

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO : CATTOLICA - FANO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD
PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

IDROLOGIA E IDRAULICA RELAZIONE IDROLOGICO - IDRAULICA INTERFERENZE IDROGRAFICHE

**IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE
SPECIALISTICA**

Ing. Maurizio Torresi
Ord. Ingg. Milano N.16492

RESPONSABILE UFFICIO IDR

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Giuliana Garigali
Ord. Ingg. Milano N. 18419

RESPONSABILE AREA DI PROGETTO BOLOGNA

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Maurizio Torresi
Ord. Ingg. Milano N. 16492

RESPONSABILE FUNZIONE STP

RIFERIMENTO ELABORATO						DATA:	REVISIONE	
DIRETTORIO			FILE			OTTOBRE 2010	n.	data
codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo		SCALA:	1	NOVEMBRE 2011
1	1	143101	IDR00102				-	2

spea
autostrade

ingegneria
europea

ELABORAZIONE
GRAFICA
A CURA DI :

-

ELABORAZIONE
PROGETTUALE
A CURA DI :

Ing. Federica RADICE

CONSULENZA
A CURA DI :

IL RESPONSABILE
UFFICIO/UNITA'

Ing. Maurizio Torresi - O.I. Milano N. 16492

VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA
DIREZIONE OPERATIVA
PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASPI

Ing. Alberto Selleri

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

Geom. Mauro Moretti

VISTO DEL CONCEDENTE



INDICE

1. PREMESSA	3
2. AMBITO DI RIFERIMENTO	7
3. METODOLOGIA OPERATIVA	9
4. INQUADRAMENTO NORMATIVO	11
4.1 NORMATIVA NAZIONALE	11
4.2 NORMATIVA REGIONALE.....	15
4.3 AUTORITÀ DI BACINO.....	16
5.1.4 Vincoli legati alla pianificazione di bacino.....	18
4.4 STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALI	19
5. IDROLOGIA	21
5.1 LE PRECIPITAZIONI INTENSE	23
5.1.1 Il regime pluviometrico delle aree di interesse	23
5.2 CALCOLO DELLA PORTATA DI RIFERIMENTO.....	26
5.2.1 Il calcolo della portata di piena nei corsi d'acqua di interesse	27
6. IDRAULICA	29
6.1 CRITERI DI COMPATIBILITÀ E INDIRIZZI PER LA PROGETTAZIONE E LA VERIFICA IDRAULICA DEI PONTI.....	29
6.1.1 Indirizzi progettuali	30
6.1.2 Condizioni di esercizio transitorio.....	31
6.1.3 Progettazione degli interventi di adeguamento	32
6.2 RILIEVI TOPOGRAFICI	33
6.3 MODELLAZIONE IDRAULICA.....	33
6.3.1 Generalità.....	33
6.3.2 Risultati delle modellazioni condotte	36
6.3.3 Analisi dei risultati	36
6.3.3.1 Corsi d'acqua principali	36
6.3.3.2 Corsi d'acqua secondari	38
7. FENOMENI IDRODINAMICI E MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON LE OPERE VIARIE	41
7.1 VULNERABILITÀ IDRAULICA DEI PONTI PER FENOMENI EROSIVI	41
7.2 CRITERI PROGETTUALI DEGLI INTERVENTI DI SISTEMAZIONE.....	42
7.3 DESCRIZIONE DELLE TIPOLOGIE D'INTERVENTO IN PROGETTO.....	44
7.3.1 Scogliere per protezione pile.....	44
7.3.1.1 Dimensionamento scogliere	45
7.3.2 Scogliere per protezione sponde - dimensionamento.....	46

7.3.3	<i>Rivestimenti in materassi</i>	48
7.3.4	<i>Sistemazioni in gabbioni</i>	48
7.3.5	<i>Dimensionamento dei rivestimenti in gabbioni e materassi</i>	49
7.3.6	<i>Calcolo della tensione tangenziale resistente</i>	51
7.4	APPLICAZIONI PROGETTUALI AI CORSI D'ACQUA DI INTERESSE	52
7.4.1	<i>Fiume Metauro</i>	52
7.4.2	<i>Torrente Arzilla</i>	54
8.	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA NELLE FASI DI CANTIERE: PARZIALIZZAZIONE DELL'ALVEO	56
8.1	FIUME METAURO	57
9.	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA: CORSI D'ACQUA SECONDARI	59
9.1	FOSSO DELLA PALOMBARA	59
9.2	FOSSO DEGLI USCIENTI	59
9.3	DEVIAZIONE CANALE SCOLMATORE	60
10.	ALLEGATO A: RISULTATI DELLE MODELLAZIONI CONDOTTE	61

1. PREMESSA

1.1 Generale

Nell'ambito delle attività da svolgere legate al IV° atto aggiuntivo alla concessione per l'esercizio di tratte autostradali tra Autostrade per l'Italia S.p.A. ed ANAS, si prevede l'ammmodernamento e l'ampliamento alla terza corsia dell'Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto, comunemente denominata "Adriatica", nel tratto compreso tra gli svincoli di Rimini Nord e Pedaso.

All'interno del più esteso intervento di ampliamento ed ammodernamento dell'autostrada A14 sopra richiamato, si inserisce il progetto di ampliamento alla 3^a corsia della tratta Cattolica – Fano, dalla progr. km 145+537.45 alla progr. km 173+702.40 (progressiva riferita all'asse carr. sud), coincidente con la progr. esistente km 173+800, per una lunghezza complessiva di 28,165 km circa. All'interno di tale tratto ricade lo svincolo di Fano (km 173+200).

La Conferenza dei Servizi del progetto di adeguamento alla 3° corsia del tratto Cattolica – Fano, si è tenuta nelle sessioni del 19.05.06, 23.06.06 e 7.07.06.

Con Decreto direttoriale n.6839 in data 21.12.06, il Ministero delle Infrastrutture, nel constatare la raggiunta intesa tra Stato e Regione Marche, ai sensi dell'art.81 del DPR 24.07.1977 n.616 e succ. mod. ed integr., ha autorizzato la realizzazione delle opere relative all'ampliamento alla 3° corsia, inserendo la richiesta di alcune opere compensative, con particolare riferimento alla realizzazione delle nuove Bretelle e svincoli indicate nelle Delibere Regionali n°735 del 19/06/06.

Dette opere, i cui lay out ed esatta localizzazione sono state definite d'intesa con gli Enti territoriali, sono riportate nel progetto preliminare approvato dal Comune di Fano con delibera Comunale del 24/02/2010.

I conseguenti progetti definitivi sono quindi oggetto di iter progettuale e valutazione di impatto ambientale separata rispetto al progetto iniziale.

Il progetto preliminare delle opere compensative del comune di Fano è stato suddiviso in cinque "sottoprogetti" tutti, in maniera più o meno diretta, legati tra loro e finalizzati a razionalizzare e migliorare l'accessibilità al sistema autostradale e la relazione tra il sistema viario locale e quello a più lunga percorrenza; gli interventi progettati sono:

Relazione idrologica e idraulica interferenze	Pagina 3 di 62
IDR001-1.doc	

- NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD: si tratta di una nuova stazione di svincolo autostradale, in località Fenile, al Km 169+800 della A14.

Detto intervento riveste carattere nazionale.

- ADEGUAMENTO DEL COLLEGAMENTO TRA SVINCOLO DI FANO ESISTENTE E SS73BIS: consiste nell'adeguamento e miglioramento del nodo di svincolo esistente tra la S.S 73 bis (E78) Fano-Grosseto, lo svincolo di Fano esistente e la viabilità locale, tramite l'integrazione del sistema con nuovi rami di collegamento e roatorie.
- BRETELLA DI COLLEGAMENTO S.P.3 - S.P.45: realizza la connessione tra la S.P.3 Flaminia e S.P.45 Carignano; quest'ultima è collegata mediante roatoria al piazzale di stazione del nuovo svincolo di Fano Nord.
- BRETELLA DI COLLEGAMENTO S.P.3 – VIA CAMPANELLA: realizza la connessione tra la S.P.3 Flaminia e via Tommaso Campanella, importante asse viario locale.
- BRETELLA SUD DI FANO : realizza il collegamento tra la viabilità che costeggia l'aeroporto di Fano, anch'essa riqualificata a sezione tipo C1 e direttamente connessa al sistema di roatorie previsto in corrispondenza del casello di Fano esistente, e la S.P. 16 Orcianese.

Le bretelle elencate, strade prevalentemente di categoria C1 salvo i raccordi con le viabilità esistenti e di sviluppo complessivo di circa 10 km, rivestono carattere locale per tipologia ed importanza.

Per quanto sopra evidenziato, a partire da un progetto unitario, si è ritenuto di articolare il progetto definitivo delle stesse in due insiemi:

PARTE A: il nuovo svincolo autostradale di Fano Nord (oggetto della presente progettazione)

PARTE B: le 4 bretelle, denominate "opere compensative".

Per consentire una visione di insieme degli interventi e per completezza di inquadramento, anche se le bretelle hanno valenza locale, si è ritenuto opportuno nelle valutazioni generali considerare tutti gli interventi per sfruttare più dati di base ed indagini, per valutare meglio verificare gli effetti globali degli stessi.

Di seguito si riferisce, per completezza di indagini ed inquadramento, di tutta l'attività condotta in più fasi e aree di interesse; nello specifico il presente progetto definitivo riguarda i dati relativi al nuovo svincolo di Fano Nord.

1.2 Idraulica

Nell'ambito della progettazione definitiva delle opere compensative di seguito elencate è stato effettuato uno "Studio idrologico e idraulico" finalizzato all'analisi delle interferenze idrografiche.

Il presente progetto recepisce le seguenti indicazioni:

- Delibere Regionali n°735 del 19/06/06;
- La Conferenza dei Servizi del progetto di adeguamento alla 3° corsia del tratto Cattolica – Fano, tenuta nelle sessioni del 19.05.06, 23.06.06 e 7.07.06. Con Decreto direttoriale n.6839 in data 21.12.06, il Ministero delle Infrastrutture, nel constatare la raggiunta intesa tra Stato e Regione Marche, ai sensi dell'art.81 del DPR 24.07.1977 n.616 e succ. mod. ed integr., ha autorizzato la realizzazione delle opere relative all'ampliamento alla 3° corsia.

La presente relazione si articola nei seguenti punti:

- analisi del sistema fisico territoriale mediante la caratterizzazione dei bacini, del regime delle precipitazioni e dei deflussi, in termini statistico probabilistici;
- caratterizzazione della vulnerabilità del territorio con riferimento ai vincoli di tipo idraulico, censiti e catalogati dagli Enti preposti (Regione, Provincia, Autorità di bacino, Consorzi di bonifica);
- individuazione delle interferenze idrografiche.

Essa fornisce, in particolare, un'analisi delle interazioni tra le opere viarie e i corsi d'acqua interessati e valuta l'adeguatezza dei manufatti di attraversamento, esistenti e in progetto, sia in termini di sezione idraulica (eccessivo restringimento) sia di franco di sicurezza rispetto all'intradosso del manufatto.

Nei capitoli successivi, dopo una descrizione dell'ambito di applicazione della presente relazione, verranno esaminati la normativa e gli strumenti di pianificazione vigenti nella zona di interesse, a scala nazionale, regionale e di bacino attinenti le problematiche idrologico-idrauliche.

Successivamente verranno presentati i risultati delle analisi idrologiche condotte sui corsi d'acqua di interesse per la determinazione delle portate al colmo di piena da utilizzare nella successiva fase di modellazione idraulica.

In proposito occorre sottolineare che, laddove il PAI vigente dell'Autorità di bacino competente indichi valori di portata al colmo o metodologie per il calcolo della stessa, tali dati, stante il loro carattere di ufficialità, sono stati utilizzati nelle diverse fasi di verifica e progettazione degli interventi.

In particolare in questa relazione le analisi idrauliche sono state focalizzate sui corsi d'acqua principali, secondari e minori.

2. AMBITO DI RIFERIMENTO

L'ambito di riferimento interessato dal presente progetto è compreso all'interno del Comune di Fano ed in particolare si sviluppa in adiacenza all'autostrada A14 dal Km169 al Km 177.

Le Marche costituiscono la parte meridionale più esterna dell'Appennino settentrionale. L'aspetto orografico di questa regione è molto peculiare e diversificato e può suddividersi in tre fasce longitudinali, che da ovest ad est sono:

- a. fascia pre-appenninica, di modesta estensione, ubicata nell'estrema porzione nord occidentale, da Castel d'Elci a nord fino alla Serra di Burano a sud.
- b. fascia appenninica propriamente detta, rappresentata essenzialmente da due dorsali montuose pressoché parallele, il cui orientamento è NW-SE a nord e circa N-S a sud, costituendo così, insieme al limitrofo Appennino Umbro, la nota forma arcuata dell'Appennino Umbro-Marchigiano
- c. fascia sub-appenninica, estesa ad oriente fino al litorale Adriatico, essenzialmente collinare, fatta eccezione per la parte pedemontana che da Cingoli si spinge fino ai Monti della Laga.

