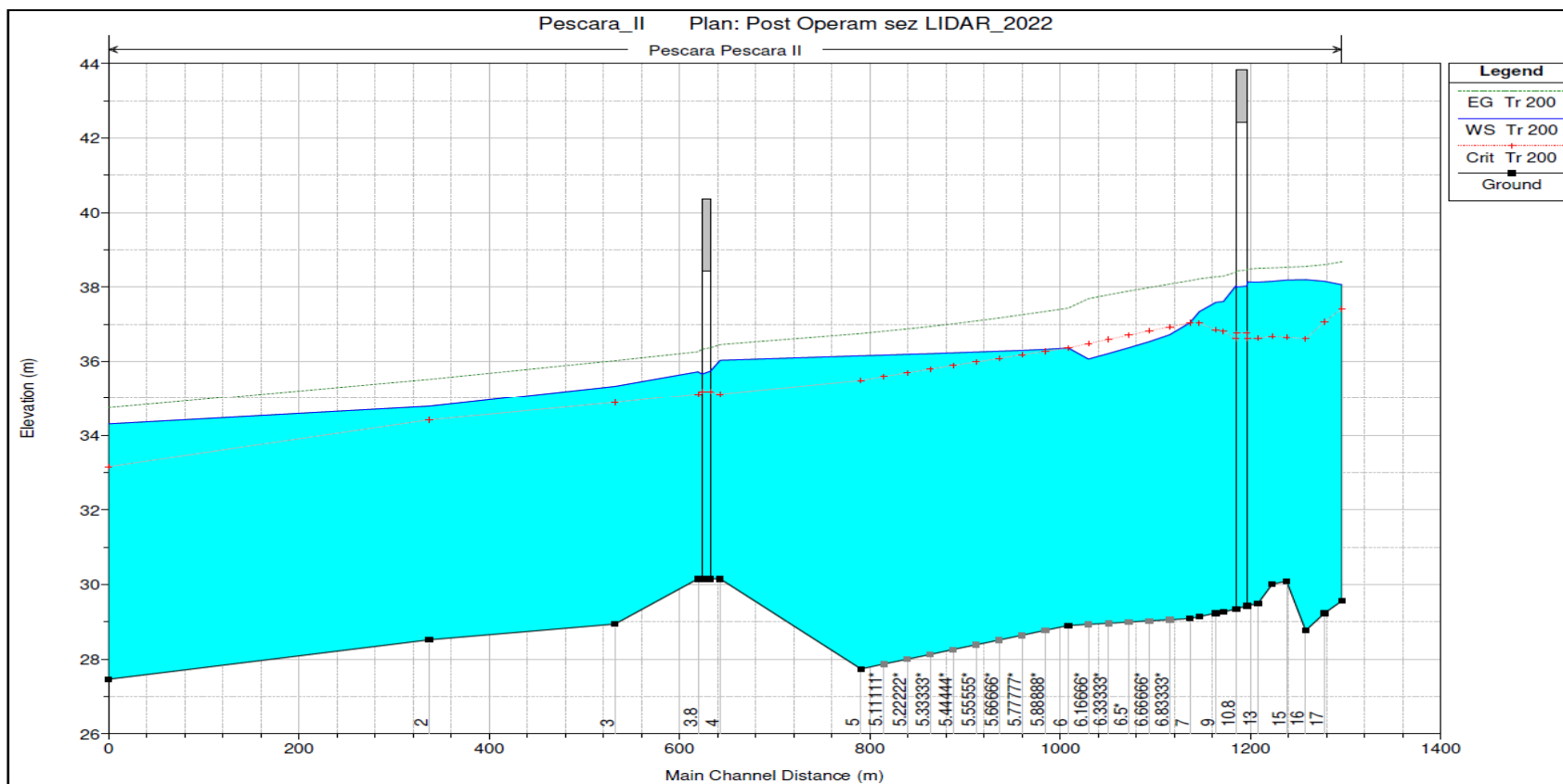


Figura 23 – “Stato di Progetto, profilo Tr 200”

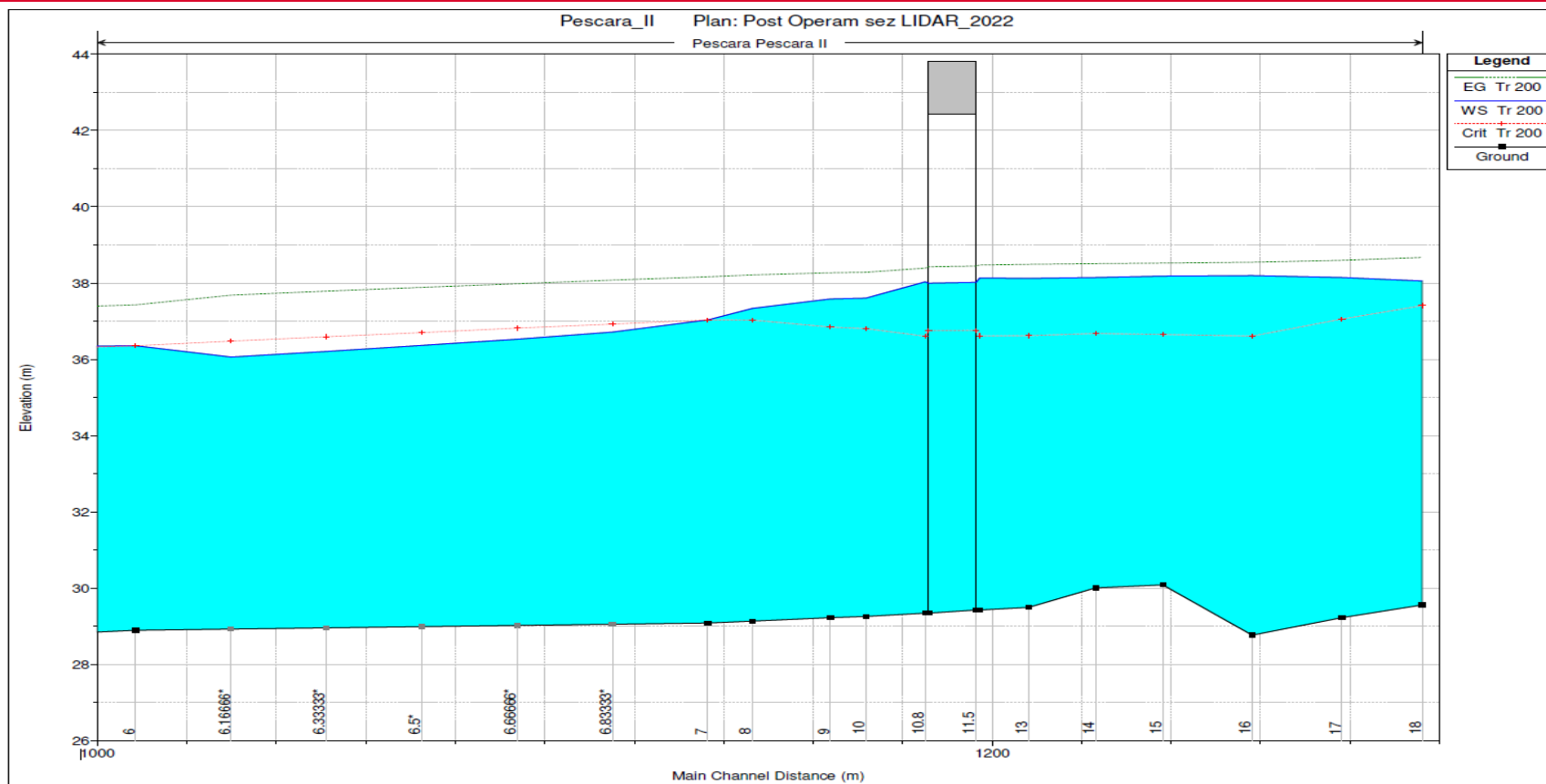


Figura 24 – “Stato di Progetto Tr 200 anni, profilo della zona oggetto di intervento”

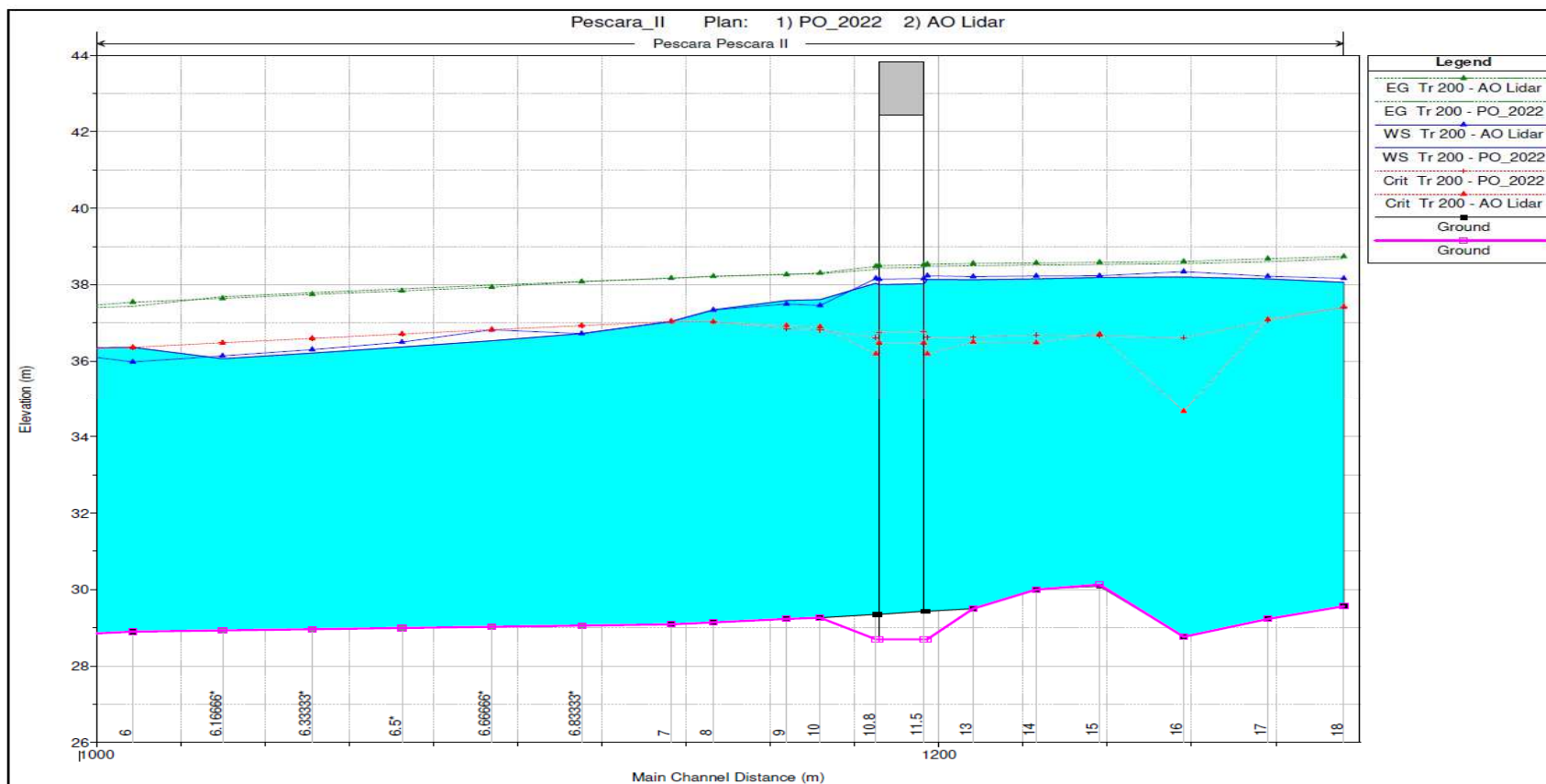


Figura 25 – “Profilo della zona oggetto di intervento Tr 200 anni – confronto livelli idrici tra Stato di Fatto e di Progetto”