Più precisamente gli interventi sono localizzati in una zona pseudopianeggiante caratterizzata da modeste pendenze, prevalentemente destinata da uso agricolo.

Il tratto in esame interseca lungo il suo tracciato numerosi corsi d'acqua, con manufatti di attraversamento le cui dimensioni sono generalmente funzione dell'importanza del corso d'acqua attraversato.

Dopo aver individuato tutte le interferenze esistenti, la presente relazione studia gli attraversamenti, classificati come principali, secondari e minori, in funzione della dimensione dell'opera, della superficie del bacino idrografico del corso d'acqua attraversato, ma anche in relazione alla classificazione fatta dall'Autorità di bacino competente.

La Tabella 2.1 riporta per i manufatti di attraversamento in studio la progressiva stradale di riferimento, la tipologia del manufatto e la sua dimensione (larghezza L o diametro D), l'indicazione principale e secondario e il Comune in cui ricade l'attraversamento.

I corsi d'acqua sono di competenza dell'Autorità di bacino Regionale delle Marche.

Relazione idrologica e idraulica interferenze	Pagina 7 di 62
IDR001-1.doc	

Tabella 2.1: Corsi d'acqua principali e secondari di interesse.

N° ordine	Progressiva [km]	Corso d'acqua	Classificazione corso d'acqua	Viabilità
1	168+778.14 SP45	Fosso della Palombara	secondario	SP45
2	170+496.75	Torrente Arzilla	principale	A14
3	173+036.81	Fosso degli Uscenti	secondario	Viabilità secondaria
4	173+036.81	Fosso degli Uscenti	secondario	Asse Fano Grosseto
5	173+587.66	Canale Del Porto	secondario	Asse Fano Grosseto
6	175+360.99	Fiume Metauro	principale	A14

3. METODOLOGIA OPERATIVA

Il progetto esecutivo recepisce gli studi progressi. In particolare:

- Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto. Ampliamento alla terza corsia del tratto Fano – Senigallia. Progetto esecutivo (redatto da SPEA);
- Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto. Ampliamento alla terza corsia del tratto Cattolica – Fano. Progetto esecutivo (redatto da SPEA);
- *“Studio specialistico propedeutico alla progettazione definitiva e S.I.A. – Monografia n°8 – Studio idrologico e idraulico di base”* (redatto da SPEA).

E' stata confermata la metodologia adottata nel progetto esecutivo per la determinazione delle caratteristiche idrologico-idrauliche dei corsi d'acqua di interesse:

- Se l'AdB competente, nell'ambito del PAI o di altro strumento normativo, indica i valori ufficiali delle grandezze idrologico-idrauliche ricercate, o fornisce una metodologia approvata per la loro determinazione, sono stati utilizzati tali valori e metodologie ufficiali.
- Se l'AdB competente non fornisce alcuna indicazione circa la caratterizzazione idrologico-idraulica dei corsi d'acqua di interesse, le grandezze di riferimento sono state calcolate utilizzando le metodologie descritte nella relazione del PAI ovvero nelle *“Linee Guida”* redatte all'interno dello *“Studio specialistico propedeutico alla progettazione definitiva e S.I.A. – Monografia n°8 – Studio idrologico e idraulico di base”*.
- Per quanto riguarda le problematiche di erosione e di trasporto solido che non vengono affrontate nel piano di bacino, è stato fatto riferimento a quanto riportato al nelle succitate *“Linee Guida”*.

Una volta calcolata la portata di riferimento, sono state effettuate le verifiche idrauliche sulle opere d'arte di interesse implementando un modello matematico monodimensionale (codice di calcolo Hec-ras) per simulare il deflusso, in condizioni di moto permanente, di un tratto di corso d'acqua di lunghezza significativa a monte ed a valle del manufatto di attraversamento stradale, sia in condizioni di stato di fatto che in condizioni di progetto. I risultati di tale analisi sono riportati in dettaglio, per i diversi corsi d'acqua, nell'Allegato A: risultati delle modellazioni condotte.

Infine, laddove necessario, sono stati individuati gli opportuni interventi correttivi da realizzarsi sull'opera viaria e/o sul corso d'acqua attraversato, in relazione sia a problematiche prettamente idrauliche (eccessivo restringimento della sezione d'alveo, franco di sicurezza insufficiente...) che di erosione e di trasporto solido.

4. INQUADRAMENTO NORMATIVO

In questo capitolo vengono descritti i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti sul territorio, a scala nazionale, regionale e provinciale, al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico-idraulico, ambientale e di difesa del suolo.

4.1 Normativa nazionale

Di seguito vengono riportate le principali leggi nazionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

RD 25/07/1904 n° 523

Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.

Regio Decreto Legislativo 30/12/1923, n° 3267

Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani. La legge introduce il vincolo idrogeologico.

DPR 15/01/1972 n° 8

Trasferimento alle Regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e di viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici.

L. 64/74

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

L. 319/76 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento. La legge sancisce l'obbligo per le Regioni di elaborare il Piano di risanamento delle acque.

DPR 24/7/1977 n° 616

Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni

L. 431/85 (Legge Galasso)

Conversione in legge con modificazioni del decreto legge 27 giugno 1985, n. 312 concernente disposizioni urgenti per la tutela delle zone di particolare interesse ambientale.

L. 183/89

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo. Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi (art. 1 comma 1).

Vengono inoltre individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione (art. 3); vengono istituiti il Comitato Nazionale per la difesa del suolo (art. 6) e l'Autorità di Bacino (art. 12).

Vengono individuati i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale (artt. 13, 14, 15, 16) e date le prime indicazioni per la redazione dei Piani di Bacino (artt. 17, 18, 19).

L. 142/90

Ordinamento delle autonomie locali.

DL 04-12-1993 n° 496

Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente. (Convertito con modificazioni dalla L. 61/94).

L. 36/94 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPR 14/4/94

Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989, N. 183.

DPR 18/7/95

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei Piani di Bacino.

DPCM 4/3/96

Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli).

Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112

Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59

DPCM 29/9/98

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1989, N. 180.

Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (punto 2) e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia (punto 3).

L. 267/98 (Legge Sarno)

Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania.

La legge impone alle Autorità di Bacino nazionali e interregionali la redazione dei Piani Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio (art. 1).

DL 152/99

Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva

91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole.

DL 258/00

Disposizioni correttive e integrative del DL 152/99.

L. 365/00 (Legge Soverato)

Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000.

La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile (art. 1); individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio (art. 1-bis); prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio (art. 2).

Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152

Tale decreto ha riorganizzato le Autorità di bacino introducendo i distretti idrografici. Disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche. Modifica ed integra il DL 152/99.

Si riportano inoltre gli estremi di alcune leggi riguardanti la progettazione e la verifica dei ponti stradali:

L. 532/1904

Testo unico sulle opere idrauliche. Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali

D. Min. LL.PP 4 maggio 1990

Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.

“Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione riguardante i problemi idrologici, idrografici ed idraulici relativi alle scelte progettuali, alla costruzione e all'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema e al grado di elaborazione del progetto.

Una cura particolare è da dedicare, in ogni caso, al problema delle escavazioni dell'alveo ed alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La trattazione dei citati problemi dovrà avvenire nel rispetto del testo unico 25 luglio 1904, n. 523 e successivi aggiornamenti.” (Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali – par. 2.4)

Circ. LL.PP. n° 34233 del 25/02/1991

Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali

“Gli elementi del ponte, quali le opere di sostegno, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, specie se di qualche importanza, dovranno far parte di un progetto unitario. Nello studio andranno in particolare illustrati i seguenti aspetti:

- *ricerca e raccolta presso gli Uffici ed Enti competenti delle notizie e dei rilievi esistenti, utili per lo studio idraulico da svolgere;*
- *giustificazione della soluzione proposta per: l'ubicazione del ponte, le sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione e in fondazione, tenuto conto del regime del corso d'acqua, dell'assetto morfologico attuale e della sua prevedibile evoluzione e della natura geologica della zona interessata;*
- *studio idrologico degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi, in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del loro verificarsi; definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;*
- *definizione della scala delle portate nella sezione interessata per le condizioni attuali e per quelle dipendenti dal costruendo manufatto, anche per le diverse e possibili fasi costruttive previste; calcolo del rigurgito provocato dal ponte.*

Nel caso in cui l'opera di attraversamento sia costituita, oltre che dal ponte vero e proprio, anche da uno o due rilevati collocati in alveo, dovranno essere valutate quali modifiche possono prodursi a monte dell'opera in conseguenza della riduzione della luce libera rispetto a quella primitiva.

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

Può ritenersi normalmente che il valore della portata massima e del relativo franco siano riferiti ad un tempo di ritorno non inferiore a 100 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 d'acqua arginati, la quota di sottotrave dovrà comunque essere non inferiore alla quota della sommità arginale.

Nello studio idraulico, sempre che le opere interessino l'alveo, dovranno inoltre essere considerati i seguenti problemi:

classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna;

- *valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme e alle dimensioni delle pile, delle spalle e delle relative fondazioni, nonché dei rilevati;*
- *valutazione degli effetti dovuti alla eventuale presenza di una corrente veloce;*
- *esame delle conseguenze della presenza di natanti, corpi flottanti e trasportati dalle acque, ove ricorra detta possibilità, e studio della difesa dagli urti e dalle abrasioni, nonché delle conseguenze di possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia nella fase costruttiva sia durante l'esercizio delle opere.*

In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli idraulici sperimentali.

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

(Prescrizioni generali – par. 2.4)

4.2 Normativa regionale

Come visto, il tratto di interesse ricade interamente all'interno dei confini amministrativi della Regione Marche.

Di seguito vengono riportate le principali leggi regionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

LR 13/99

Disciplina regionale della difesa del suolo.

“1. La Regione, nel quadro dei principi della legge 18 maggio 1989, n. 183 e successive modificazioni, della legge 8 agosto 1985, n. 431 e del piano paesistico ambientale regionale approvato dal Consiglio regionale con deliberazione 3 novembre 1989, n. 197, e in attuazione del d.lgs. 31 marzo 1998, n. 112 persegue le finalità di assicurare la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico, sociale e la tutela degli aspetti ambientali connessi.

2. La Regione raccorda, in attuazione agli indirizzi del programma regionale di sviluppo, l'attività di difesa del suolo con gli strumenti di programmazione e di pianificazione territoriale e con gli strumenti di programmazione settoriale.

3. A tal fine, la Regione, l'Autorità di bacino, gli enti dipendenti e gli enti locali svolgono le opportune azioni di carattere conoscitivo, di programmazione e di pianificazione degli interventi di attuazione degli stessi ai sensi degli articoli 2 e 3 della legge 183/1989.

4. Nell'allegato A alla presente legge sono contenuti gli indirizzi per la redazione dei piani di bacino.” (art. 1: Finalità).

LR 18/98

Disciplina delle risorse idriche.

La Regione Marche, in attuazione della legge Galli ha emanato la L.R.22/06/1998 n. 18, con la finalità di promuovere la tutela e la valorizzazione delle risorse idriche mediante:

“a) la loro utilizzazione secondo criteri di razionalità e solidarietà, per favorire il risparmio, il rinnovo e l'uso plurimo, con priorità per quello potabile, e per preservare l'equilibrio dei bacini idrogeologici e per assicurare che anche in futuro si possa disporre di un patrimonio ambientale integro;

b) l'organizzazione nel territorio regionale del servizio idrico integrato, articolato in ambiti territoriali ottimali, al fine di garantire la sua gestione secondo i criteri di efficienza, di efficacia e di economicità.

In base all'articolo 3 della predetta L.R. 18/98 la Regione Marche esercita funzioni di pianificazione, programmazione, di indirizzo e di controllo.” (art. 2: Finalità).

4.3 Autorità di bacino

Come accennato al Capitolo 2, tutti i corsi d'acqua appartengono all'Autorità di bacino regionale delle Marche; si riporta pertanto una breve sintesi delle finalità del Piano di assetto idrogeologico redatto dall'Autorità di bacino.

Il Piano Stralcio di Bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) è stato adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino delle Marche con Delibera n. 15 del 28 giugno 2001 ai sensi della Legge n. 365/2000 e della L.R. n. 13/1999.

A seguito delle valutazioni espresse sulle osservazioni ricevute e dell'espressione dei pareri, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino ha determinato con Delibera n. 42 del 07/05/2003 la seconda e definitiva adozione del PAI.

Successivamente la Giunta regionale ha adottato i seguenti atti:

- DGR n. 872 del 17.06.2003 ad oggetto: Proposta di deliberazione di competenza del Consiglio regionale concernente “Approvazione del Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico dei bacini di rilievo regionale (PAI) - Art. 11 L.R. 13/99”.
- DGR n. 873 del 17.06.2003 ad oggetto: Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico dei bacini di rilievo regionale (PAI) - Approvazione delle misure di salvaguardia - art. 12 L.R. 13/99.

Successivamente il PAI è stato approvato con Deliberazione di Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004.

In seguito all'approvazione del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale sono stati approvati degli atti che modificano parte degli elaborati allegati al PAI di cui alla Deliberazione di Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004.

Di seguito si riporta un breve stralcio delle finalità e degli obiettivi del PAI ad oggi vigente.

“Il PAI ha valore di piano territoriale di settore. Per le finalità della legge n. 183/1989 e della L.R. n° 13/1999, costituisce lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale, in modo coordinato con i programmi nazionali, regionali e sub-regionali di sviluppo economico e di uso del suolo, sono pianificate e programmate le azioni e

Relazione idrologica e idraulica interferenze	Pagina 16 di 62
IDR001-1.doc	

norme d'uso finalizzate ad assicurare in particolare la difesa del suolo rispetto al dissesto di natura idraulica e geologica, nonché la gestione del demanio idrico e la tutela degli aspetti ambientali ad esso connessi.

In relazione al contenimento del rischio idrogeologico, il Piano ha lo scopo in particolare di:

- consentire un livello di sicurezza definito “accettabile” su tutto il territorio del bacino idrografico;
- definire le condizioni di uso del suolo e delle acque che, tenuto conto delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato, garantiscano la stabilità dei terreni e la riduzione dei flussi di piena.

Le finalità generali dei Piani stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico sono quelle indicate in particolare dall'art. 3 della L. 183/89 e dall'art. 1, comma 1 della L. 267/98 e riguardano:

- a. la sistemazione, la conservazione ed il recupero del suolo con interventi idrogeologici, idraulici, idraulico-forestali, idraulico-agrari, silvo-pastorali, di forestazione e di bonifica, anche attraverso processi di recupero naturalistico, botanico e faunistico;
- b. la difesa, la sistemazione e la regolazione dei corsi d'acqua, dei rami terminali dei fiumi e delle loro foci nel mare, nonché delle zone umide;
- c. la moderazione delle piene anche mediante serbatoi di invaso, vasche di laminazione, casse di espansione, scaricatori, scolmatori, diversivi o altro, per la difesa dalle inondazioni e dagli allagamenti;
- d. la difesa e il consolidamento dei versanti e delle aree instabili, nonché la difesa degli abitati e delle infrastrutture contro i movimenti franosi, le valanghe e altri fenomeni di dissesto;
- e. la utilizzazione delle risorse idriche in modo compatibile con il rischio idrogeologico;
- f. lo svolgimento dei servizi di piena e di pronto intervento idraulico;
- g. la manutenzione ordinaria e straordinaria delle opere funzionali al corretto assetto idrogeologico;
- h. la regolamentazione dei territori ai fini della loro tutela ambientale, anche mediante la determinazione dei criteri per la salvaguardia e la conservazione delle aree demaniali e la costituzione di parchi e/o aree protette fluviali e lacuali;
- i. il riordino del vincolo idrogeologico;
- j. l'attività di prevenzione e di allerta;
- k. la realizzazione degli interventi necessari al ripristino dell'assetto idraulico, secondo l'adozione di una specifica “portata di progetto” del corso d'acqua;
- l. la riduzione delle situazioni di dissesto idrogeologico;
- m. la prevenzione dei rischi idrogeologici;
- n. la individuazione ed il ripristino delle aree di esondazione naturali dei corsi d'acqua, mediante l'adozione e la tutela di specifiche fasce di rispetto fluviali, già previste ed indicate dal P.P.A.R. e da definire in tutto il territorio dei bacini regionali.

Il PAI persegue le finalità sopra indicate ed in particolare contiene, secondo le indicazioni del DPR 18.07.95 e della L.R. 13/1999, sulla base delle conoscenze attualmente disponibili ed in maniera dinamica:

- a. l'attuale stato delle conoscenze relative al sistema fisico, al sistema antropico, al sistema normativo e di programmazione territoriale;
- b. la individuazione e la quantificazione delle situazioni di degrado sotto il profilo idrogeologico, nonché delle relative cause;
- c. le direttive alle quali deve uniformarsi la sistemazione idrogeologica;
- d. l'indicazione delle opere necessarie per garantire il corretto assetto idrogeologico;

- e. la normativa e gli interventi rivolti a regolamentare l'estrazione dei materiali litoidi dal demanio fluviale e lacuale e le relative fasce di rispetto, che debbono essere individuate per garantire la tutela dell'equilibrio geomorfologico dei terreni e dei litorali;
- f. l'indicazione delle zone da assoggettare a speciali vincoli e prescrizioni in rapporto alle specifiche condizioni idrogeologiche, al fini della conservazione del suolo, della tutela dell'ambiente e della prevenzione contro presumibili effetti dannosi di interventi antropici;
- g. i criteri per la definizione delle priorità degli interventi.”
(cfr. PAI-Relazione, cap. 3 “Finalità e obiettivi generali”).

Elaborati del PAI

1. Relazione con allegati;
2. Elaborati grafici:
 - Carta dei bacini regionali, del reticolo idrografico e dei confini amministrativi;
 - Carta delle aree di interesse ambientale;
 - Carta del rischio idrogeologico;
 - Carta delle aree soggette a regimi normativi;
 - Quadro delle pericolosità dei fenomeni gravitativi;
3. Norme di Attuazione;
4. Quadro del fabbisogno economico per gli interventi.

5.1.4 Vincoli legati alla pianificazione di bacino

Nel Piano Stralcio di Bacino per l'assetto idrogeologico sono definite quattro classi di rischio, secondo le classificazioni di seguito riportate:

- rischio moderato R1: per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali;
- rischio medio R2: per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- rischio elevato R3: per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, l'interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale;
- rischio molto elevato R4: per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socioeconomiche.

Si riportano i sottobacini d'interesse vincolati in base alla suddetta classificazione:

- *torrente Arzilla*

Relazione idrologica e idraulica interferenze	Pagina 18 di 62
IDR001-1.doc	

- fiume Metauro

Il ponte sul torrente Arzilla è compreso nel progetto della bretella di collegamento SP 45 – SP 3. Tale viabilità, in affiancamento all’autostrada esistente, attraversa un’ area a rischio R4.

Il viadotto sul fiume Metauro è compreso nel progetto della bretella sud di Fano. Anche in questo caso il viadotto è in affiancamento a quello esistente. La viabilità attraversa un’area di transizione tra quella a rischio R2 e quella a rischio R4 totalmente in viadotto.

4.4 Strumenti di pianificazione territoriali

Di seguito vengono indicati i principali strumenti di pianificazione presenti sul territorio, a scala regionale e provinciale, necessari al fine di verificare la compatibilità degli interventi previsti con le prescrizioni da essi dettate, con riferimento alle province ed alle regioni in cui ricadono gli attraversamenti principali oggetto di studio.

Per quanto riguarda la pianificazione a scala comunale si faccia riferimento, laddove esistenti, ai PRG redatti dai comuni interessati dagli interventi in studio.

In materia di programmazione territoriale la Regione Marche ha predisposto il **Piano di Inquadramento Territoriale (PIT)**, approvato dal Consiglio Regionale delle Marche il 30 marzo 2000, e il **Piano Regionale per le Attività Estrattive (PRAE)**, approvato con DGR n° 467 del 28.02.2000.

Secondo la legge regionale n. 34 del 1992 il PIT individua le linee fondamentali di assetto del territorio. La proposta avanzata dal PIT assume le linee di assetto non come un disegno vincolante, ma come una “*visione di guida per il futuro*”, che intende indirizzare i comportamenti dei molti soggetti operanti sul territorio, assecondando i cammini di sviluppo locale e orientando la ricerca di coerenze tra politiche di settore all’interno dei sistemi territoriali individuati.

Per quanto riguarda la Provincia di Pesaro-Urbino, le funzioni di pianificazione territoriale e urbanistica sono esercitate attraverso il **Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP)**, adottato con delibera n° 24 del 18/03/1999 e approvato con delibera n° 109 del 20/07/2000.

Il PTCP, quale primo strumento di pianificazione di area vasta, della Provincia di Pesaro e Urbino si propone il perseguimento dei seguenti obiettivi generali:

1. promuovere concretamente, interagendo costruttivamente con altri strumenti di pianificazione e programmazione territoriale (vigenti o redigendi) dei vari Enti che hanno competenze sul territorio, una positiva e razionale coniugazione tra le ragioni dello sviluppo e quelle proprie delle risorse naturali, la cui tutela e valorizzazione sono riconosciuti come valori primari e fondamentali per il futuro della Comunità Provinciale;
2. costruire un primo quadro conoscitivo complessivo delle caratteristiche socio-economiche, ambientali ed insediativo-infrastrutturali della realtà provinciale da arricchire e affinare con regolarità e costanza, attraverso il Sistema Informativo, al fine di elevare sempre più la coscienza collettiva dei problemi legati sia alla tutela ambientale, sia alla organizzazione urbanistico-infrastrutturale del territorio, in modo da supportare con conoscenze adeguate i vari tavoli della copianificazione e/o concertazione programmatica interistituzionale.

Il PTCP, nell'ambito delle proprie competenze, costituisce strumento di indirizzo e riferimento per le politiche e le scelte di Pianificazione Territoriale, Ambientale ed Urbanistica di rilevanza sovracomunale e provinciale che si intendono attivare ai vari livelli istituzionali sul territorio provinciale.

In tal senso esso assume il ruolo di essenziale punto di riferimento per sia per la redazione di piani o programmi di settore regionali, provinciali o intercomunali di significativa rilevanza territoriale, sia per la definizione delle iniziative di copianificazione interistituzionale.

A scala regionale, uno strumento di pianificazione territoriale non trascurabile e strettamente legato agli interventi previsti in progetto è il **Piano di Tutela delle Acque (PTA)**. Tale Piano è lo strumento regionale volto a raggiungere gli obiettivi di qualità ambientale nelle acque interne e costiere della Regione, e a garantire un approvvigionamento idrico sostenibile nel lungo periodo. La regione Marche, con Delibera di Giunta Regionale n. 1875 del 22/12/2008 ha trasmesso al Consiglio la proposta di Piano di Tutela delle Acque (PTA) per l'approvazione.

5. IDROLOGIA

La verifica idraulica del manufatto, sia in condizioni di stato di fatto che di progetto, deve prendere origine dalla definizione del bacino idrografico del corso d'acqua attraversato, chiuso in corrispondenza del manufatto, e delle caratteristiche geomorfologiche dello stesso.

Qualora per i corsi d'acqua di interesse si possa individuare una perimetrazione ufficiale del bacino effettuata nell'ambito del PAI, ci si è attenuti a tale dato; in caso contrario il bacino idrografico è stato tracciato utilizzando come cartografia di base la Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000.

Per i bacini in studio sono state definite tutte le grandezze geomorfologiche caratteristiche necessarie per le successive fasi della progettazione; in particolare sono stati definiti i seguenti parametri:

- Superficie del bacino S [km^2];
- Altezza massima H_{\max} [m s.l.m.];
- Altezza minima in corrispondenza della sezione di chiusura H_0 [m s.l.m.];
- Altezza media H_{med} [m s.l.m.];
- Pendenza media i ;
- Lunghezza dell'asta L [km];
- Tempo di corrivazione t_c [ore];
- coefficiente di deflusso ϕ ;

Per quanto riguarda i parametri morfometrici S , H_{\max} , H_0 , H_{med} , i , L appare superfluo alcun approfondimento metodologico.

Per quanto riguarda invece il tempo di corrivazione t_c del bacino, esso può essere definito come l'intervallo di tempo dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto il bacino contribuisce al deflusso nella sezione terminale. La determinazione di tale parametro dipende fortemente dalle caratteristiche morfometriche del bacino idrografico in esame. Per bacini di montagna e collina si può adottare la ben nota formula empirica di Giandotti (5.1); per i bacini di pianura e di bassa collina ($H_{\text{med}} < 100$ m) si possono invece usare le formule di Pasini (5.2) e di Ventura (5.3):

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{\text{med}} - H_0}} \quad (5.1)$$

$$t_c = \frac{0.0045 \cdot \sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{i}} \cdot 24 \quad (5.2)$$

$$t_c = 24 \cdot 0.0053 \sqrt{\frac{S}{i}} \quad (5.3)$$

dove le grandezze assumono il significato visto, ad eccezione del parametro L che rappresenta la lunghezza del percorso più lungo del bacino misurata in km.

Il coefficiente di deflusso ϕ tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione che intercorre tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia.

Un indicazione dei valori da attribuire al fattore di ritenuta del terreno è fornita dalla letteratura scientifica come di seguito riportato:

Tabella 5.1: Coefficiente di deflusso raccomandati da American Society of Civil Engineers

Caratteristiche del bacino	ϕ
Superfici pavimentate o impermeabili	0.70-0.95
Suoli sabbiosi a debole pendenza	0.05-0.10
Suoli sabbiosi a media pendenza	0.10-0.15
Suoli sabbiosi a elevata pendenza	0.15-0.20
Suoli argillosi a debole pendenza	0.13-0.17
Suoli argillosi a media pendenza	0.18-0.22
Suoli argillosi a elevata pendenza	0.25-0.35

La stima del valore appropriato del coefficiente di deflusso richiede la conoscenza del tipo di suolo e del suo uso, integrata ove possibile da dati e osservazioni sperimentali su eventi di piena nella regione idrologica di interesse.