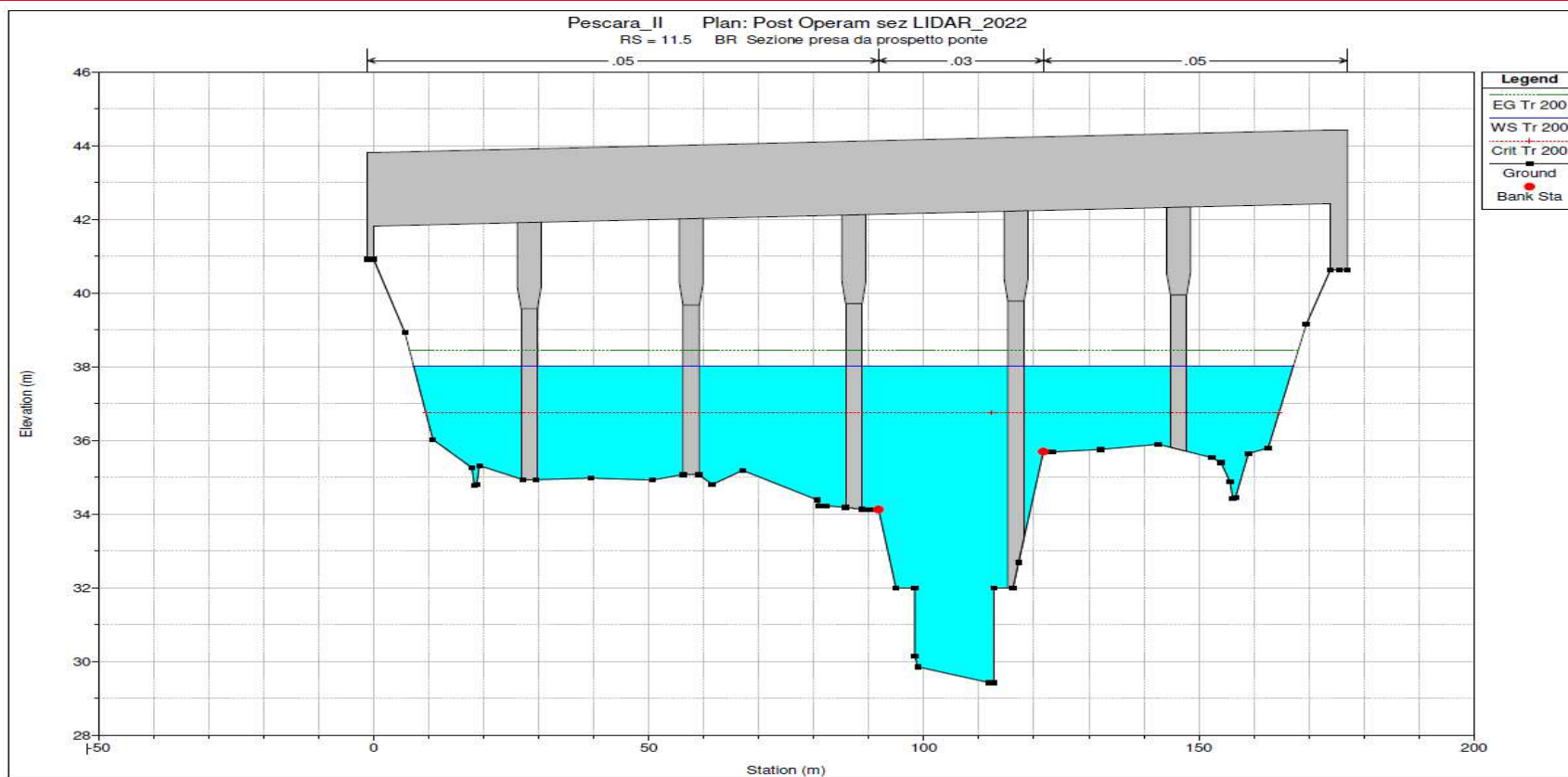


Figura 26 – “Stato di Progetto Tr 200 anni, sezione 11.5 BR UP – prospetto viadotto Pescara 2°”

Nella configurazione di progetto si ha un abbassamento dei livelli idrici a monte dell'opera autostradale pari a circa 14 cm, dovuto al ripristino delle sponde che comporta un leggero restringimento dell'alveo in corrispondenza delle zone erose, con conseguente leggero incremento della velocità della corrente in alveo, che nella sezione 12.3, posta subito a monte dell'opera, passa da 2.90 m/s a 3.21 m/s. Il numero di Froude si mantiene comunque molto inferiore all'unità (0.39 nella sezione 12.3).

2.5.2 Dimensionamento scogliera in massi

Il ripristino delle sponde del Fiume Pescara prevede la realizzazione di una scogliera in massi di II categoria, legati tra loro, che lato fiume sono contenuti da una palancolata a perdere.

Il dimensionamento dei massi costituenti la scogliera è stato fatto utilizzando la metodologia proposta da Stevens e altri nel 1976, la quale permette di determinare il coefficiente di sicurezza relativo alla stabilità dei massi disposti su una sponda inclinata. Tale metodologia deriva dalla teoria dell'equilibrio limite. Si rimanda all'appendice per la descrizione della metodologia e del significato dei parametri riportati nella tabella di dimensionamento.

Poiché il coefficiente di sicurezza è influenzato dalla velocità e dal tirante idrico, la verifica è stata fatta in corrispondenza della Sezione 16, che presenta il tirante massimo, e in corrispondenza della sezione 10 che presenta la velocità maggiore nel tratto esaminato.

Il tirante idrico è stato calcolato rispetto alla quota sommitale dei massi posta pari a circa 32.00 m slm. Come dimensione dei massi si è posto un diametro pari a 0.92 m, al quale corrisponde un volume di 40 mc, valore minimo per rientrare nella II categoria.

Considerando che i massi saranno legati, si è considerato un coefficiente C_L (fattore di legatura) pari a 1.5.

Nella seguente tabella si riportano i dati utilizzati per la determinazione del coefficiente di sicurezza, che risulta sempre superiore a 2.76. Tali dati derivano dalla simulazione in moto permanente relativa allo stato post operam.

Tabella 4 – “Dimensionamento scogliera in massi legati”

	Sez. 10	Sez. 16	
V	4.17	3.16	m/s
y₀	5.61	6.20	m
U_r	3.28	2.43	m/s
γ_s	2600.00	2600.00	kg/m ³
γ	1000.00	1000.00	kg/m ³
d_m	0.92	0.92	m
Volume massi	0.41	0.41	m ³
Peso massi	1059.53	1059.53	kg
Θ	33.69	33.69	gradi
φ	60.00	60.00	gradi
β	19.27	10.86	gradi
i_f	0.20	0.20	%
λ	0.11	0.11	gradi
σ	0.22	0.12	
σ'	0.15	0.07	
C_L	1.5	1.5	
C_s	2.76	3.22	

2.6 FASE DI CANTIERE

L'esecuzione degli interventi di progetto dovrà tener conto dei seguenti aspetti:

- i periodi durante i quali si concentrano i maggiori deflussi in alveo (primavera e autunno);
- i periodi di frega della fauna ittica, nei mesi di maggio e giugno.

Per quanto espresso, è necessario che l'inizio dei lavori avvenga in condizioni di magra del corso d'acqua, appena conseguente all'esaurimento del periodo di frega.

La soluzione ottimale sarebbe quella di iniziare le lavorazioni in alveo solo a partire dal mese di luglio e poterle concludere tra la fine dell'estate e l'inizio dell'autunno.

Il progetto della fase di cantiere è stato fatto sulla base del livello idrico misurato al momento del rilievo (Maggio 2020).

Per la determinazione delle portate medie del Fiume Pescara si è fatto riferimento agli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico di Pescara. In particolare si è fatto riferimento a quanto contenuto nella “parte seconda” dell'Annale relativo all'anno 2007, ultimo annale pubblicato.

La stazione di misura di portata più prossima alla zona di intervento è Pescara a S. Teresa (XIV), ubicata tra Chieti e Pescara (Figura 27).

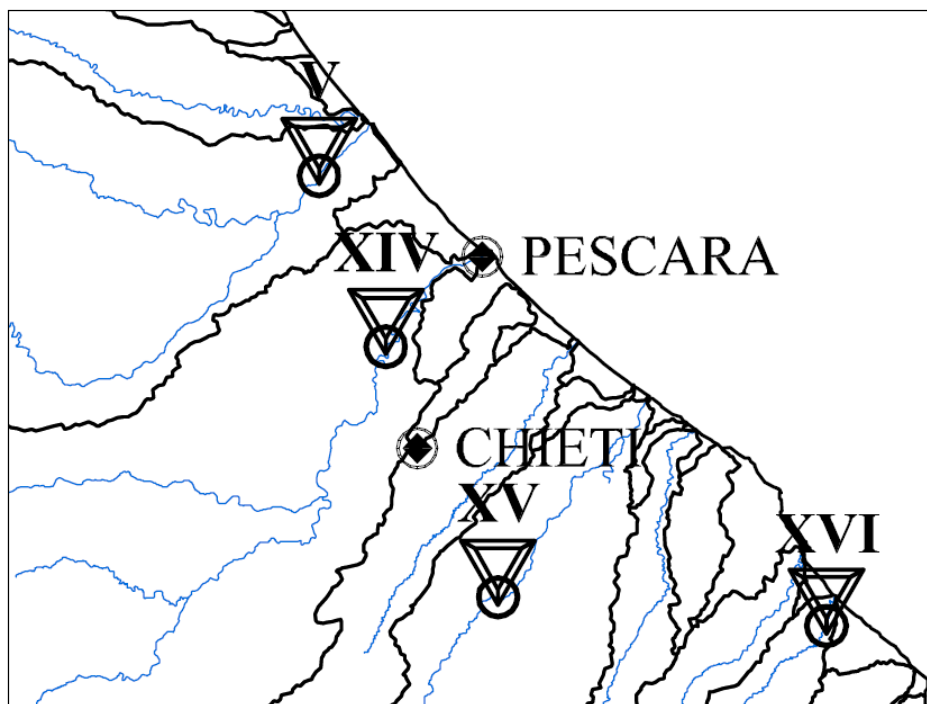


Figura 27 – “Posizione della stazione di misura di portata presa dall’Annale del 2007”

Da quanto riportato nella tabella relativa al periodo storico (Tabella 5) si è visto che la portata media giornaliera nei mesi estivi è compresa tra 36.40 e 42.33 mc/s, mentre nel mese di Maggio, nel quale è stato fatto il rilievo, la portata media è pari a 50.59 mc/s. Dall’analisi degli annali si è visto che la portata media giornaliera è abbastanza costante e si hanno dei picchi solo in concomitanza con eventi di pioggia molto intensi. In concomitanza di forti piogge o di allerta meteo arancione le lavorazioni in alveo dovranno essere interrotte.

Nella Tabella 6 è riportata la durata media, espressa in giorni, di non superamento di alcuni valori di portata.

Tabella 5 – “Stazione di Pescara a S. Teresa – elementi caratteristici anno 2007 e periodo storico”

ELEMENTI CARATTERISTICI PER L'ANNO 2007													
	ANNO	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre
Q massima (mc/s)...	55,62	39,73	43,03	55,62	54,30	36,66	35,12	28,61	29,70	31,45	39,12	49,80	45,02
Q media (mc/s).....	33,69	36,29	37,45	39,15	37,51	33,32	31,38	28,03	29,03	30,34	33,00	35,02	34,17
Q minima (mc/s)	27,44	34,82	35,12	35,43	33,20	29,70	28,23	27,44	28,23	29,01	30,95	29,60	29,60
Q media (l/s.kmq)...	10,78	11,61	11,98	12,53	12,00	10,66	10,04	8,97	9,29	9,71	10,56	11,21	10,93
Deflusso (mm)	340,03	31,11	28,99	33,55	31,11	28,55	26,03	24,03	24,88	25,16	28,28	29,05	29,28
Afflusso (mm)	643,90	54,90	58,10	70,20	39,70	77,50	39,10	1,50	3,30	39,20	87,20	74,10	99,10
Coef. di deflusso	0,53	0,57	0,50	0,48	0,78	0,37	0,67	16,02	7,54	0,64	0,32	0,39	0,30
ELEMENTI CARATTERISTICI PER IL PERIODO 1922-1931; 1936-1943; 1945-1961; 1965-1976; 1982; 1984-1986; 1988-2000; 2002-2006													
Q massima (mc/s)...	594,08	364,31	265,00	222,00	594,08	164,00	374,00	115,00	77,70	229,90	259,00	288,00	336,17
Q media (mc/s).....	49,92	58,21	59,78	60,34	60,78	50,59	42,33	36,80	36,40	40,69	45,18	51,79	57,69
Q minima (mc/s)	18,40	28,34	28,82	27,84	28,49	25,18	21,30	19,90	18,40	20,40	18,60	25,40	27,78
Q media (l/s.kmq)...	15,98	18,63	19,13	19,31	19,45	16,19	13,54	11,78	11,65	13,02	14,46	16,57	18,46
Deflusso (mm)	461,40	44,83	43,26	46,47	46,76	39,59	32,56	29,26	28,94	30,82	35,35	39,84	43,71
Afflusso (mm)	865,06	76,96	72,54	66,04	82,36	66,41	52,93	37,48	40,47	71,66	84,23	111,12	102,86
Coef. di deflusso	0,53	0,58	0,60	0,70	0,57	0,60	0,62	0,78	0,72	0,43	0,42	0,36	0,42

Tabella 6 – “Stazione di Pescara a S. Teresa – durata delle portate”

DURATA DELLE PORTATE		
GIORNI	2007	Periodo storico
	mc/s	mc/s
10	43,03	92,00
30	39,43	74,00
60	37,28	63,00
91	36,04	56,30
135	35,12	50,20
182	33,45	44,68
274	30,20	36,35
355	27,83	27,59

La cantierizzazione sarà costituita dalle seguenti lavorazioni principali:

- realizzazione di un rilevato provvisorio per la posa delle palancole; tale piano, avente quota sommitale superiore al livello idrico, sarà realizzato in terra e permetterà lo stazionamento degli operai di supporto per l'allineamento e l'incastro delle palancole; inoltre verrà rimodellato il terreno lato campagna fino a realizzare il piano di posa dei massi, questo permetterà di allargare la pista di cantiere;
- demolizione della sovrastruttura in corrispondenza della pila 4 fino alla quota dell'estradosso di 32.00 m s.l.m.;
- infissione delle palancole posizionando il macchinario in testa alla sponda del fiume;
- realizzazione del cordolo sommitale delle palancole;
- rimozione del terreno di riporto lato fiume con ripristino del fondo originario, tranne in corrispondenza del tratto al disotto del viadotto autostradale, in destra idraulica, dove il fondo andrà lasciato ad una quota di 29.40 m slm, in modo da lasciare coperta la zona oggetto di erosione localizzata;
- utilizzo di una pompa di cantiere per asportare l'acqua dall'area di lavorazione;
- stesura del geotessile filtro, dello strato in ghiaia e ciottoli e dei massi sovrastanti;
- realizzazione della chiodatura e legatura dei massi;
- eventuale ripristino dello stradello spondale;
- rinverdimento con talee.