Per nessuno dei corsi d'acqua di Tabella 2.1 esistono valori ufficiali delle Autorità di bacino competenti relativi alle caratteristiche geomorfologiche dei bacini idrografici, pertanto è stato necessario dapprima tracciare i bacini idrografici dei corsi d'acqua di interesse utilizzando come base cartografica il CTR al 10.000, e successivamente calcolare le relative caratteristiche geomorfologiche; i dati calcolati sono riportati in Tabella 5.2.

Tabella 5.2: Caratteristiche dei bacini idrografici chiusi all'intersezione con la A14

Corso d'acqua	S [km ²]	L [km]	i [-]	H _{max} [m slm]	H ₀ [m slm]	H _{med} [m slm]	ϕ	t _c [ore]
Fosso della Palombara	1.56	1.77	0.017	100.00	27.00	62.48	0.20	1.19

Torrente Arzilla	93.70	28.00	0.020	555.00	17.00	171.36	0.40	8.12
Fosso degli Uscienti	6.60	6.73	0.01	220.00	17.60	69.61	0.30	4.24
Fiume Metauro	1386.00	94.00	0.01	1384.00	7.00	470.00	0.40	16.84

I dati riportati in *tabella 5.2* derivano per il Torrente Arzilla, il Fiume Metauro e il Fosso della Palombara dallo *studio idrologico* allegato al progetto esecutivo Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto. Ampliamento alla terza corsia del tratto Fano – Senigallia e tratto Cattolica – Fano.

I dati possono essere presi come tali in quanto non cambia sostanzialmente la sezione di chiusura del bacino di interesse. Per quanto riguarda invece il Fosso degli Uscienti i dati sono stati ricalcolati con la medesima procedura.

5.1 Le precipitazioni intense

Per la redazione del PAI, l'AdB delle Marche non ha condotto studi sul regime pluviometrico caratteristico delle aree di interesse, né sull'assetto idrologico del reticolo idrografico. Il PAI, pertanto, non riporta alcuna metodologia per la determinazione dei parametri delle LSPP o per il calcolo delle portate al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno e dei corrispondenti idrogrammi di progetto. Per il calcolo di queste grandezze si è fatto quindi riferimento, sia per i corsi d'acqua principali che per quelli secondari, alle più comuni metodologie riportate nella letteratura specialistica.

5.1.1 Il regime pluviometrico delle aree di interesse

Per la determinazione del regime pluviometrico dei corsi d'acqua di interesse si è fatto riferimento ai risultati ricavati nell'ambito dello studio *“La valutazione delle piogge intense su base regionale”* (A. Brath, M. Franchini, 1998) di seguito descritto.

Lo studio citato ha come oggetto la particolarizzazione del Metodo VAPI-piogge al territorio appartenente alle regioni amministrative Emilia-Romagna e Marche.

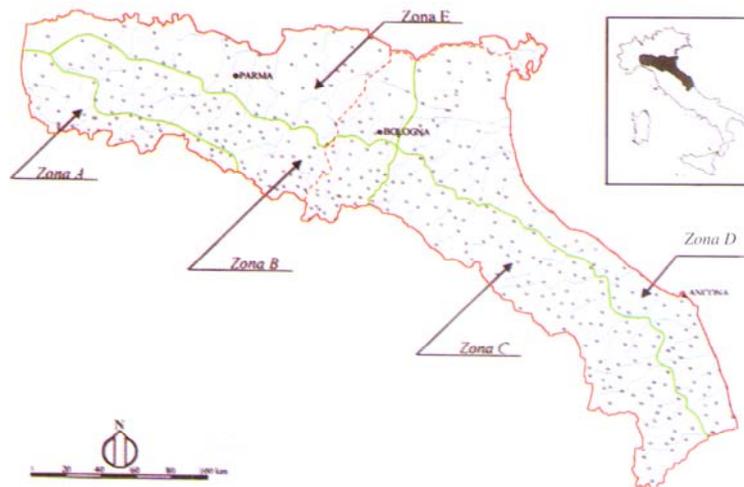
I modelli regionali VAPI si basano sull'ipotesi di esistenza di regioni compatte e idrologicamente omogenee all'interno delle quali le portate di colmo normalizzate rispetto ad una portata di riferimento – la portata indice – siano descrivibili da una stessa distribuzione di probabilità, denominata curva di crescita.

In particolare l'area in esame è stata suddivisa in 5 zone omogenee, come mostrato in Figura 5.1, per le quali valgono i seguenti valori dei parametri della curva di crescita:

Tabella 5.3: Parametri delle curve di crescita relative al modello TCEV per le varie durate

Zona	λ	θ	λ_1	η	Note
Zona A	0.109	2.361	24.70	4.005	Valida per tutte le durate
Zona B	1.528	1.558	13.65	4.651	Valida per d = 1 ora
			19.35	5.000	Valida per d = 3 ore
			26.20	5.303	Valida per d = 6 ore
			39.20	5.706	Valida per d ≥ 12 ore ed 1
Zona C	1.528	1.558	13.65	4.615	Valida per d = 1 ora
			14.70	4.725	Valida per d = 3 ore
			20.25	5.046	Valida per d = 6 ore
			25.70	5.284	Valida per d ≥ 12 ore ed 1
Zona D	0.361	2.363	29.00	4.634	Valida per tutte le durate
Zona E	0.044	3.607	13.60	3.328	Valida per d = 1 ora
			19.80	3.704	Valida per d = 3 ore
			23.65	3.882	Valida per d = 6 ore
			30.45	4.135	Valida per d ≥ 12 ore ed 1

Figura 5.1: Zone omogenee con riferimento regime di frequenza delle piogge intense.



La curva di crescita si ricava invertendo l'espressione (5.4) scritta in funzione del tempo di ritorno $T = 1/(1 - P)$, mentre la pioggia indice viene calcolata mediante la (5.5):

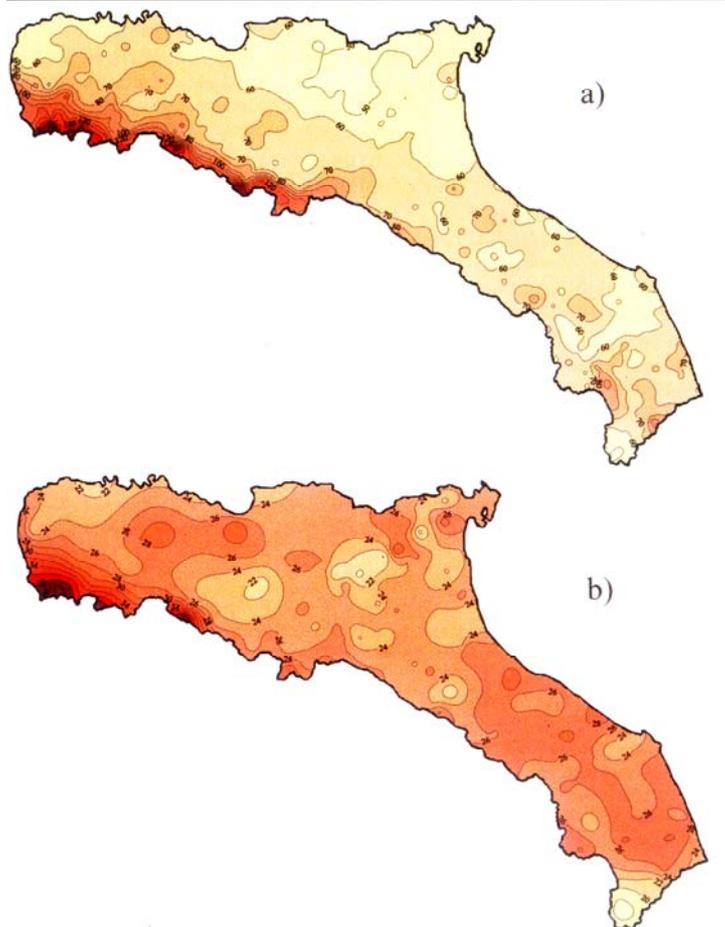
$$P(x) = \exp\left[-\lambda_1 \exp(-x \eta) - \lambda \lambda_1^{1/\theta} \exp(-x \eta/\theta)\right] \quad (5.4)$$

$$\mu = m_1 \cdot d^{\frac{\ln(m_G) - \ln(\gamma) - \ln(m_1)}{\ln(24)}} \quad (5.5)$$

dove m_1 è la media delle altezze di precipitazione massime di 1 ora e γ è il rapporto tra la media dei massimi annuali delle altezze giornaliere m_G e di quelle di 24 ore. Per la determinazione dei parametri m_1 e m_G si fa riferimento alle isolinee riportate in Figura 5.2.

In conclusione, si ricava che il parametro a delle LSPP è pari al prodotto del coefficiente m_1 per la curva di crescita, mentre il parametro n è pari a $n = \frac{\ln(m_G) - \ln(\gamma) - \ln(m_1)}{\ln(24)}$.

Figura 5.2: Isolinee delle altezze medie di pioggia massime annuali della durata di 1 giorno (a) e 1 ora (b).



Per tutti i corsi d'acqua di interesse, appartenenti alla "zona omogenea D", sono stati stimati valori dei parametri m_1 e m_G pari rispettivamente a 25.5 e 50.3, mentre il parametro γ , che, come dimostrato da numerosi studi, risulta poco variabile da sito a sito, assume il valore di 0.89.

La Tabella 5.4 riporta i valori calcolati per i parametri a e n delle LSPP, validi per tutti i corsi d'acqua di Tabella 2.1, per i diversi tempi di ritorno di interesse; per tutti i corsi d'acqua è stato stimato un valore del parametro n pari a 0.28 ad eccezione del Torrente Arzilla e del Fosso degli Uscenti per i quali si assume $n=0.22$.

Tabella 5.4: Valori dei parametri delle LSPP per diversi T_R

Parametro a								
5 anni	10 anni	20 anni	25 anni	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni	n
24.87	30.10	36.02	37.76	44.26	69.30	77.50	96.00	0.22/0.28

5.2 Calcolo della portata di riferimento

La stima delle portate di piena in una determinata sezione di un corso d'acqua può essere condotta applicando differenti metodologie a seconda della tipologia e della quantità dei dati idrologici a disposizione.

Il caso più favorevole si ha quando nella sezione di interesse sono disponibili valori di portata misurati per un periodo di osservazione sufficientemente lungo; in questo caso l'analisi statistica diretta di frequenza delle piene consente di determinare le stime richieste.

Poiché tale situazione si verifica raramente, in ragione del modesto numero di stazioni di misura esistenti e del ridotto periodo di osservazioni disponibile per alcune di esse, nella maggior parte dei casi si è nelle condizioni di dover stimare i valori delle portate di piena con metodi indiretti, secondo le seguenti procedure:

- impiego di *modelli di regionalizzazione* del dato idrometrico, costruiti tramite l'analisi statistica dei dati idrologici disponibili relativi a una porzione di territorio omogenea rispetto ai fenomeni di piena ("regione idrologica");
- analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e impiego di *modelli afflussi-deflussi* per la trasformazione in portate.

Il primo metodo consiste nell'utilizzare l'intera informazione idrometrica disponibile all'interno di una regione idrologica omogenea. In tal modo si perviene a un campione di dati storici di dimensioni molto maggiori rispetto a quelle di una singola stazione; sulla base di tale campione si ottiene, mediante l'impiego di leggi di regressione statistica, la stima della distribuzione di probabilità delle portate di piena.

Il campo di validità dei modelli di regionalizzazione comprende i bacini idrografici di estensione variabile nell'intervallo definito dal valore di superficie minimo e massimo per i quali si dispone di serie storiche sufficientemente estese. Ove disponibili, possono essere utilizzati quindi i risultati derivanti da studi di regionalizzazione, che siano stati predisposti a cura della Regione o dell'Autorità di bacino interessata.

Nei casi in cui non sono disponibili modelli di regionalizzazione applicabili o per i quali l'applicazione può condurre a margini di incertezza elevati è necessario ricorrere all'impiego di modelli di trasformazione afflussi-deflussi.

L'Autorità di bacino delle Marche, invece, come visto non fornisce alcuna indicazione sulla metodologia da applicare per la determinazione delle portate di piena; pertanto, per i corsi d'acqua appartenenti all'AdB Marche, sia principali che secondari, le portate di progetto sono state calcolate con le più diffuse metodologie riportate nella letteratura specialistica.

5.2.1 Il calcolo della portata di piena nei corsi d'acqua di interesse

Per quanto riguarda l'Autorità di bacino delle Marche, in mancanza di metodologie ufficiali, le portate di progetto sono state calcolate applicando il modello di Gumbel, per i corsi d'acqua principali aventi un bacino idrografico di estensione superiore a 50 kmq (valore limite di applicabilità di questa metodologia), e il modello cinematico per i corsi d'acqua, principali e secondari, caratterizzati da un bacino idrografico di ridotta estensione ($S < 50$ kmq).

Le portate di progetto, calcolate con le metodologie descritte per i diversi tempi di ritorno di interesse, sono riportate in Tabella 5.5 mentre la Tabella 5.6 riporta i valori calcolati per i coefficienti udometrici.