3 APPENDICE

3.1 IL MODELLO MATEMATICO HEC-RAS

Di seguito vengono esposti i fondamenti teorici alla base della modellazione idraulica monodimensionale, effettuata mediante il codice di calcolo HEC-RAS RIVER ANALYSIS SYSTEM versione 5.0.3 del settembre 2016, utilizzata per il calcolo dei livelli di piena e conseguenti aree d'esondazione.

La determinazione del livello del pelo libero in ogni sezione è computato, 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: Y1 e Y2 rappresentano rispettivamente le profondità del pelo libero della sezione di valle e di monte, Z1 e Z2 rappresentano rispettivamente le elevazioni sul medio mare del fondo del canale della sezione di valle e di monte, V1 e V2 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.

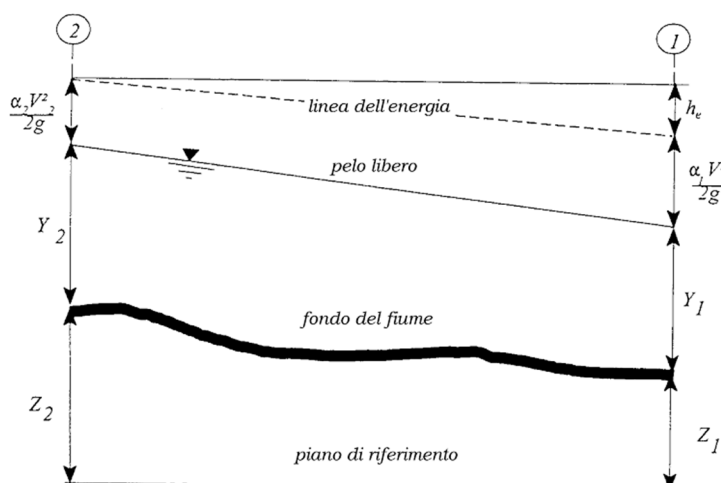


Figura 28 – “Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d’acqua”

La Figura 28 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 complessive h_e tra le due sezioni sono dovute alle perdite continue e 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 29).

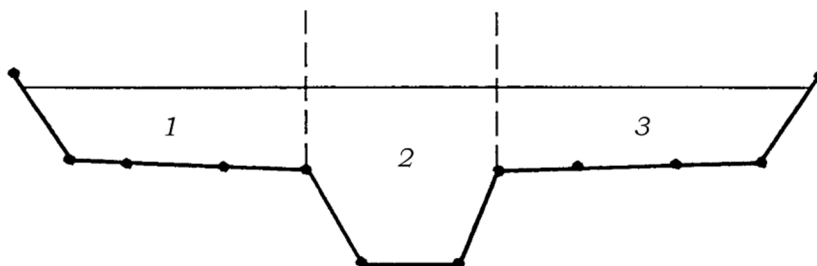


Figura 29 – “Sezione schematica di un corso d'acqua naturale”

Con riferimento alla Figura 29 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 è 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 30.

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 complessiva;

ρ , densità del fluido;

ΔV_x , variazione della velocità tra le due sezioni.

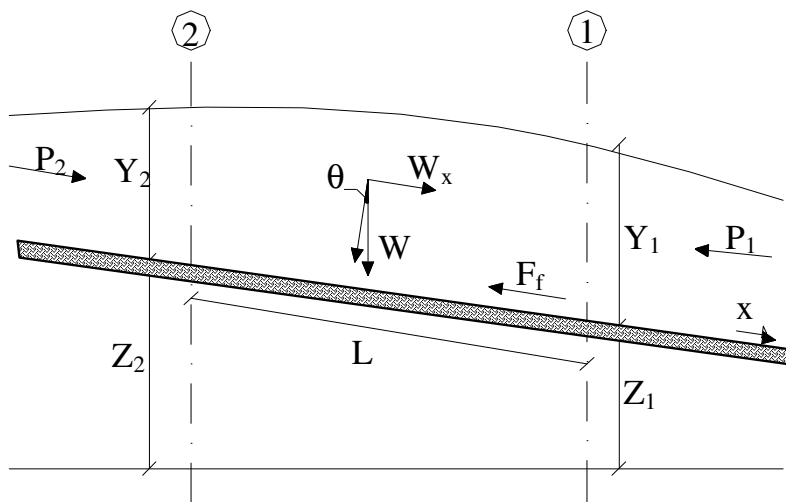


Figura 30 – “Sezione schematica di un corso d’acqua naturale”

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:

$$F_f = \tau PL$$

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

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 31 e Figura 32, 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.

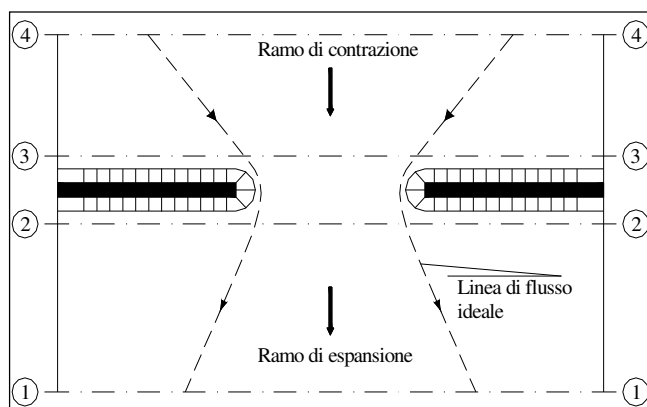


Figura 31 – “Pianta schematica di un attraversamento fluviale”

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 32.

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:

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

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 7 in funzione del tipo di pila presente.

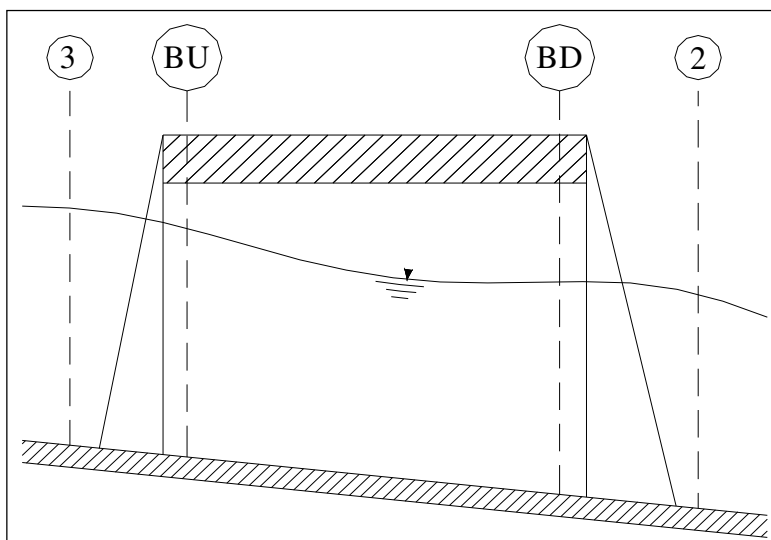


Figura 32 – “Sezione schematica di un attraversamento fluviale”

Tabella 7 – “Coefficiente di resistenza idrodinamico C_D ”

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

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 31 e Figura 32, 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.

Tabella 8 – “Coefficienti di Yarnell”

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

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 34, 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.

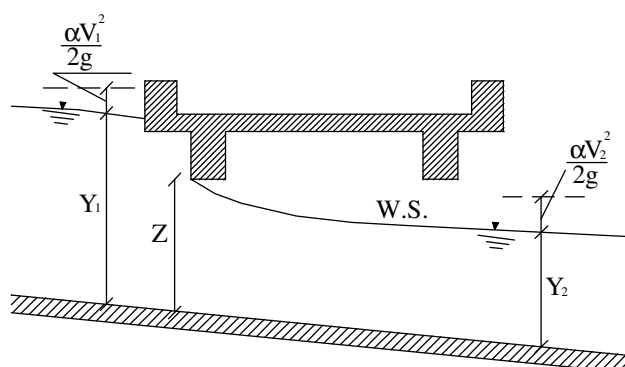


Figura 33 – “Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo”

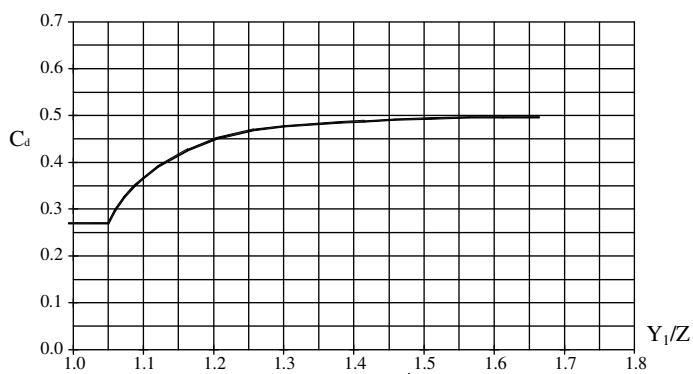


Figura 34 – “Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd”

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 35.

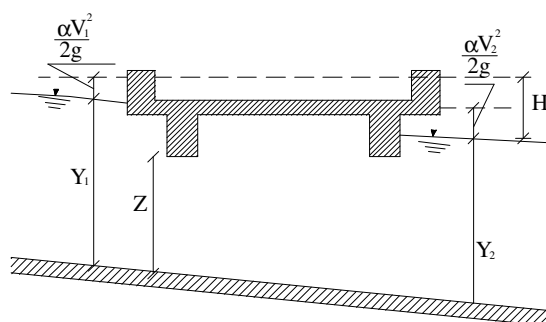


Figura 35 – “Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo”

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, Figura 36, 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.

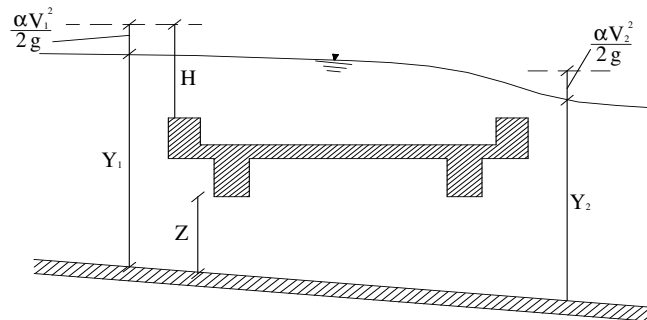


Figura 36 – “Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo”

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 stramazzone; di conseguenza il profilo che si ottiene secondo tale approccio dipende principalmente dalla geometria dell'entrata.

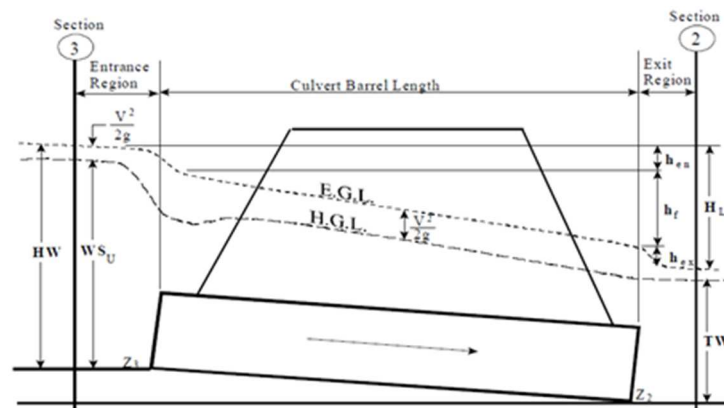


Figura 37 – “Schema di un tombino ponticello”

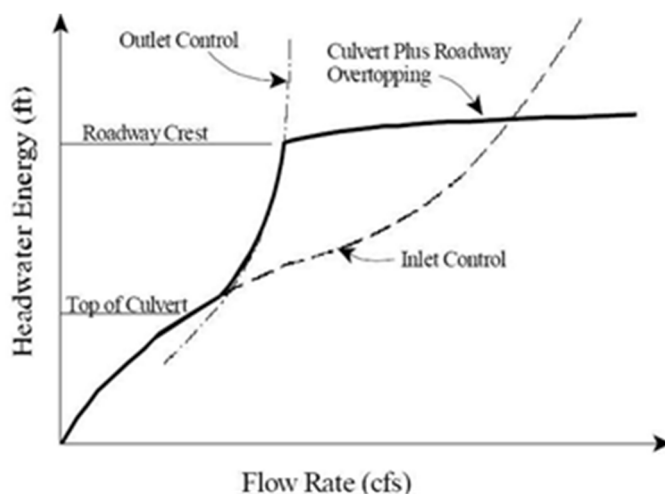


Figura 38 – “Diagramma di funzionamento del tombino ponticello”

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;
 α_3, α_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.

3.2 CRITERI DIMENSIONAMENTO PROTEZIONI FONDO E SPONDE

Il dimensionamento dei massi costituenti la scogliera è stato fatto utilizzando la metodologia proposta da Stevens e altri nel 1976 che permette di determinare il coefficiente di sicurezza relativo alla stabilità dei massi disposti su una sponda inclinata. Tale metodologia deriva dalla teoria dell'equilibrio limite.

Si definiscono:

d_m	diametro equivalente del masso;
θ	pendenza della sponda;
$\tan \lambda = i_f$	pendenza del fondo;
β	angolo fra direzione di caduta del masso e linea di massima pendenza della sponda;
U_r	velocità della corrente che investe il masso;
ϕ	angolo di riposo in acqua dei massi pari a 60°;
Y_0	profondità media della corrente;
V	velocità media della corrente;
γ	peso specifico dell'acqua (1000 kg/mc);
γ_s	peso specifico medio dei massi (2600 kg/mc);
τ	tensione tangenziale sul masso.

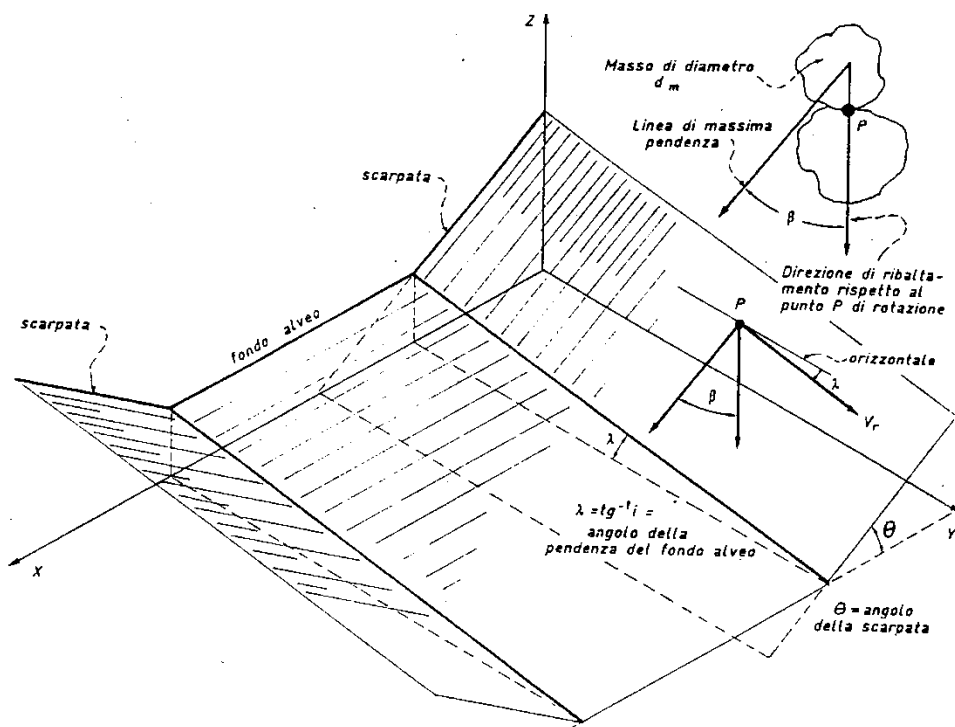


Figura 39 – "Schema geometrico"

La velocità della corrente che investe il masso U_r può essere desunta dalla legge logaritmica di distribuzione della velocità sulla verticale y in un moto assolutamente turbolento (Keulegan, 1938):

$$U(y) = 2.5 U^* \ln \left(30.2 \frac{y}{d_m} \right) \quad (1)$$

Nella quale: $U^* = \sqrt{\tau/\rho}$

Integrando la (1) sulla verticale si ottiene che la velocità media U_r della corrente è data da:

$$V = 2.5 U^* \ln \left(12.3 \frac{Y_0}{d_m} \right) \quad (2)$$

Ammettendo che la velocità U_r sia corrispondente alla profondità $y = d_m$, dalle (1) e (2) si ottiene:

$$U_r = U(d_m) = V \frac{3.4}{\ln(12.3 Y_0/d_m)} \quad (3)$$

Le equazioni (1), (2) e (3) valgono per profondità relative $Y_0/d_m > 6$; invece nel caso in cui la scabrezza sia macroscopica ($Y_0/d_m < 6$) e conseguentemente molto alta la turbolenza e l'aerazione della corrente, si può assumere in via pratica:

$$U_r = V \quad (4)$$

Secondo la metodologia di Stevens, il numero di stabilità su sponda orizzontale σ è dato da:

$$\sigma = \frac{0.3 U_r^2}{\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g d_m}$$

L'angolo di caduta del masso si ottiene da:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\cos \lambda}{\frac{2 \sin \theta}{\sigma \tan \phi} + \sin \lambda} \right)$$

Il numero di stabilità su sponda inclinata σ' è dato da:

$$\sigma' = \frac{\sigma [1 + \sin(\lambda + \beta)]}{2}$$

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento del masso C_s , dato dal rapporto fra forze stabilizzanti e destabilizzanti si ottiene dalla seguente formula:



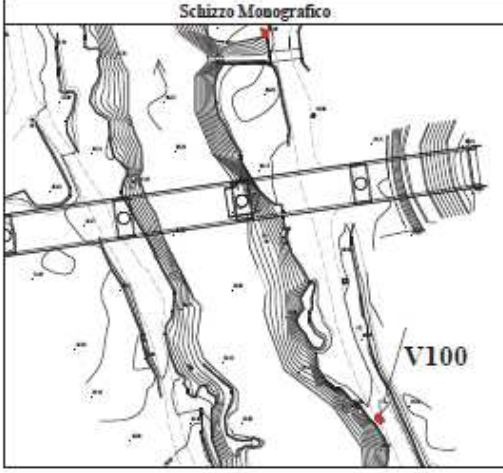


$$C_s = \frac{\cos \theta \tan \phi}{\sigma' \tan \phi + \sin \theta \cos \beta} C_L$$



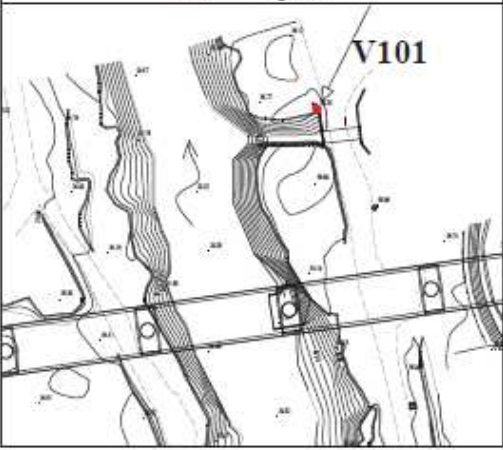


Il parametro C_L rappresenta il fattore di legatura ed è pari a 1 per massi sciolti e a 1.5 per massi legati.



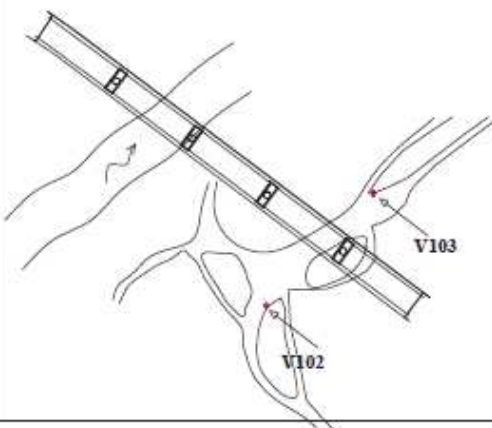


Il coefficiente di sicurezza C_s deve essere pari ad almeno 1.3:



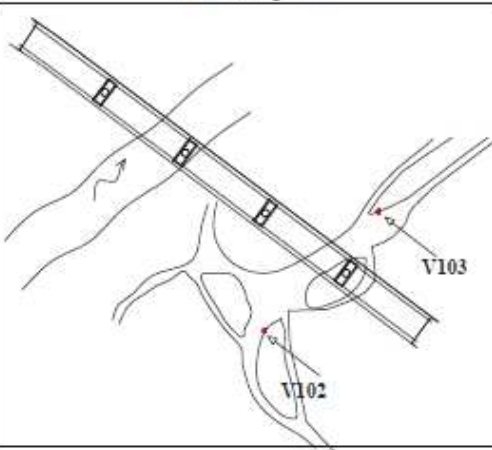


$$C_s \geq 1.3$$

4 ALLEGATO 1: MONOGRAFIE DEI CAPISALDI

		
RILIEVO TOPOGRAFICO CORSI D'ACQUA A24-A25		
VERTICE: V100	Data e luogo di Realizzazione Maggio 2020 - Chieti	Redatto da :  Georilievi Impei S.r.l.
Schizzo Monografico 	Prestanze <div style="height: 150px; border: 1px solid black;"></div>	
Accesso: uscendo da Chieti Scalo dalla SS5 alla rotonda prima dello svincolo per la A24 svoltare a dx x via Torino, dopo 1060m alla rotonda prendere la 3° uscita e andare avanti su strada bianca sempre dritto per m395 poi a sx dopo 100m a dx si trova il punto.		
Materializzazione: croce incisa su basamento pozzetto Vertici osservati: V101		
Fotografia -particolare 	Cartografia 	
Coordinate		
Gauss-Boaga: N: 4687582.786 E: 2447475.785 H ort: 36.190	UTM: N: 4687572.629 E: 427466.939	Geografiche ETRF 2000: φ: 42° 20' 13.30426" N λ: 14° 07' 10.29054" E H ell: 81.150