Tabella 5.5: Portate al colmo [mc/s] di progetto per diversi T_r

Corso d'acqua	5 anni	10 anni	20 anni	25 anni	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
Fosso della Palombara	1.90	2.30	2.75	2.88	3.38	5.29	5.92	7.33
Torrente Arzilla	124.01	152.66	180.15	188.87	215.72	242.38	268.95	303.99
Fosso degli Uscienti	4.84	5.86	7.01	7.35	8.61	13.48	15.08	18.67
Fiume Metauro	778.60	930.77	1076.73	1123.03	1265.66	1407.24	1548.30	1734.41

Tabella 5.6: Coefficienti udometrici [mc/s kmq] relativi alle portate di progetto

Corso d'acqua	5 anni	10 anni	20 anni	25 anni	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
Fosso della Palombara	1.21	1.47	1.76	1.85	2.16	3.39	3.79	4.69
Torrente Arzilla	1.32	1.63	1.92	2.02	2.30	2.59	2.87	3.24
Fosso degli Uscienti	0.73	0.89	1.06	1.11	1.30	2.04	2.28	2.83
Fiume Metauro	0.56	0.67	0.78	0.81	0.91	1.02	1.12	1.25

Si vuole, infine, sottolineare che le metodologie adottate per il calcolo delle portate di piena, se da un lato comportano procedure di calcolo semplici e speditive, dall'altro risultano caratterizzate dalle incertezze relative, in particolare, alla caratterizzazione pluviometrica del territorio ed alla determinazione dei coefficienti di deflusso, dovute essenzialmente alla mancanza di osservazioni dirette specifiche per l'area in esame. Ciononostante l'eventuale errore commesso, insito nella procedura adottata, risulta comunque ammissibile in relazione alla tipologia dei dati disponibili.

6. IDRAULICA

6.1 Criteri di compatibilità e indirizzi per la progettazione e la verifica idraulica dei ponti

Le nuove viabilità sono progettate parallele e adiacenti all'autostrada esistente, ove possibile. Di conseguenza le due opere di attraversamento delle interferenze principali, fiume Metauro (bretella Sud di Fano) e torrente Arzilla (bretella S.P.3-S.P.45) sono previste in affiancamento ai corrispondenti attraversamenti autostradali.

In particolare, come illustrato nei paragrafi successivi, gli ampliamenti in progetto non modificano le condizioni di deflusso rispetto alle condizioni ante-operam (ampliamento alla terza corsia) e quindi le sistemazioni idrauliche in progetto consistono in un'integrazione di quelle precedentemente progettate (vedi Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto. Ampliamento alla terza corsia del tratto Fano – Senigallia. Progetto esecutivo; Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto. Ampliamento alla terza corsia del tratto Cattolica – Fano. Progetto esecutivo).

Gli aspetti idraulici connessi alla realizzazione dei ponti sono disciplinati dal D.M. dei LL.PP. 4 maggio 1990 e dalla Circolare dello stesso Ministero n. 34233 del 25/2/1991, riportate al capitolo 4.

I ponti che attraversano un corso d'acqua interferiscono con le condizioni di deflusso se le pile sono collocate in alveo e se le spalle o i rilevati di accesso causano un restringimento dell'alveo stesso.

I criteri di compatibilità e gli indirizzi per la progettazione e la verifica dei ponti sono quindi finalizzati ad un migliore inserimento dell'opera all'interno del corso d'acqua.

Nel caso di opere di attraversamento esistenti le prescrizioni e gli indirizzi individuati sono rivolti a garantire:

- che l'inserimento della struttura sia coerente con l'assetto idraulico del corso d'acqua e non comporti alterazioni delle condizioni di rischio idraulico;
- che siano valutate in modo adeguato le sollecitazioni di natura idraulica cui è sottoposta l'opera, in rapporto alla sicurezza della stessa.

Nel caso di opere per le quali non sia soddisfatta la verifica idraulica di compatibilità, verranno indicate le eventuali condizioni di esercizio transitorio della struttura, sino alla realizzazione degli interventi di adeguamento, e i criteri di progettazione degli interventi correttivi necessari.

6.1.1 Indirizzi progettuali

Di seguito sono elencati i criteri di compatibilità che assumono carattere di prescrizioni per i ponti esistenti.

Portata di piena di progetto. Il tempo di ritorno della piena di progetto per le verifiche idrauliche del ponte deve essere non inferiore a 100 anni, come prescritto dalla circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 34233 del 1991, e comunque in accordo alle prescrizioni dell’Autorità di bacino competente.

Per i corsi d’acqua di piccole dimensioni, possono essere assunti tempi di ritorno inferiori ai 100 anni; in tali situazioni, da valutarsi caso per caso anche in relazione ad eventuali prescrizioni sul singolo corso d’acqua, è comunque necessario verificare che le opere non comportino un aggravamento delle condizioni di rischio idraulico sul territorio circostante per la piena di 200 anni.

Portata di piena di progetto per opere provvisionali. Il tempo di ritorno per il quale calcolare la portata di progetto è legato alla scelta del rischio idraulico da associare ad una determinata opera idraulica, per opere provvisionali si assume lo stesso valore di rischio considerato per le opere definitive di progetto, scalandolo dalla vita utile di queste ultime a quella relativa alle opere provvisionali. Definito il rischio idrologico R, funzione del tempo di ritorno, R_0 è il suo valore per le opere definitive:

$$R(T) = R_0$$

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_0}\right)^{N_0} \quad (6.1)$$

dove N_0 e N sono la vita utile, rispettivamente dell’opera di progetto e dell’opera provvisoria, espressa in anni; T_0 e T sono il tempo di ritorno, rispettivamente per il calcolo della portata per l’opera di progetto e per l’opera provvisoria, espresso in anni.

Di conseguenza:

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = R_0 \rightarrow T = \frac{1}{1 - \sqrt[N]{1 - R_0}} \quad (6.2)$$

Franco minimo. Il minimo franco tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte deve essere non inferiore 1.00 m.

Nel caso di corsi d’acqua arginati la quota dell’intradosso del ponte non deve essere inferiore alla quota della sommità arginale.

Posizionamento del ponte rispetto all’alveo. Deve essere considerato l’orientamento delle pile (ed eventualmente delle spalle) rispetto all’alveo e verificato che le interazioni tra le

opere e la corrente non diano luogo a fenomeni incompatibili con l'assetto morfologico dell'alveo o la stabilità dell'opera.

Effetti idraulici indotti dal ponte. Gli elementi strutturali del ponte e i relativi rilevati di accesso non devono comportare effetti negativi sulle modalità di deflusso in piena del corso d'acqua; in particolare il profilo idrico di rigurgito eventualmente indotto dall'insieme delle opere di attraversamento deve essere compatibile con l'assetto difensivo presente e non deve comportare un aumento delle condizioni di rischio idraulico per il territorio circostante. Va inoltre verificata la compatibilità dell'opera, e delle eventuali sistemazioni idrauliche connesse, con gli effetti indotti da possibili ostruzioni delle luci ad opera di corpi flottanti trasportati dalla piena ovvero di deposito anomalo di materiale derivante dal trasporto solido, soprattutto nel caso possano realizzarsi a monte invasi temporanei di dimensione significativa.

Condizioni di sicurezza idraulica del ponte e delle opere collegate. Il manufatto e le opere connesse devono essere sottoposti a verifica della stabilità strutturale rispetto ai seguenti aspetti:

- scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile o delle spalle;
- urti e abrasioni provocate dalla corrente sulle pile in alveo;
- scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente;
- spinta idrodinamica per effetto del sovrizzo indotto dalla struttura; ove opportuno la valutazione deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte stesso per effetto di ostruzione delle luci.

6.1.2 Condizioni di esercizio transitorio

Nei casi in cui la verifica di compatibilità idraulica dei ponti esistenti non è adeguata rispetto alle prescrizioni di cui al paragrafo 6.1.1, si definiscono le condizioni di esercizio transitorio dell'opera, valide fino alla realizzazione degli interventi di adeguamento.

Tali condizioni devono contenere:

- la definizione del limite di completa funzionalità idraulica dell'opera, rappresentato dal tempo di ritorno della portata che defluisce in alveo in condizioni di sicurezza;
- la programmazione degli interventi periodici di manutenzione dell'opera e dell'alveo del corso d'acqua in corrispondenza del ponte, necessari per mantenere la massima capacità di deflusso, comprensivi dell'indicazione dei soggetti responsabili;
- la definizione degli scenari di piena probabili per le portate superiori a quelle per cui l'opera è compatibile, con particolare riferimento alle piene con tempo di ritorno di 200

e 500 anni; nell'ambito di tali scenari devono essere evidenziati in specifico i centri abitati e le infrastrutture circostanti coinvolte;

- la definizione dei tempi medi di preannuncio della piena (tempo di corrivazione del corso d'acqua) e dei tempi medi di crescita dell'onda di piena.

6.1.3 Progettazione degli interventi di adeguamento

Nei casi in cui la verifica idraulica dei ponti esistenti non è adeguata rispetto alle prescrizioni viste al paragrafo 6.1.1, il progetto di adeguamento deve contenere gli interventi correttivi necessari a rimuovere gli elementi di incompatibilità presenti.

La soluzione di intervento deve essere definita in funzione del grado di inadeguatezza riscontrato e delle caratteristiche della struttura esistente.

Il progetto di adeguamento dell'opera esistente tratta separatamente gli interventi per il conseguimento di condizioni di sicurezza dell'opera (quali le opere di protezione delle fondazioni dallo scalzamento) da quelli per il miglioramento delle condizioni di deflusso del corso d'acqua e per la riduzione degli effetti di innalzamento del profilo idrico.

Nei casi in cui problemi di incompatibilità siano determinati dalle condizioni di scalzamento massimo non compatibili con la stabilità delle fondazioni, è comunque preferibile una soluzione di intervento diretto sulle fondazioni stesse per il conseguimento dei parametri di sicurezza necessari.

Solo in casi eccezionali, previa accurata verifica idraulica, sono possibili le seguenti soluzioni alternative volte alla stabilizzazione delle quote del fondo alveo, quali ad esempio:

- la realizzazione di una soglia (o platea) di fondo a valle delle fondazioni, estesa per tutta la larghezza dell'alveo;
- la realizzazione di una coronella di protezione a monte delle pile (ad esempio con pali di piccolo diametro, palancole o diaframmi);
- la realizzazione attorno alla pila di una protezione flessibile in materiale lapideo, di granulometria, tale da non essere soggetta a trasporto da parte della corrente.

A questa norma generale ed agli indirizzi sopra riportati si aggiungono circolari o indicazioni degli enti territoriali, fra le quali si ricorda la Direttiva 4, allegato alle Norme di Attuazione del PAI dell'Autorità di bacino del Po.

6.2 Rilievi topografici

E' stata condotta una campagna di rilievi topografici che ha restituito una buona definizione sia dei recapiti sia delle opere di attraversamento:

- rilievo celerimetrico della fascia di territorio adiacente alle opere in progetto in scala 1:500.

Sulla base di tali informazioni topografiche ciascun corso d'acqua di interesse è stato modellato mediante il codice di calcolo Hec-RAS descritto al paragrafo seguente.

6.3 Modellazione idraulica

6.3.1 Generalità

La valutazione del comportamento idraulico di un corso d'acqua e, più in particolare, dei rischi di esondazione indotti da piene di assegnato periodo di ritorno è, sempre più frequentemente, effettuata con l'ausilio di modelli matematici, che costituiscono un valido supporto per la valutazione ed il tracciamento dei profili di corrente (valori del tirante idrico h e della velocità di deflusso v in ogni sezione trasversale).

Relativamente al caso in esame, mediante la modellazione matematica si potrà valutare il rigurgito provocato dai manufatti di attraversamento stradale nei tratti a monte, il pericolo di cedimento delle pile o delle spalle di un ponte a causa dello scalzamento delle fondazioni dovuto a fenomeni di erosione, il pericolo di lesioni o distruzione dell'impalcato di un ponte causato dalla spinta dinamica della corrente, amplificata, in molti casi, dalla parziale o totale occlusione della sezione di passaggio dovuta al materiale solido trasportato dalla corrente.

Nell'implementare un modello di simulazione idraulica si cerca in generale di riprodurre le reali condizioni di deflusso in alveo, introducendo eventuali semplificazioni a vantaggio di una maggiore agilità di computazione solo laddove esse consentano di ottenere comunque risultati globalmente attinenti alla realtà.

In particolare, in tutti quei casi in cui il deflusso della piena di progetto avviene all'interno delle aree golenali senza dar luogo a significativi fenomeni di esondazione, si potrà utilizzare un modello in moto permanente; invece, nei casi in cui il tratto di corso d'acqua da modellare sia caratterizzato da sensibili fenomeni di laminazione, è necessario effettuare simulazioni in moto vario, in modo da tenere conto, nel calcolo della portata che

realmente transita nella sezione di interesse, anche delle variazioni dei volumi idrici che si sono avute lungo il tratto. Infine, nel caso di canali artificiali caratterizzati da sezioni regolari e senza particolari singolarità, si potrà prevedere anche una simulazione in moto uniforme.