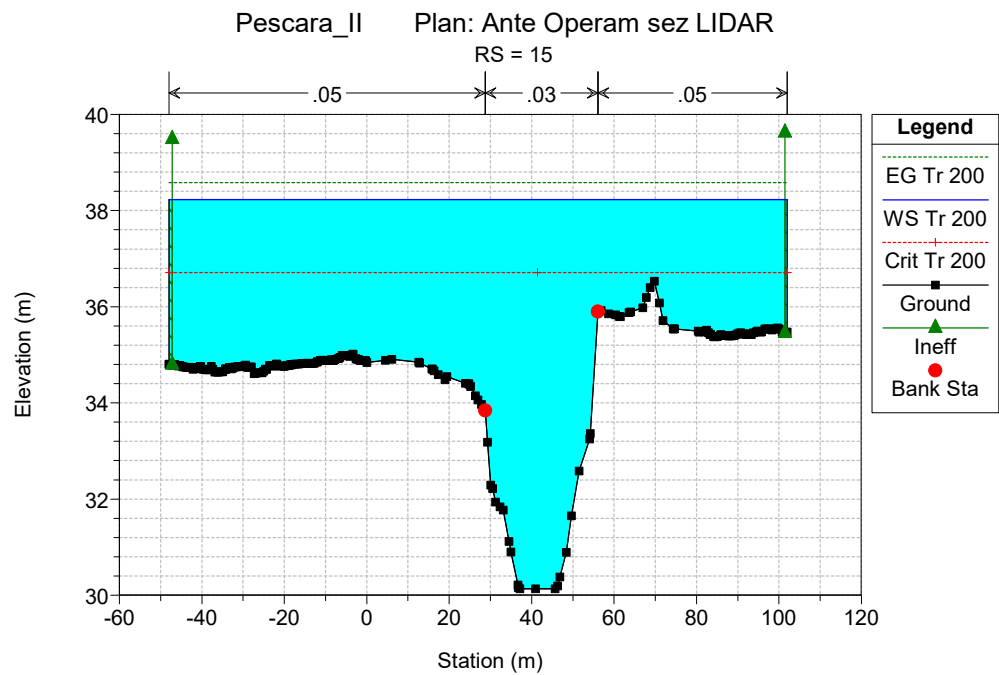
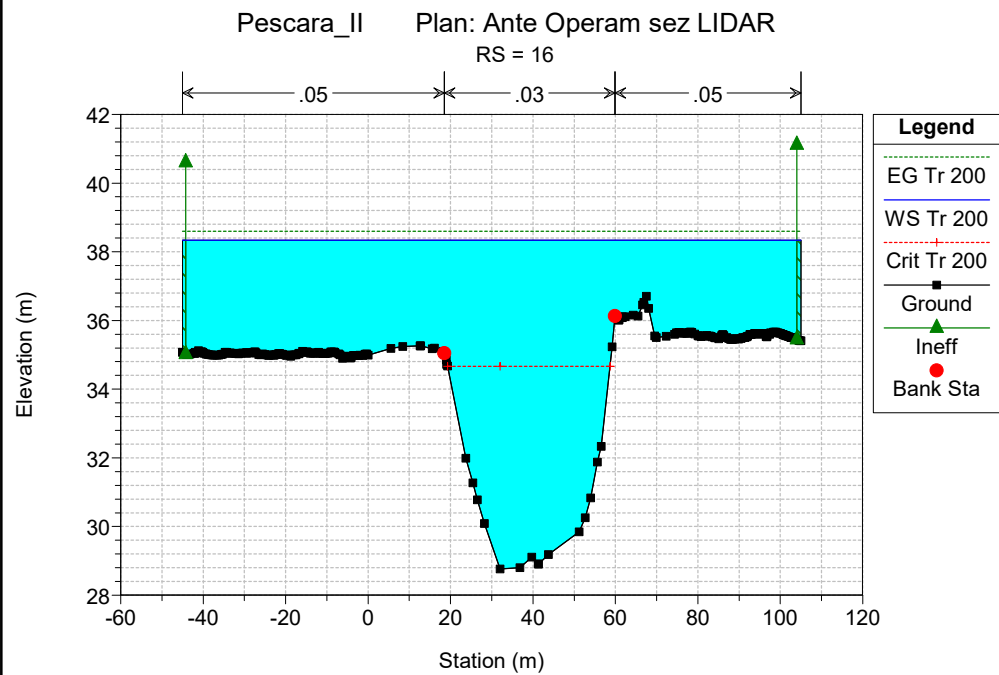
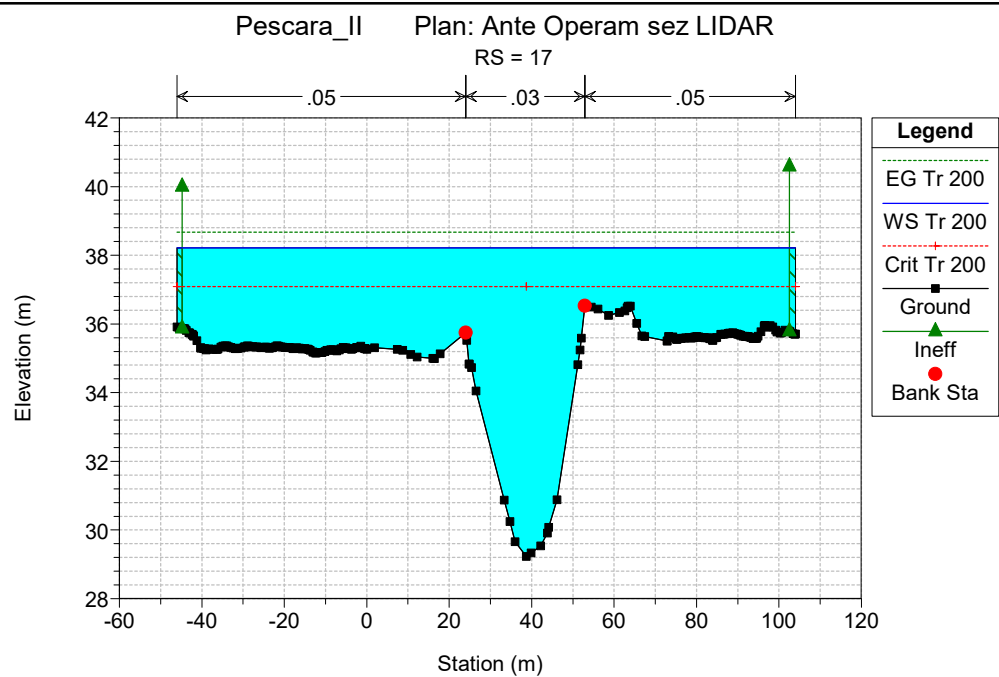
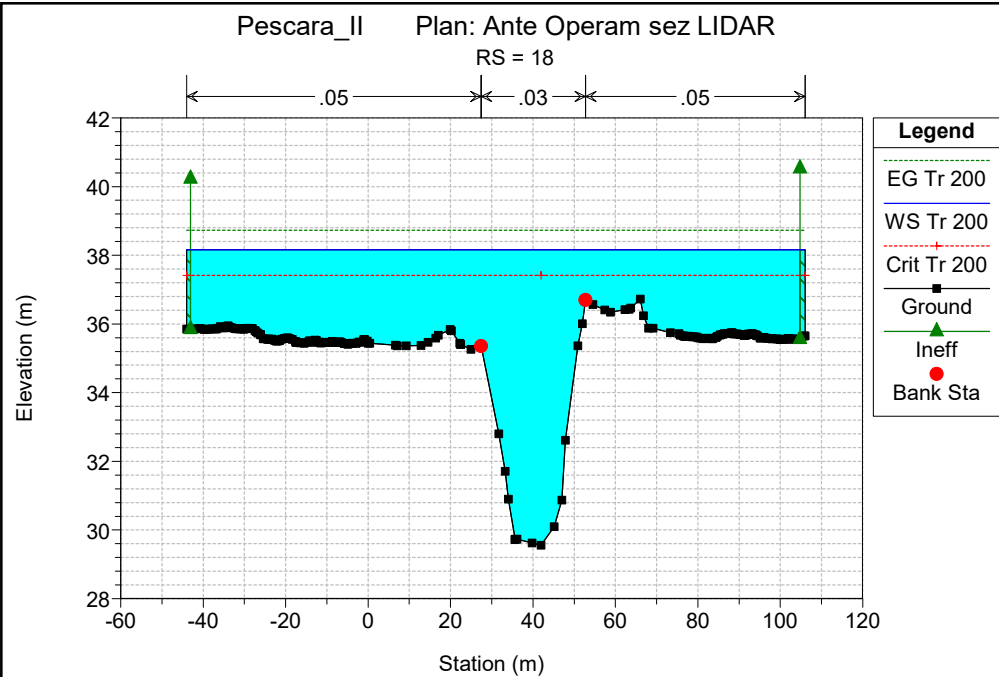
 Infra Engineering		
RILIEVO TOPOGRAFICO CORSI D'ACQUA A24-A25		
VERTICE: V101	Data e luogo di Realizzazione Maggio 2020 - Chieti	Redatto da :  Georilievi Impei S.r.L.
Schizzo Monografico 	Prestanze <div style="height: 150px; border: 1px solid black;"></div>	
Accesso: uscendo da Chieti Scalo dalla SS5 alla rotonda prima dello svincolo per la A24 svoltare a dx x via Tirino, dopo 1060m alla rotonda prendere la 3° uscita e andare avanti su strada bianca sempre dritto per m395 poi a sx dopo 10m a dx si trova il punto		
Chiodo fissato su testa muro Vertici osservati: V100		
Fotografia -particolare 	Cartografia 	
Coordinate		
Gauss-Boaga: N: 4687679.244 E: 2447447.358 H ort: 36.474	UTM: N: 4687669.083 E: 427438.513	Geografiche ETRF 2000: φ: 42° 20' 16.42161" N λ: 14° 07' 09.00482" E H ell: 81.427

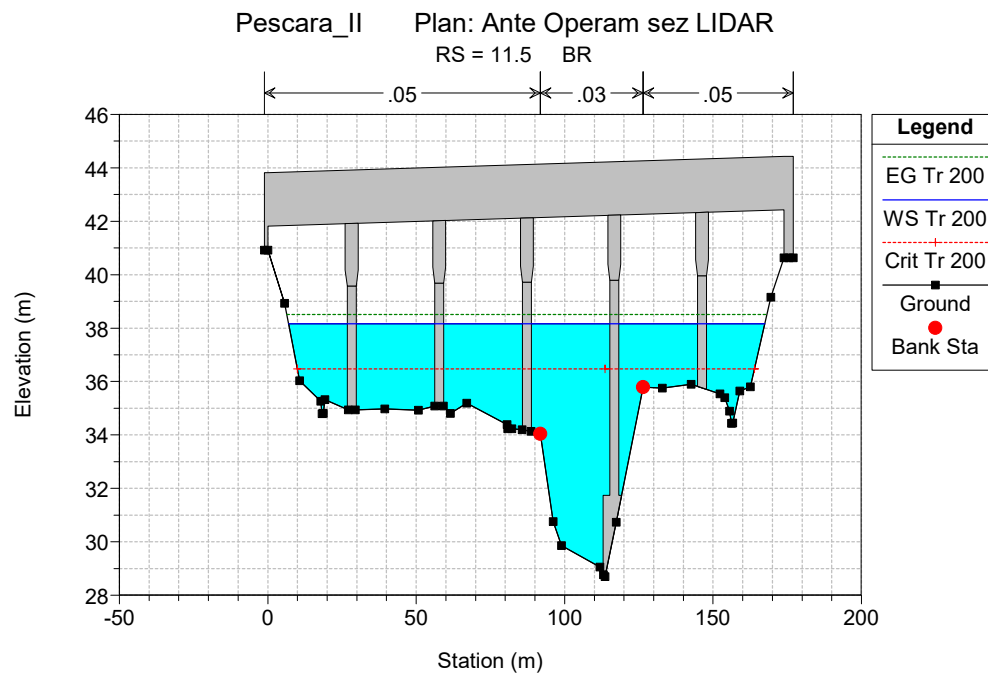
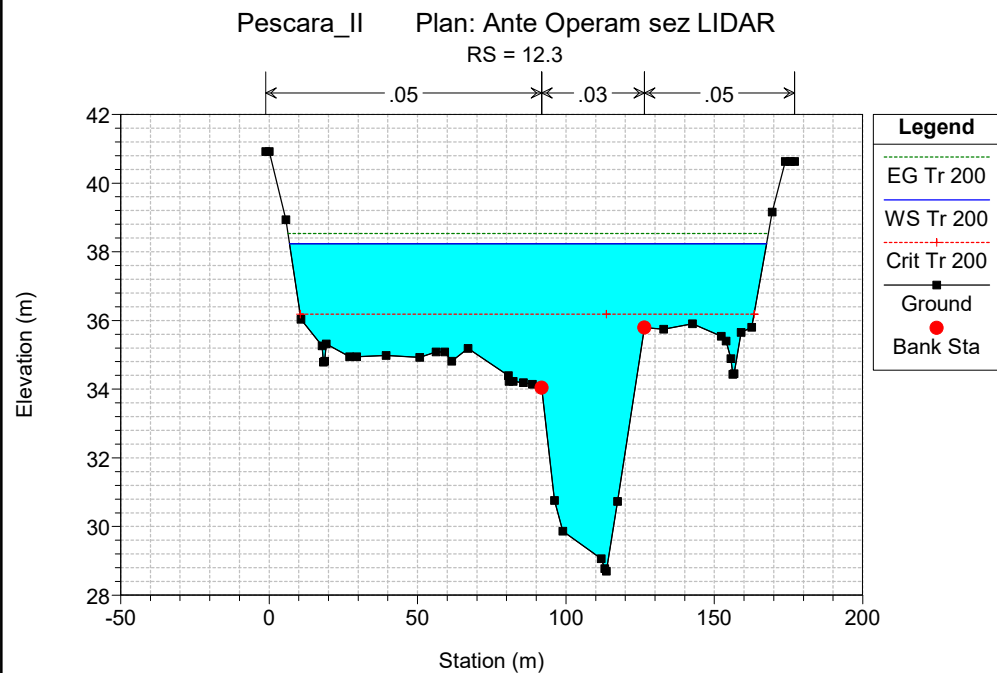
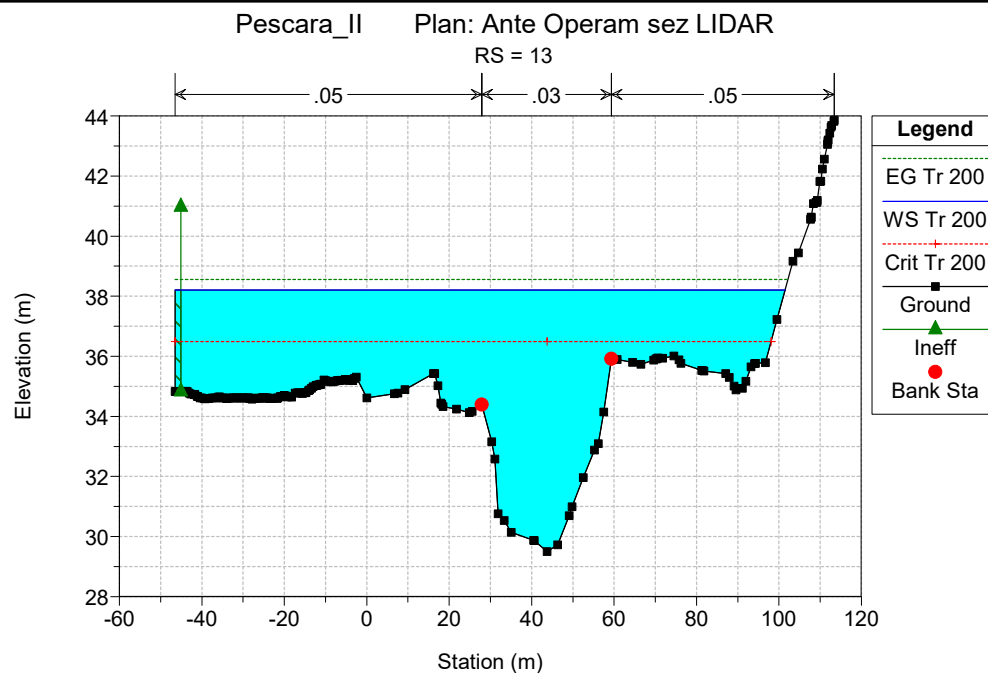
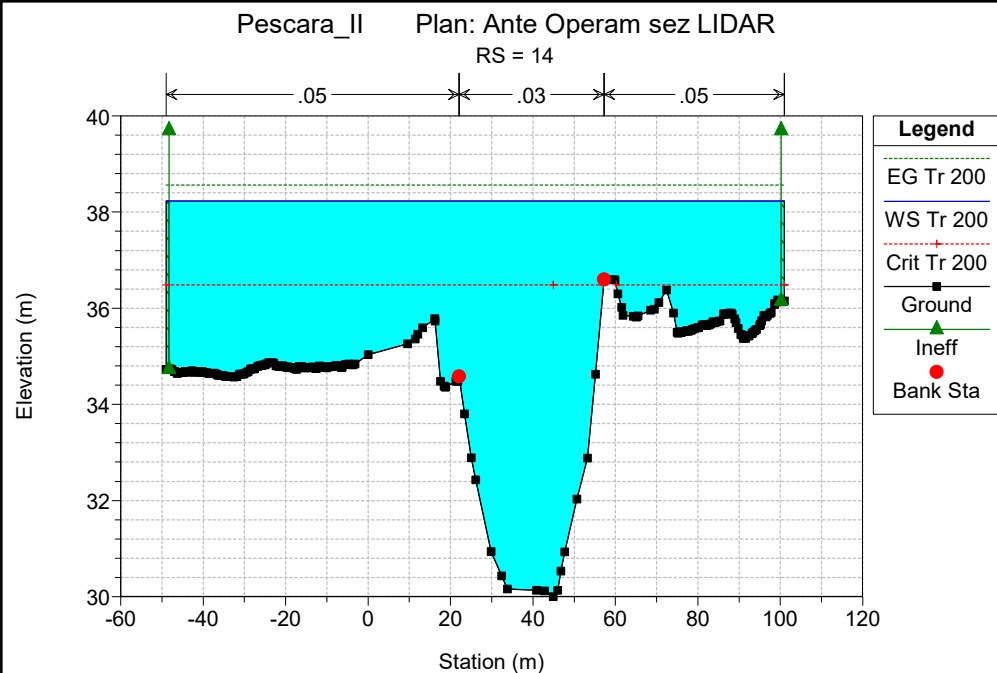
		
RILIEVO TOPOGRAFICO CORSI D'ACQUA A24-A25		
VERTICE: V102	Data e luogo di Realizzazione Maggio 2020 - Chieti	Redatto da :  Georilievi Impei S.r.L.
Schizzo Monografico 	Prestanze <div style="height: 150px; border: 1px solid black;"></div>	
Accesso: usciti da Chieti scalo arrivati alla rotonda prima dello svincolo per la A24 svoltare a dx x via Torino, dopo 1060m alla rotonda prendere la 3° uscita e girare a dx dopo 130m il punto si trova a dx.		Materializzazione: chiodo infisso su asfalto Vertici osservati: V103
Fotografia -particolare 	Cartografia 	
Coordinate		
Gauss-Boaga:	UTM:	Geografiche ETRF 2000:
N: 4688064.253	N: 4688054.076	φ: 42° 20' 28.92565" N
E: 2447516.649	E: 427507.800	λ: 14° 07' 11.85831" E
H ort: 33.700		H ell: 78.620

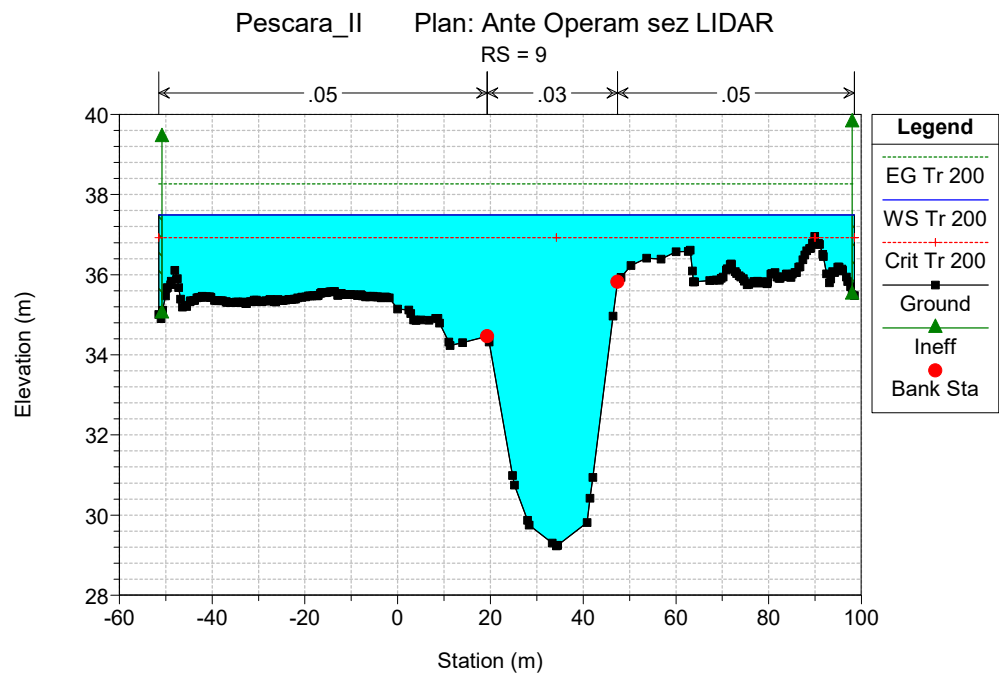
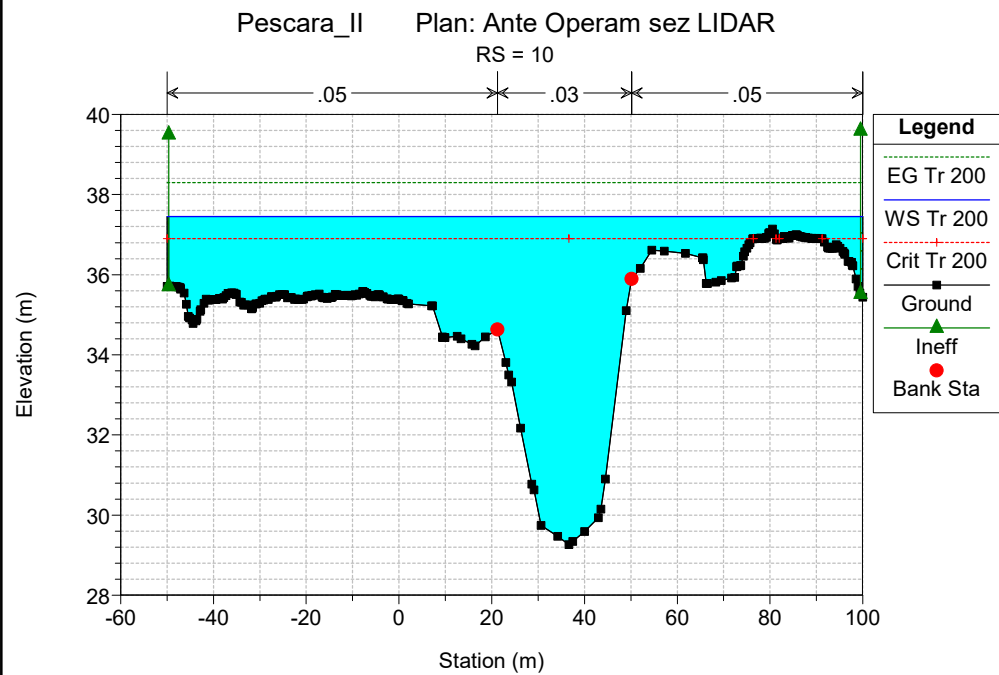
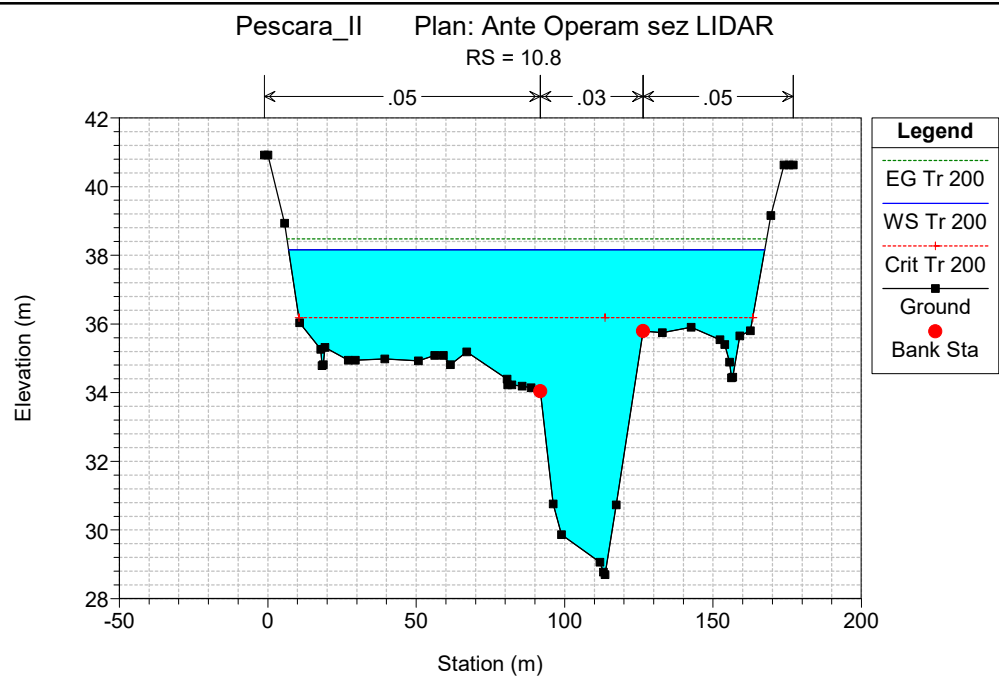
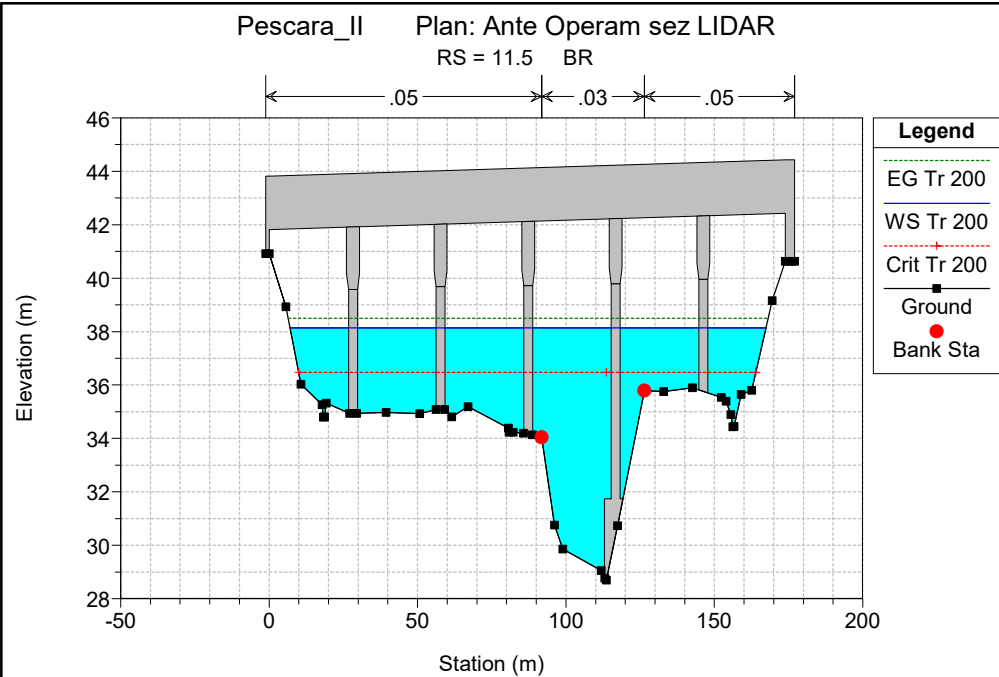
		