I modelli idraulici sono programmi di calcolo che, tramite la risoluzione delle equazioni differenziali di De Saint-Venant, consentono di determinare i profili di corrente sia in condizioni di moto vario che di moto permanente. I modelli possono simulare il flusso monodimensionale e quasi-bidimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei, in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali; è possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di sfioratori;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- presenza di casse d'espansione;
- condizioni di flusso bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenti).

Si riportano di seguito alcuni richiami teorici sul moto vario delle correnti a superficie libera e sui metodi di risoluzione delle equazioni che le descrivono.

Il moto di una corrente idrica a superficie libera, nella quale non siano presenti significative componenti trasversali di moto, è descritto matematicamente dalle equazioni di continuità e del moto, note come equazioni di De Saint-Venant monodimensionali.

Nelle ipotesi di fluido omogeneo ed incompressibile, pendenza di fondo modesta, distribuzione della pressione idrostatica nelle sezioni trasversali, assenza di immissioni e sottrazioni di portata, tali equazioni assumono la forma seguente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \cdot \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{\chi^2 \cdot A \cdot R} = 0 \quad (6.3)$$

dove:

A: area della sezione bagnata [m²];

χ : coefficiente di scabrezza di Chezy [m^{1/2}s⁻¹];

- g: accelerazione di gravità [m²/s];
h: altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale [m];
Q: portata [m³/s];
R: raggio idraulico [m];
α: coefficiente di ragguaglio della quantità di moto, solitamente pari a 1;

Per il calcolo delle resistenza d'attrito si possono utilizzare due diverse formulazioni, l'espressione di Strickler e quella di Chezy, ed è possibile tener conto di ogni variazione della scabrezza all'interno delle sezioni trasversali, nelle golene o lungo l'alveo.

Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{\chi^2 \cdot A \cdot R} \quad (6.4)$$

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{M^2 \cdot A \cdot R^{4/3}} \quad (6.5)$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a 1/n, con n pari al coefficiente di Manning.

Le caratteristiche specifiche dei materiali d'alveo e della copertura vegetazionale si possono valutare sulla base delle indicazioni fornite in letteratura.

I modelli idraulici risolvono le equazioni generali di De Saint Venant trasformandole in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo differente a seconda del modello utilizzato.

Per la risoluzione delle equazioni alla base del modello è sempre necessario introdurre delle condizioni iniziali e delle condizioni al contorno.

Le condizioni iniziali vengono generalmente specificate dall'utente imponendo in particolari punti del reticolo modellato valori noti di portata o livello, o di altre grandezze significative.

Le condizioni al contorno vengono, invece, imposte nelle sezioni estreme del reticolo; quelle generalmente utilizzate sono:

- valore costante del livello idrico o della portata;
- variazione nel tempo del livello idrico o della portata;
- relazioni fra le due variabili h (livello) e Q (portata), ad es. scala di deflusso per una sezione dell'alveo.

6.3.2 Risultati delle modellazioni condotte

I risultati delle modellazioni condotte per i corsi d'acqua di Tabella 2.1 sono riportati in forma tabellare nell' "Allegato A: risultati delle modellazioni condotte", in calce alla presente relazione. Tali tabelle riportano, in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale del corso d'acqua modellato, la quota assoluta del fondo alveo (Z_f), il livello idrico (h), la velocità della corrente (v), il numero di Froude caratteristico della corrente (F_r) e la quota assoluta delle sponde destra e sinistra (Z_{dx} e Z_{sx}). I valori in carattere corsivo sono relativo alle sezioni immediatamente a monte e a valle del manufatto di attraversamento stradale.

Per i corsi d'acqua principali le modellazioni sono state effettuate per i tempi di ritorno di 5, 10, 20, 50, 100, 200 e 500 anni, mentre per i corsi d'acqua secondari sono stati presi in esame i tempi di ritorno di 10, 20, 25, 50 e 100 anni. Nelle tabelle allegate vengono invece riportati solo i profili di corrente relativi ai tempi di ritorno di 200 anni e 100 anni rispettivamente per i corsi d'acqua principali e secondari.

6.3.3 Analisi dei risultati

6.3.3.1 Corsi d'acqua principali

Torrente Arzilla

Per un'analisi di dettaglio degli effetti del manufatto di attraversamento sul profilo di corrente, si è deciso di simulare il comportamento idraulico del corso d'acqua unicamente in un tratto in prossimità dell'intervento, imponendo, come condizione al contorno di valle, le condizioni di moto uniforme alla sezione 19.

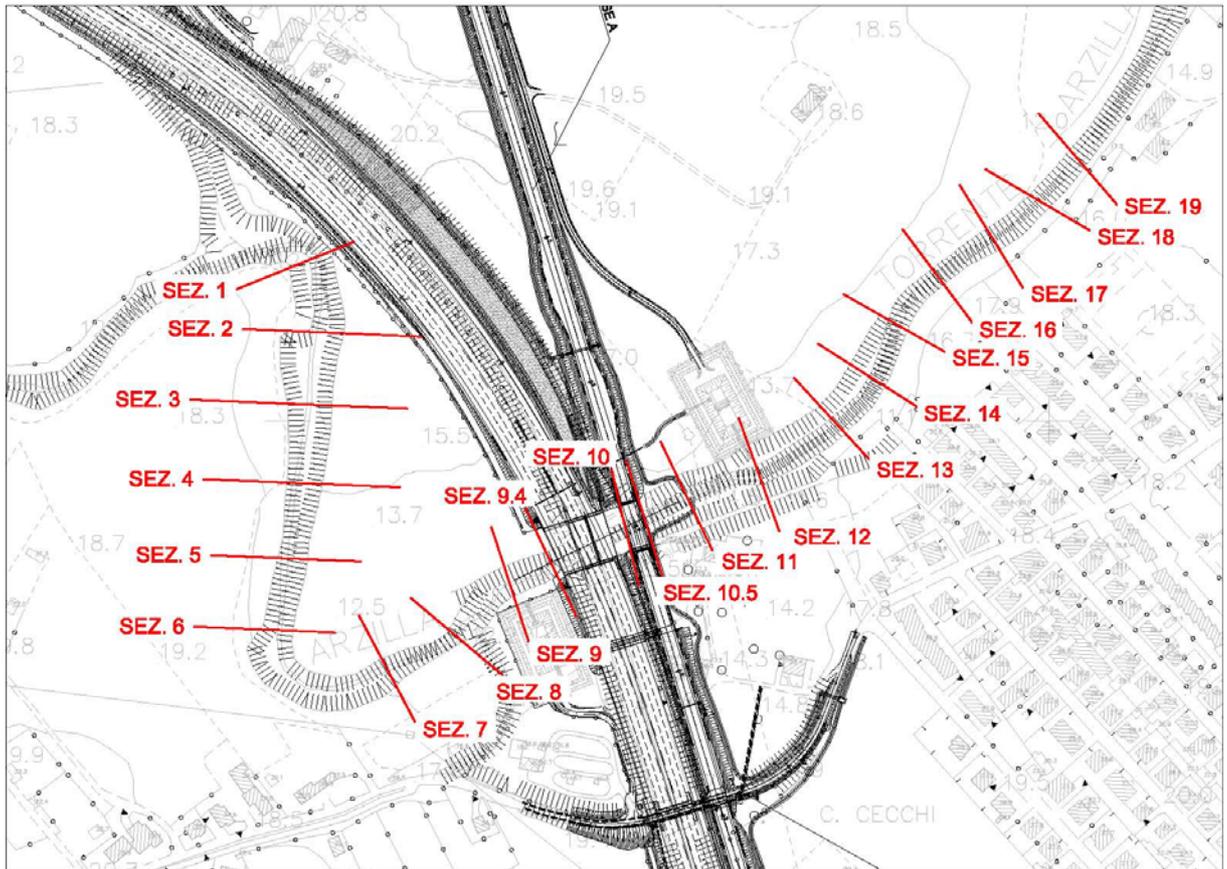
Nel caso specifico il livello considerato appare cautelativo in quanto corrisponde ad una situazione di allagamento diffuso con livelli sul piano campagna in prossimità del corso d'acqua, superiori ad 1 metro.

Nella configurazione di progetto si prevede la realizzazione di un ponte sul Fiume Arzilla nella Bretella di collegamento SP45-SP3 di lunghezza pari a 32.00 m (in asse appoggi) e larghezza pari a 11.70 m.

La nuova opera presenta una lunghezza paritaria al ponte dell'autostrada.

La quota di intradosso dell'impalcato pari a 15.81 m slm nel punto di minimo presenta un franco pari a circa 1.20 m.

I livelli ante-operam e post operam in corrispondenza del ponte autostradale non presentano variazioni tali da diminuire il franco esistente.



FIUME METAURO

Il comportamento del corso d'acqua è stato simulato in moto permanente per i tempi di ritorno compresi tra 5 e 500 .

Nell'ottica di un'analisi di dettaglio degli effetti del manufatto di attraversamento stradale sul profilo di corrente, si è deciso di simulare il comportamento idraulico del corso d'acqua unicamente in un tratto in prossimità all'attraversamento, imponendo, come condizione al contorno di valle, le condizioni di moto uniforme alla sezione 12.

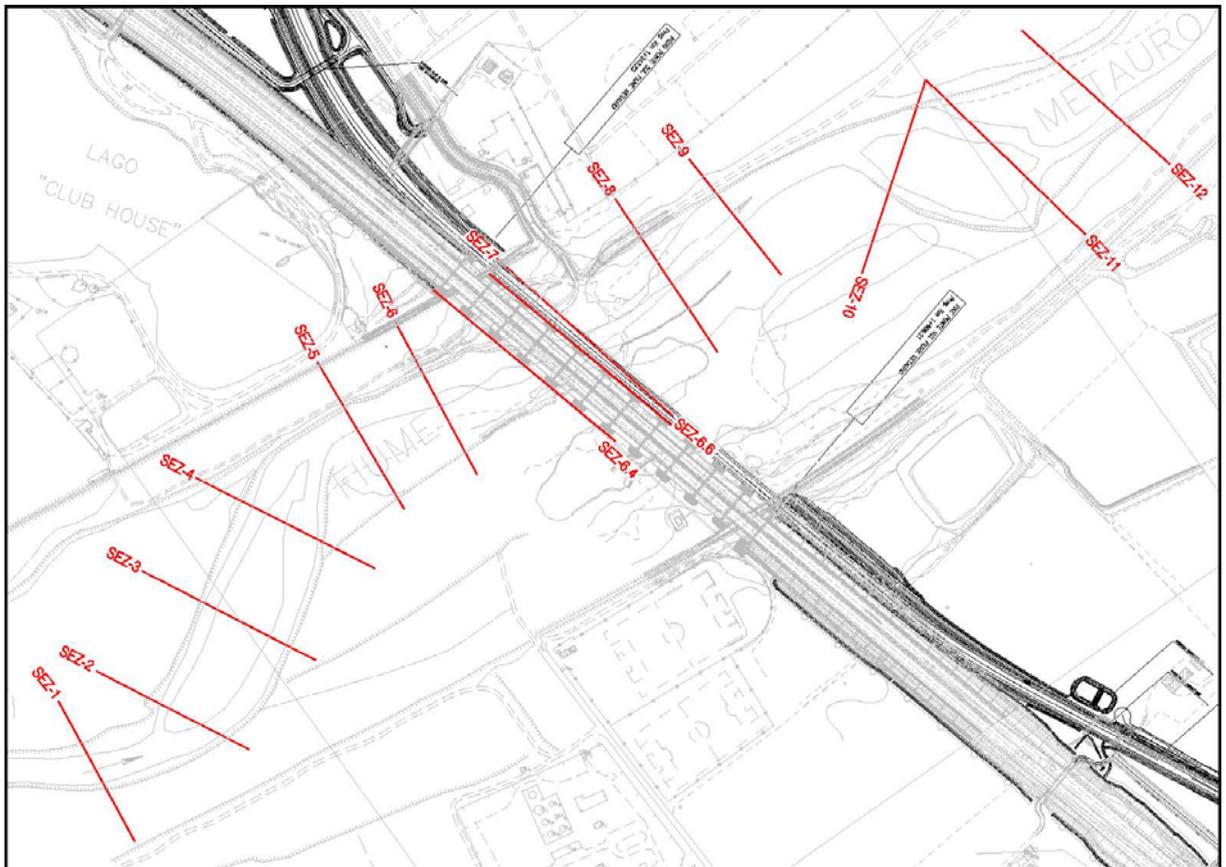
Nella configurazione di progetto si prevede la realizzazione di un ponte in adiacenza a quello autostradale nella Bretella sud di lunghezza pari a 366.98 m (in asse appoggi) e larghezza pari a 11.90 m.

La nuova opera presenta una lunghezza paritaria al ponte dell'autostrada. La sezione longitudinale non si modifica rispetto allo stato di fatto.

Relazione idrologica e idraulica interferenze	Pagina 37 di 62
IDR001-1.doc	

La quota di intradosso dell'impalcato pari a 10.44 m slm nel punto di minimo presenta un franco superiore a 3.00 m.

I livelli ante-operam e post operam in corrispondenza del ponte autostradale non presentano variazioni tali da diminuire il franco esistente.



6.3.3.2 Corsi d'acqua secondari

Fosso della Palombara

Per un'analisi di dettaglio degli effetti del manufatto di attraversamento esistente sul profilo di corrente, si è deciso di simulare il comportamento idraulico del corso d'acqua unicamente in un tratto in prossimità all'intervento in progetto, imponendo, come condizione al contorno di valle, le condizioni di moto uniforme alla sezione 8.

Nella configurazione di stato di fatto è presente un tombino in CLS 2.50 m x 1.00 m di lunghezza 8.00 m, che da simulazione idraulica risulta in pressione.

La configurazione di progetto prevede la realizzazione della nuova Bretella di collegamento al nuovo svincolo di Fano nord a valle del manufatto esistente e ciò comporterebbe il prolungamento del manufatto.

Nella configurazione di progetto si prevede di sostituire l'attuale attraversamento con un manufatto di dimensioni pari a 2.50 m x 1.50 m e lunghezza 32.00 m.

Il manufatto in progetto presenta un riempimento del 60% da simulazioni idrauliche.

Fosso degli Uscienti

Per un'analisi di dettaglio degli effetti dei manufatti di attraversamento esistenti sul profilo di corrente, si è deciso di simulare il comportamento idraulico del corso d'acqua unicamente in un tratto in prossimità all'intervento in progetto, imponendo, come condizione al contorno di valle, le condizioni di moto uniforme alla sezione 12.

Nella configurazione di stato di fatto sono presenti due tombini, uno \varnothing 2000 e uno \varnothing 1500 in CLS, rispettivamente in corrispondenza dell'asse Fano-Grosseto e della viabilità di accesso alle abitazioni a monte.

La configurazione di progetto prevede l'adeguamento del collegamento tra lo svincolo di Fano esistente e SS73bis. In particolare si deve prevedere l'adeguamento di entrambi i manufatti, l'uno in corrispondenza della viabilità di collegamento alle abitazioni e l'altro in corrispondenza della Fano-Grosseto, poiché in pressione in base alle simulazioni idrauliche.

Nella configurazione di progetto si prevede di sostituire gli attuali attraversamenti con dei manufatti scatolari di dimensioni pari a 3.50 m x 2.00 m e di lunghezza rispettivamente pari a 9.00 e 45.00 m.

I manufatti in progetto presentano un riempimento massimo rispettivamente del 46% e del 40% da simulazioni idrauliche.

Oltre a questi due manufatti in sostituzione agli esistenti è previsto l'inserimento di un terzo scatolare a monte dei precedenti di uguale sezione e lunghezza pari a 20.00 m.

Il manufatto in progetto presenta un riempimento massimo del 42% da simulazioni idrauliche.

Canale del Porto

Nella configurazione di progetto si prevede la realizzazione di un tombamento in corrispondenza della rotatoria 3. Le quote di intradosso dell'impalcato sono tali da garantire 1 metro sopra le attuali sponde verticali in calcestruzzo.

L'opera non interferisce con il deflusso e garantisce la funzionalità del nodo idraulico in corrispondenza dell'asse B. Infatti a monte del tombamento è presente una paratoia ed un tombino su Via Papiria che scolma le portate in eccesso verso il fiume Metauro.

7. FENOMENI IDRODINAMICI E MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON LE OPERE VIARIE

7.1 Vulnerabilità idraulica dei ponti per fenomeni erosivi

Le procedure di valutazione della vulnerabilità idraulica dei manufatti di attraversamento dei corsi d'acqua hanno come obiettivo la determinazione delle caratteristiche della corrente e dell'alveo in corrispondenza del manufatto.

In particolare, nella valutazione della stabilità di un ponte è essenziale determinare la posizione del fondo alveo rispetto alla base delle pile di fondazione, ovvero rispetto alle condizioni iniziali del fondo.

L'evoluzione altimetrica temporale del fondo alveo è dovuta principalmente alla sovrapposizione di tre fenomeni fra loro indipendenti che si sviluppano, per altro, su scale spazio-temporali molto diverse:

- *abbassamento dell'alveo* per un'estensione significativa a monte e a valle del ponte, dovuta a variazioni globali del profilo del corso d'acqua;
- *erosione generalizzata* in corrispondenza dell'eventuale sezione ristretta del ponte, dovuta ad un aumento locale della velocità della corrente;
- *erosione localizzata* alla base delle pile e/o spalle del ponte, dovuta ad aumenti locali della velocità provocati dalla deviazione della corrente imposta dalle strutture in alveo.

Per l'analisi di tali effetti si rimanda alla Relazione Idrologico-Idraulica delle interferenze primarie e secondarie allegata ai seguenti progetti:

- Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto. Ampliamento alla terza corsia del tratto Fano – Senigallia. Progetto esecutivo (redatto da SPEA);
- Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto. Ampliamento alla terza corsia del tratto Cattolica – Fano. Progetto esecutivo (redatto da SPEA);

Come si può vedere dai tabulati allegati e dal paragrafo precedente, i profili idraulici non subiscono modifiche conseguenti alle nuove opere in progetto, pertanto valgono e sono recepite le considerazioni svolte all'interno dei progetti citati.

In particolare si prevede di integrare la sistemazione idraulica effettuata nell'ambito del progetto di ampliamento alla terza corsia per quanto riguarda il Fiume Metauro.

La sistemazione effettuata sul Fiume Arzilla è stata già trattata e progettata nell'ambito del precedente progetto al quale si rimanda.

7.2 Criteri progettuali degli interventi di sistemazione

Gli interventi di sistemazione idraulica possono essere definiti come quel complesso di misure atte ad evitare o minimizzare i problemi di stabilità dell'alveo e delle strutture poste in esso. Le possibili soluzioni progettuali constano di numerose tipologie di interventi.

Al fine di definire meglio la vasta gamma delle applicazioni pratiche, è possibile proporre una schematizzazione degli interventi di sistemazione idraulica, utile per chiarire la loro funzione specifica. Una prima suddivisione degli interventi di sistemazione può essere la seguente:

- 1) Misure idrauliche;
- 2) Misure strutturali.

Le misure idrauliche hanno la finalità di modificare il regime della corrente o di contrastare le forze erosive; esse possono dunque essere suddivise in due sotto gruppi:

- 1a) interventi finalizzati alla modifica del regime del moto;
- 1b) interventi finalizzati all'incremento delle forze che contrastano l'azione erosiva.

Gli interventi ricompresi nella classe 1a, sono costituiti da quelle strutture atte a modificare le condizioni della corrente al fine di ridurre gli effetti indesiderati sulle strutture. Vengono classificati in base alla disposizione rispetto al flusso idrico e possono essere realizzati attraverso differenti tipologie di materiali. Alcuni esempi possono essere le traverse e i pennelli.

Gli interventi classificati 1b, invece, tendono a contrastare l'azione erosiva della corrente e non variano secondo la specifica funzione ma solamente in base al materiale utilizzato; esempi classici sono i rivestimenti rigidi, tipicamente impermeabili e non adattabili alle variazioni morfologiche del terreno di imposta, e flessibili, caratterizzati da una maggiore capacità di adattamento. Gli interventi di questo tipo devono essere valutati accuratamente e in funzione della loro specifica utilità. Ad esempio, il rivestimento delle sponde può essere previsto per contrastare l'erosione associata alla migrazione dei meandri, oppure per proteggere l'alveo in prossimità dell'attraversamento. Questa categoria d'intervento comprende svariate tipologie di sistemazioni come i gabbioni, i materassi e le scogliere.

Le misure strutturali apportano modifiche sostanziali alle strutture, quali fondazioni e pile. Tipicamente questi interventi vengono utilizzati quando la struttura in esame si trova in condizioni critiche. L'aumento del diametro del fusto delle pile e il consolidamento delle fondazioni rappresentano le soluzioni maggiormente adottate.

La suddivisione sopra esposta è alquanto schematica e non esaurisce il complesso di soluzioni che rientrano nell'ambito degli interventi di sistemazione idraulica. Nello sviluppo delle strutture in ampliamento si è quindi tenuto conto di altri criteri progettuali quali la ricerca di un angolo non superiore ai 20 gradi tra l'orientazione delle spalle e delle pile e la direzione della corrente, e la riduzione ove possibile (nuove strutture) del numero di pile in alveo nonché l'arretramento delle spalle.

Oltre gli interventi diretti sopra elencati, è spesso opportuno, per la migliore gestione delle strutture in alveo, l'adozione di un piano di monitoraggio delle sistemazioni, sia con cadenza periodica che in concomitanza degli eventi critici. Parallelamente al monitoraggio, devono essere pianificati interventi di ispezione su tutta l'area di esondazione in modo da chiudere tempestivamente l'infrastruttura in caso di necessità.

Gli interventi proposti saranno finalizzati a contrastare l'azione erosiva della corrente, privilegiando quindi le misure classificate al punto 1b. All'interno di tale categoria, la scelta dell'intervento dovrà essere valutata accuratamente, sulla base di elementi fondamentali per la stabilità dell'opera e per l'interazione di essa con l'alveo. Tali elementi possono essere così riassunti: fenomeni erosivi, caratteristiche dell'alveo, disponibilità dei materiali e costi.

In base a questi presupposti, per definire al meglio le sistemazioni idrauliche è fondamentale conoscere il fenomeno fisico responsabile dell'erosione. Tale fenomeno consiste nella rimozione del materiale di fondo in seguito ad incrementi locali della velocità e della turbolenza innescata dalla presenza di ostacoli in alveo quali pile e spalle. Nell'intorno delle pile si verifica, infatti, la formazione di un vortice ad asse verticale, conformato a ferro di cavallo, che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la struttura fino alla linea di separazione del vortice.

Per contrastare l'erosione indotta dalle strutture in alveo possono essere utilizzati essenzialmente tre metodi. Il primo consiste nel porre la fondazione ad una quota inferiore rispetto all'altezza di massima escavazione calcolata. Il secondo metodo, applicabile con migliori risultati ai ponti esistenti, consiste nel proteggere la zona dove si forma il vortice a ferro di cavallo. Il terzo consiste nel prevenire la formazione del fenomeno erosivo attribuendo la giusta configurazione a pile e spalle. A tal proposito le applicazioni pratiche più comuni prevedono l'uso di pile appositamente sagomate in modo da ridurre la separazione di flusso e l'insorgere di turbolenza.

Visto l'obiettivo del presente progetto (ampliamento autostradale alla 3^a corsia), per gli attraversamenti che presentano pile in alveo la seconda soluzione risulta quella di maggiore efficienza. In particolare, per i viadotti più importanti, verrà adottata una scogliera in massi a protezione della fondazione. Qualora l'attraversamento non preveda pile in alveo, verranno impiegati interventi di sistemazione idraulica quali gabbioni, materassi, o elementi di rinforzo delle sponde (rilevati rinforzati) che tenderanno in ogni caso a garantire la stabilità del corso d'acqua e a proteggere le zone maggiormente esposte.

7.3 Descrizione delle tipologie d'intervento in progetto

7.3.1 Scogliere per protezione pile

Le scogliere sono costituite da una serie di livelli di pietrame, di opportuna pezzatura, posizionati alla rinfusa o con geometria regolare. La loro principale funzione consiste nel bloccare gli effetti di escavazione indotti dalle pile. E' la soluzione più utilizzata nella pratica per l'ottimo compromesso tra facilità di realizzazione, efficacia dell'intervento e compatibilità con l'ambiente fluviale.

Alcuni problemi possono tuttavia compromettere il regolare funzionamento delle sistemazioni in scogliera. I principali fattori responsabili delle eventuali disfunzioni sono l'erosione degli elementi della scogliera e del materiale di fondazione. L'erosione degli elementi della scogliera può essere limitata e contrastata tramite la pezzatura dei blocchi e la pendenza con la quale vengono posati i massi. L'erosione del materiale costituente la fondazione si verifica quando lo stesso migra attraverso i vuoti della scogliera provocandone il dissesto. L'erosione di fondazione può essere contrastata posizionando un filtro granulare o un geotessile fra i massi e il letto di posa.

Un fenomeno altrettanto pericoloso per la stabilità della struttura può verificarsi allorché la scogliera scivoli verso le parti più basse dell'alveo a causa della forza di gravità. Questa disfunzione è in genere causata dall'elevata pendenza della mantellata in massi e dalle perdite del supporto di base causate dall'erosione generale.

Una scogliera sufficientemente robusta può entrare in crisi, inoltre, se l'alveo presenta un trasporto solido di notevole entità. Spesso, per scongiurare questi inconvenienti, viene posto un volume di materiale aggiuntivo al piede della scogliera.

Le scogliere con pezzatura variabile sono ritenute più stabili rispetto a quelle con massi della medesima dimensione dal momento che la differente pezzatura facilita l'incastro fra i

massi. Grande attenzione deve essere riposta durante la messa in opera della struttura per assicurare che i massi siano effettivamente posizionati distribuendo le differenti pezzature correttamente.

E' opportuno ricordare che tutte le scogliere dovrebbero essere monitorate e ispezionate durante e dopo ogni evento critico per accertarne lo stato ai fini della completa funzionalità.