RILIEVO TOPOGRAFICO CORSI D'ACQUA A24-A25		
VERTICE: V103	Data e luogo di Realizzazione Maggio 2020 - Chieti	Redatto da :  Georilievi Impei S.r.L.
Schizzo Monografico 	Prestanze <div style="height: 150px; border: 1px solid black;"></div>	
Accesso: usciti da Chieti scalo arrivati alla rotonda prima dello svincolo per la A24 svoltare a dx x via Tirino, dopo 1060m alla rotonda prendere la 3° uscita e girare a dx dopo 190m il punto si trova a sx inizio pavimentazione.		
Materializzazione: chiodo fissato su tra ciglio e pavimento. Vertici osservati: V102		
Fotografia-particolare 	Cartografia 	
Coordinate		
Gauss-Boaga: N: 4688110.166 E: 2447560.641 H ort: 33.690	UTM: N: 4688099.988 E: 427551.790	Geografiche ETRF 2000: φ: 42° 20' 30.42878" N λ: 14° 07' 13.75987" E H ell: 78.6059

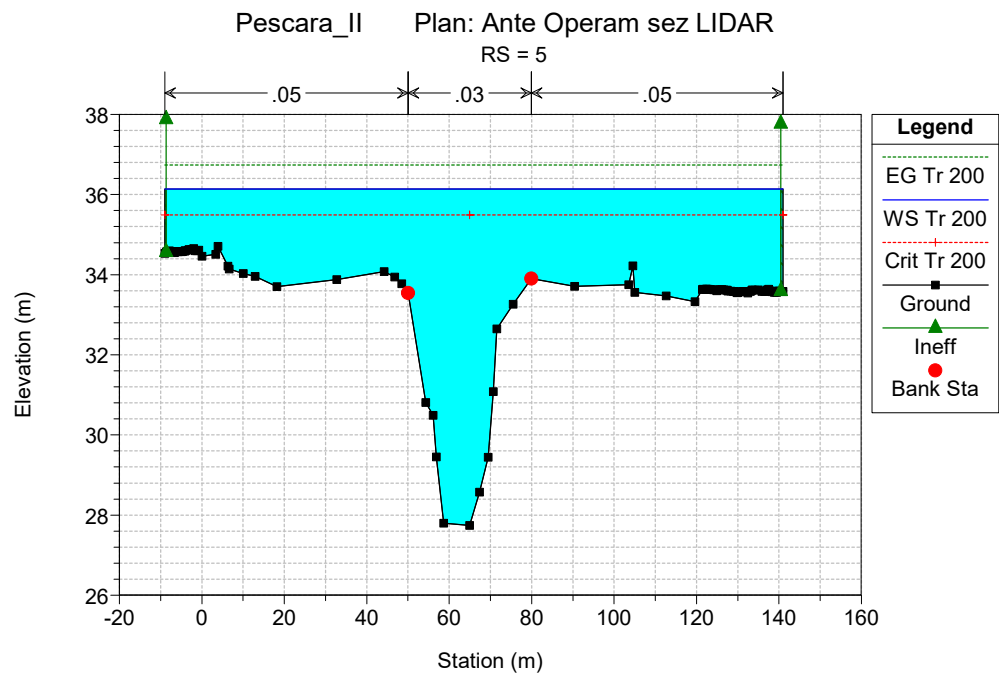
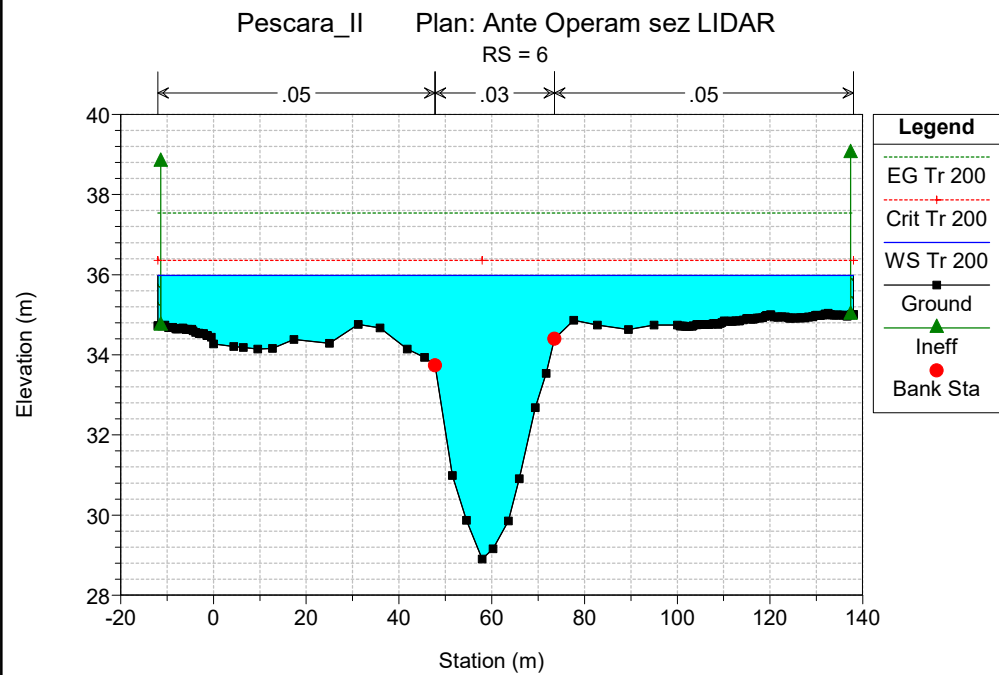
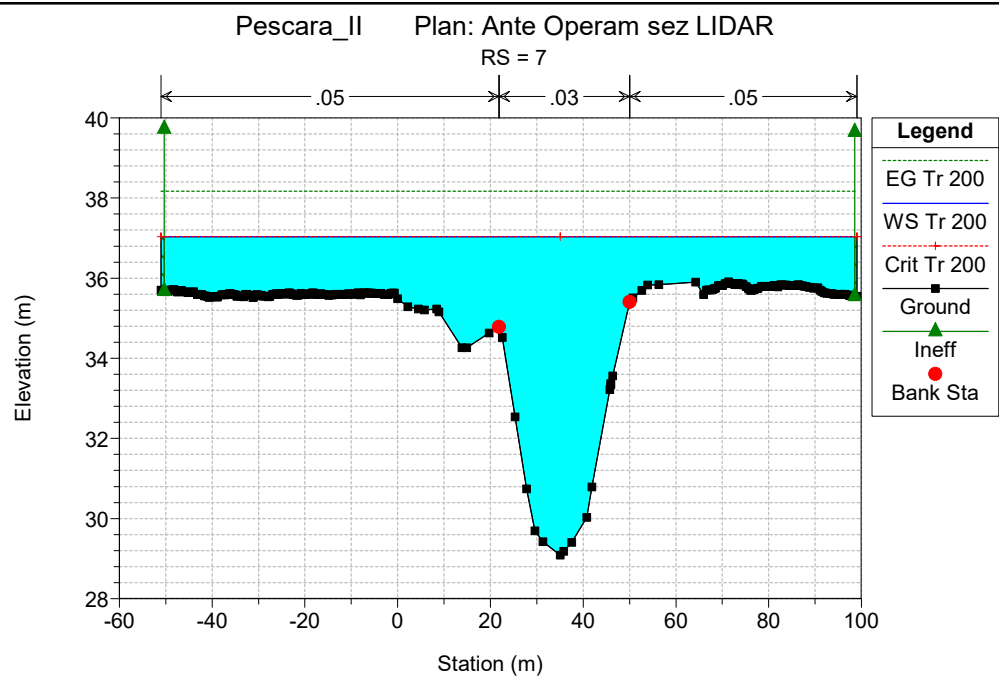
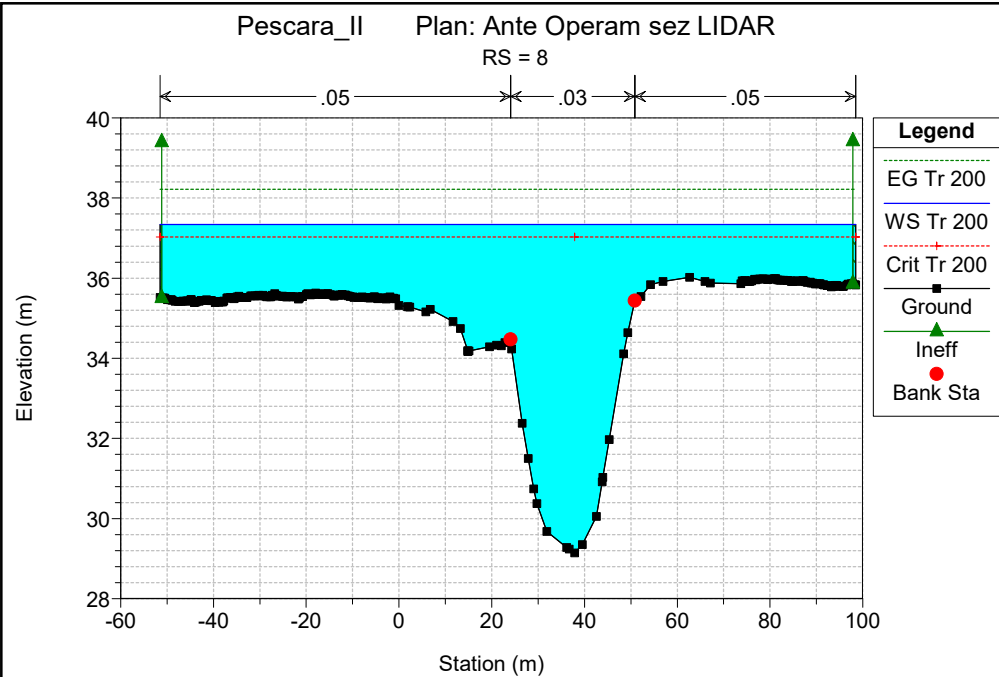
5 ALLEGATO 2: SEZIONI TRASVERSALI MODELLAZIONE IDRAULICA

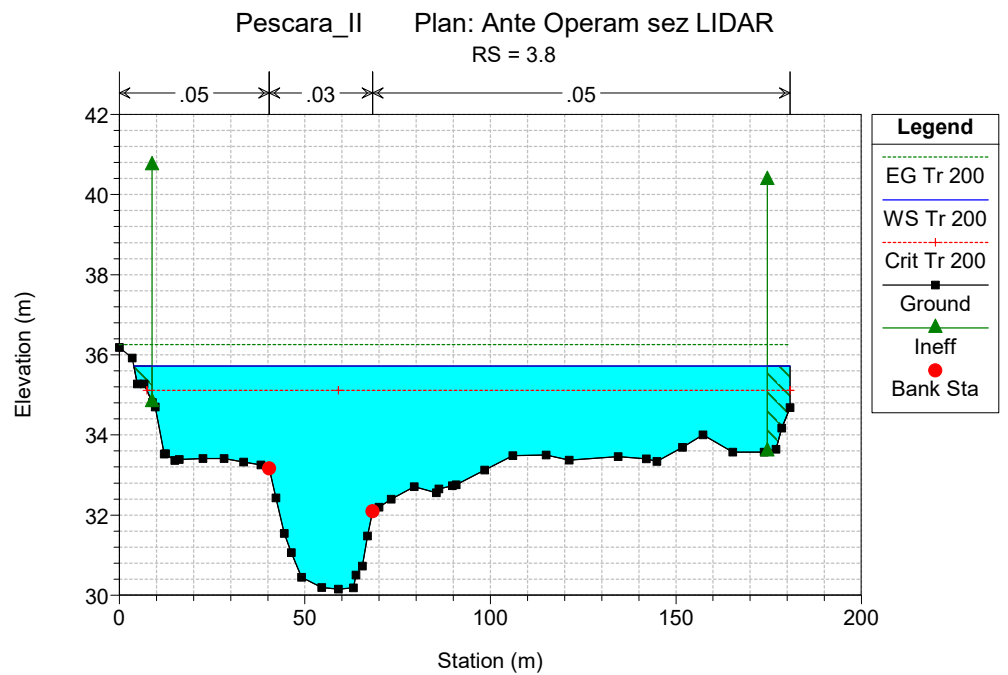
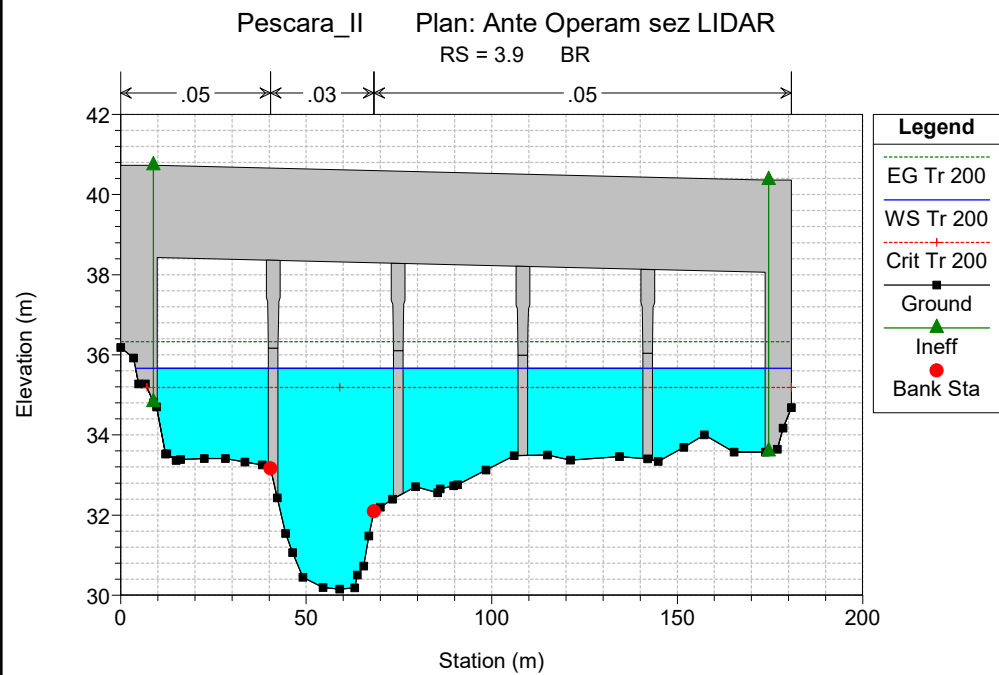
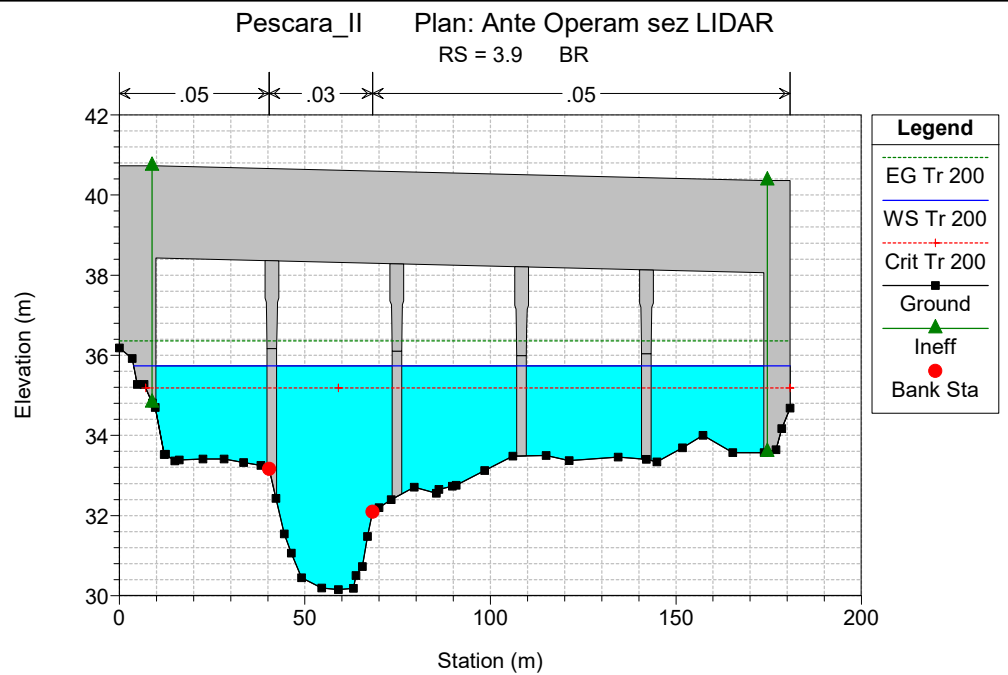
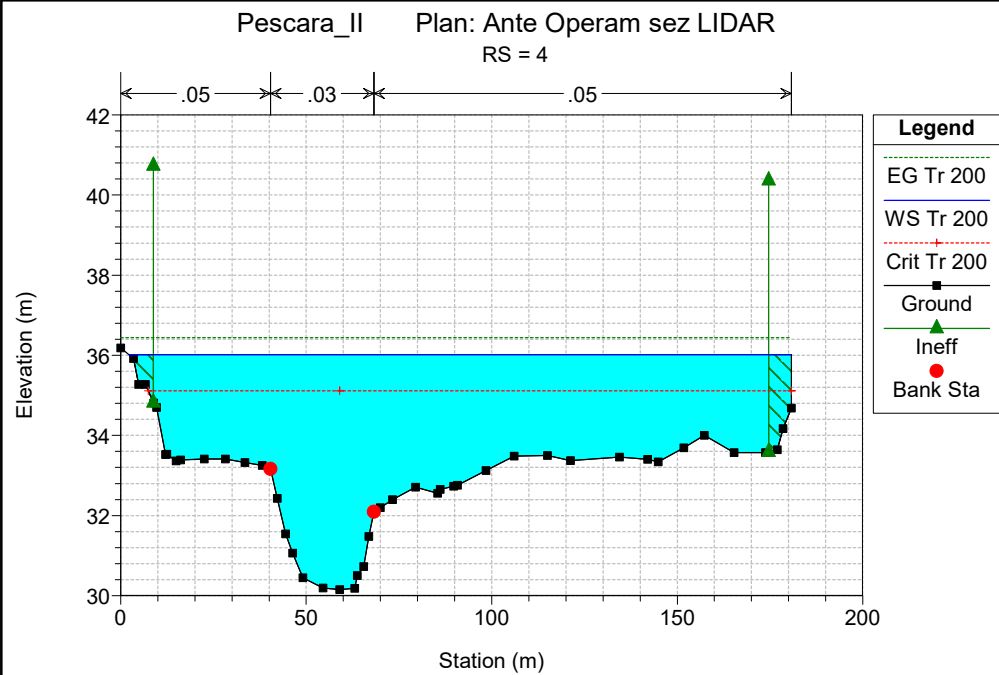
RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA
ANTE OPERAM

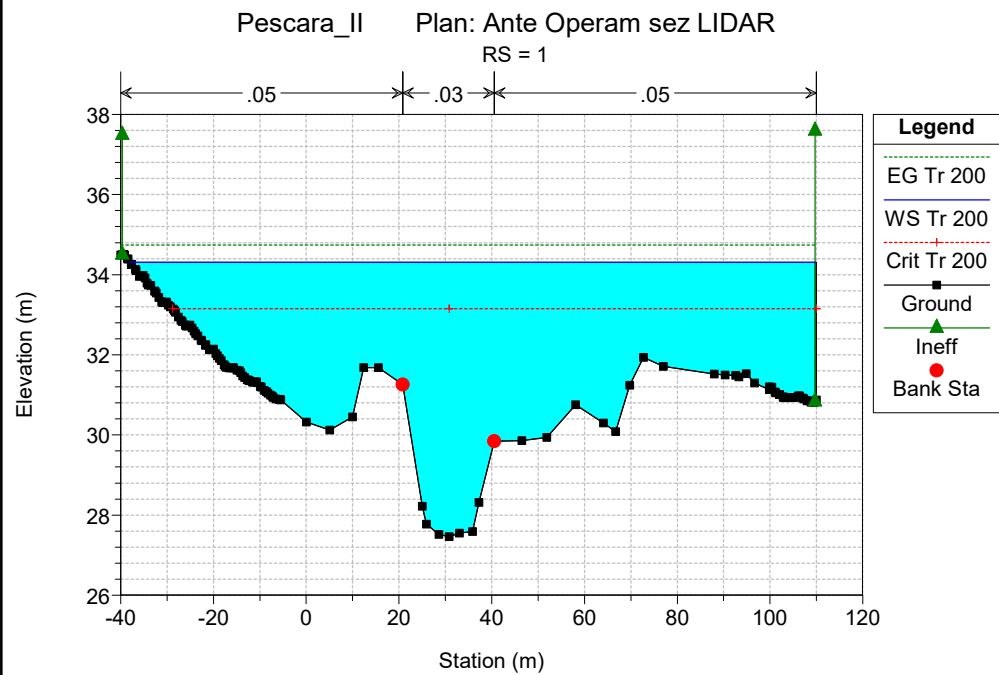
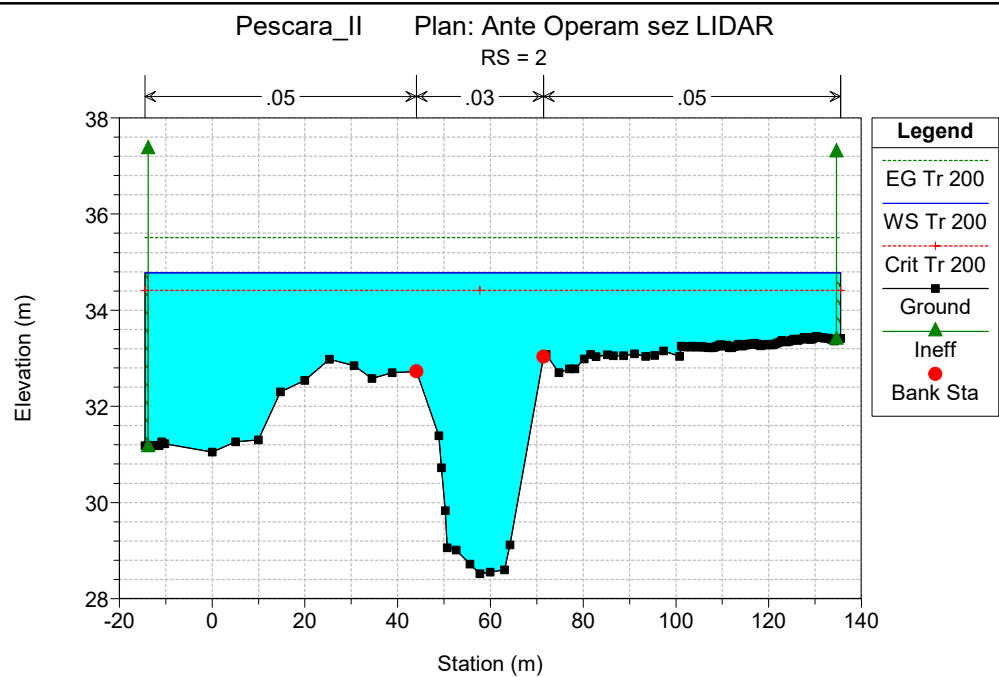
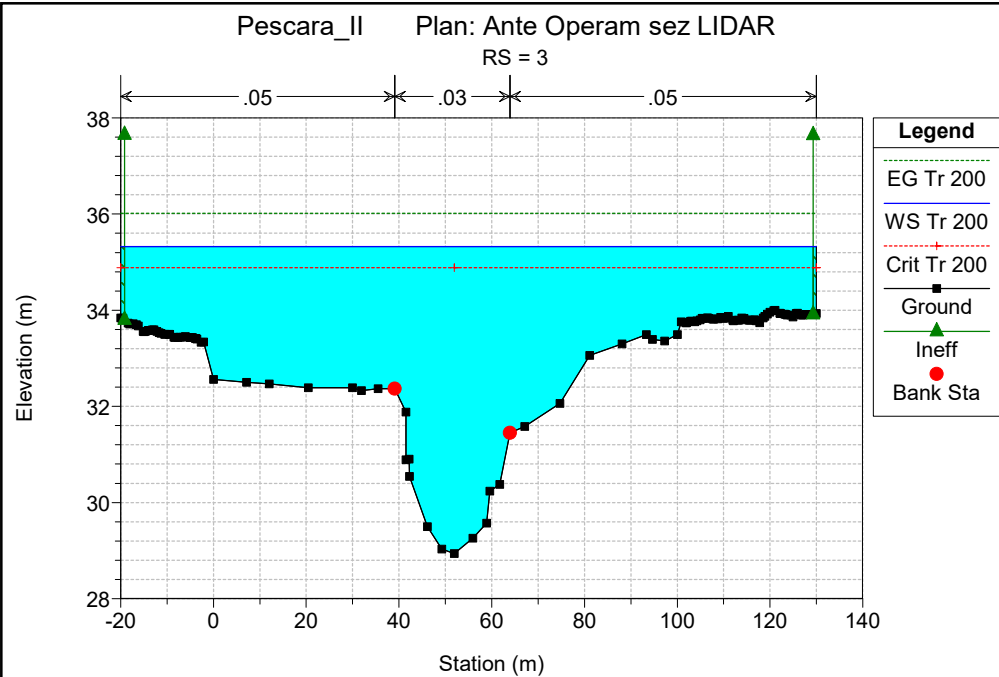












RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA POST OPERAM