7.3.1.1 Dimensionamento scogliere

Le scogliere possono essere dimensionate in accordo con il criterio di stabilità proposto da Isbash o da Shields per cui la turbolenza viene considerata parte integrante del fenomeno erosivo. L'effetto della turbolenza è quello di incrementare le velocità istantanee quando la corrente incontra un ostacolo che ne determina il cambiamento di profilo. Questo concetto trova esplicita traduzione nel caso delle scogliere. In accordo con questo assunto la formula di Isbash per il dimensionamento dei massi è la seguente:

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{2g(S_s - 1)} \quad (7.1)$$

dove

- D_{50} = dimensione media dei massi [m];
- V = velocità [m/s];
- S_s = gravità specifica delle scogliere;
- K = parametro funzione della forma della pila.

Nella formula sopra riportata, la velocità viene moltiplicata per un coefficiente che rappresenta l'esposizione della pila alla corrente, quindi la sua disposizione all'interno dell'alveo. Nello specifico, il coefficiente assume un valore pari a 0.9 per pile in prossimità delle sponde mentre raggiunge un valore di 1.7 per pile all'interno dell'alveo principale.

L'estensione trasversale della scogliera risulta pari a due volte il diametro, ovvero il diametro equivalente, della pila, misurata dal filo esterno della pila stessa.

Lo spessore della scogliera deve essere pari a tre volte il diametro D_{50} o più. In generale, comunque, l'altezza dovrebbe sempre tenere in considerazione l'erosione calcolata.

Se la scogliera presenta una gradazione di pezzatura opportunamente dimensionato il geotessile può non essere necessario. Anche in condizioni particolari il filtro potrebbe non essere posizionato, mentre non risulta utile quando la scogliera è immersa nel terreno.

La massima dimensione dei massi non deve superare due volte il D_{50} calcolato.

In base a test già effettuati in alvei sabbiosi, è emerso che scogliere in assenza di filtro granulare o geotessile hanno la tendenza a perdere efficienza a causa dell'abbassamento della mantellata o della perdita di consistenza persino qualora non si verificassero eventi critici. L'abbassamento è dovuto all'asportazione di sabbia attraverso i vuoti lasciati dal materiale. L'efficienza della scogliera può dunque essere considerevolmente migliorata attraverso l'impiego di un geotessile filtro/separatore, steso su tutto il letto di fondazione.

7.3.2 Scogliere per protezione sponde - dimensionamento

Per la determinazione della dimensione media dei massi che dovranno costituire la difesa di sponda, si fa riferimento alle espressioni di Stevens et. al (1976), basate sull'analisi delle forze agenti sull'elemento solido in condizioni di equilibrio limite, con la correzione per la stabilità su sponda inclinata.

Tali espressioni sono:

$$\sigma = \frac{0.30 \cdot v_r^2}{(\gamma_s / \gamma - 1) g d_m} \quad (1)$$

$$\beta = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{\cos \alpha}{\frac{2 \operatorname{sen} \vartheta}{\sigma \operatorname{tg} \varphi} + \operatorname{sen} \alpha} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1 + \operatorname{sen}(\alpha + \beta)}{2} \quad (3)$$

$$C_s = \frac{\cos \vartheta \operatorname{tg} \varphi}{\sigma' \operatorname{tg} \varphi + \operatorname{sen} \vartheta \cos \beta} \quad (4)$$

nelle quali:

- dm = diametro medio del masso;
- Cs = coefficiente di sicurezza al ribaltamento del masso;
- ϑ = pendenza della scarpata;
- φ = angolo di riposo in acqua dei massi;
- β = angolo che la direzione di caduta del masso forma con la linea di massima pendenza della scarpata;

α = $\text{tg}^{-1} i$ con $-i$ - pendenza del fondo;

σ, σ' = numeri di stabilità del masso, rispettivamente per sponda orizzontale ($\vartheta = 0$) e per sponda inclinata;

γ_s = peso specifico del masso;

γ = peso specifico dell'acqua;

v_r = velocità della corrente agente sul masso;

Perché la configurazione della difesa sia stabile, il coefficiente di sicurezza C_s deve risultare superiore a 1.3.

La velocità v_r può essere desunta dalla legge logaritmica di distribuzione della velocità sulla verticale Y in un moto assolutamente turbolento (Keulegan, 1938):

$$u(Y) = 2,5 u^* \ln \left(30,2 \frac{Y}{d_m} \right) \quad (5)$$

in cui:

$$u^* = (\tau/\rho)^{1/2} \quad (6)$$

Integrando la (5) sulla verticale si ottiene per la velocità media V della corrente:

$$V = 2,5 u^* \ln \left(12,3 \frac{Y_o}{d_m} \right) \quad (7)$$

in cui Y_o è il tirante idrico.

Ammettendo che la velocità v_r sia corrispondente alla profondità $Y = d_m$, dalle (5) e (7) si ottiene l'espressione:

$$\frac{v_r}{V} = \frac{3,4}{\ln(12,3 Y_o/d_m)} \quad (8)$$

da utilizzare per il calcolo di v_r . E' però importante ricordare che le 5, 7 e 8 valgono per profondità relative $Y_o/d_m > 6$; nel caso invece in cui la scabrezza sia macroscopica ($Y_o/d_m < 6$) e conseguentemente molto alta la turbolenza e l'aerazione della corrente, si può assumere in via pratica:

$$v_r = V \quad (9)$$

7.3.3 Rivestimenti in materassi

I materassi metallici costituiscono una soluzione progettuale molto diffusa nell'ambito delle protezioni e delle sistemazioni idrauliche. Differiscono dai gabbioni in quanto sono spesso costituiti da un'unica intelaiatura, mentre i gabbioni si configurano come singoli blocchi connessi fra loro.

I materassi vengono utilizzati in primo luogo come protezione delle sponde. E' tuttavia possibile impiegare il rivestimento in materassi anche come struttura di fondazione. In particolare, una platea protratta verso l'alveo, allo scopo di seguire eventuali fenomeni di scalzamento, è in grado di assolvere perfettamente al ruolo di fondazione della difesa in gabbioni preservandone la parte in elevazione.

Un corretto dimensionamento della platea, prevede un'estensione verso l'alveo pari a circa 1.5÷2 volte il valore della massima erosione ipotizzabile; ciò consente alla struttura di deformarsi senza provocare insaccamenti di pietrame o fenomeni di scivolamento della platea stessa, rimanendo adesa al fondo alveo. Lo spessore della platea deve sempre essere adeguato alla propria funzione e deve poter adeguarsi al fondo alveo; per tale ragione il valore raccomandato è di 0.50 m ma, nei casi con sollecitazioni meno gravose, si potrà scendere fino a 0.30 m, ovvero 0.15 per superfici non interessate dalla corrente canalizzata.

I rivestimenti in materassi possono essere impiegati sia nel tratto pedemontano, sia in quello vallivo di un corso d'acqua, dove cioè il trasporto di fondo non è tale da provocare danni alle reti metalliche costituenti le gabbie.

7.3.4 Sistemazioni in gabbioni

La stabilizzazione di una sponda può richiedere la costruzione di un paramento in gabbioni che assolve alla duplice funzione di consolidamento/sostegno e di inalveazione; questi interventi presentano il vantaggio di essere flessibili e soprattutto drenanti. I manufatti in gabbioni sono inoltre dotati di elevata resistenza strutturale.

Le possibili combinazioni fra i singoli elementi in gabbioni sono numerose e debbono essere scelte in funzione delle caratteristiche dell'opera finale, ma principalmente in base al tipo di fondazione necessaria. E' agevole trovare soluzioni differenziate con l'introduzione di talee di specie arbustive ed arboree che, opportunamente scelte ed inserite nella struttura, esaltano il naturale inserimento ambientale dei gabbioni, rappresentando così un valido esempio di ingegneria naturalistica.

I consolidamenti in gabbioni possono essere impiegati sia nel tratto pedemontano, sia in quello vallivo di un corso d'acqua, dove cioè il trasporto di fondo non è tale da provocare danni alle reti metalliche costituenti le gabbie.

7.3.5 Dimensionamento dei rivestimenti in gabbioni e materassi

La verifica di stabilità nei confronti dell'azione di trascinamento esercitata dalla corrente viene eseguita, per gabbioni e materassi, calcolando le velocità e gli sforzi tangenziali e controllando che non siano superiori ai valori limite sopportati dai manufatti in argomento, oltre i quali si ha un danneggiamento permanente della struttura.

Gli sforzi tangenziali agenti vengono calcolati utilizzando criteri idraulici convenzionali. Gli sforzi tangenziali resistenti dipendono invece dalla tipologia di consolidamento/protezione impiegata.

Lo sforzo tangenziale medio τ_b agente su ogni punto della superficie del canale viene calcolato usando la seguente formula:

$$\tau_b = k_1 \cdot k_2 \cdot \gamma_w \cdot y_i \cdot i_{\text{fiume}} \quad (7.2)$$

dove:

k_1 = coefficiente di curvatura; i valori suggeriti sono riportati nella Tabella 7.1;

k_2 = coefficiente angolare pari a 1 per superfici orizzontali, 0.75 per superfici inclinate;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

y_i = livello idrico nel punto considerato;

i_{fiume} = pendenza dell'alveo lungo il tratto in esame.

Il coefficiente k_1 tiene conto dell'incremento dello sforzo tangenziale sulla sponda esterna di un tratto in curva come conseguenza dell'accelerazione centrifuga. I valori del coefficiente k_1 sono riportati in tabella e dipendono dalla curvatura e dalla larghezza del corso d'acqua.

Tabella 7.1: Coefficiente di curvatura k_1 .

Raggio di curvatura / Larghezza del corso d'acqua	k_1
8.0	1.2
6.0	1.4
4.5	1.6
3.2	1.8
2.0	2.0

Il valore della forza di trascinamento varia in funzione dell'altezza del pelo libero y_i nel punto considerato; tale valore dovrà quindi essere calcolato, per ciascun segmento della sezione, nel punto più basso.

La resistenza tipica dei vari materiali agli sforzi tangenziali e la relativa scabrezza viene riportata nella tabella sottostante.

Tabella 7.2: Resistenza tangenziale tipica e scabrezza dei vari materiali.

Materiale di rivestimento dell'alveo	Non vegetato		Vegetato	
	Scabrezza n [$m^{-1/3}s$]	Sforzo tollerato [N/m^2]	Scabrezza	Sforzo tollerato [N/m^2]
Sabbia fine	0.0200	3.50	-	-
Sabbia e ghiaia	0.0200	15.30	-	-
Ghiaia grossolana	0.0250	32.00	-	-
Ciottoli e ghiaia	0.0350	52.60	-	-
Argilla coesiva	0.0250	22.00	-	-
Argilla friabile	0.0250	32.00	-	-
Limo e ciottoli	0.0300	38.00	-	-
Ciottoli inerbiti	0.0400	10.00	0.050	30.00
Talee – Arbusti	0.1000	10.00	0.400	60.00
Copertura diffusa	0.1000	50.00	0.400	300.00
Vimate – Graticciate	0.1000	10.00	0.400	50.00
Gabbioni 0.50m (18")	0.0301	470.40	0.200	500.00
Gabbioni 1.00m (36")	0.0301	470.40	0.200	500.00
Materasso 0.15-0.17m (6")	0.0277	224.00	0.300	400.00
Materasso 0.23-0.25m (9")	0.0277	268.80	0.300	450.00
Materasso 0.30m (12")	0.0277	336.00	0.300	450.00
Scogliere alla rinfusa/sotto sagoma	0.0400	300.80	0.400	350.00
Blocchetti in cemento	0.0200	250.00	0.300	350.00

Nella tabella seguente vengono riportate le velocità limite e gli angoli di attrito dei terreni naturali per valutarne la stabilità delle opere di rivestimento e protezione/consolidamento.

Tabella 7.3: Resistenza Valori standard della velocità limite e dell'angolo di attrito per terreni naturali (Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics", McGraw Hill).

Suoli	Velocità limite [m/s]	Angolo di attrito suggerito [gradi]
Sabbia fine	0.760	30 – 32
Sabbia e ghiaia	1.500	32 – 35
Ghiaia grossolana	1.800	35 – 38
Ciottoli e ghiaia	1.670	35 – 38
Argilla e crostoni di argilla (coesivi)	1.800	25 – 30
Limo e ciottoli (coesivi)	1.670	20 – 30

7.3.6 Calcolo della tensione tangenziale resistente

Ricerche disponibili sul comportamento di gabbioni e materassi hanno permesso lo sviluppo di criteri per la progettazione sia nel caso in cui i manufatti siano rinverditi che nel caso non lo siano.

Per quanto riguarda i materassi e i gabbioni privi di vegetazione, le ricerche effettuate presso l'Engineering Research Center di Fort Collins, Colorado (1984), hanno portato a calcolare gli sforzi tangenziali resistenti utilizzando la seguente formula:

$$\tau_c = K_s \cdot C^* \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_m \quad (7.3)$$

dove:

- C* = Coefficiente di Shields (0.14);
- γ_s = Peso specifico delle rocce di riempimento (24÷26 kN/m³);
- γ_w = Peso specifico dell'acqua;
- d_m = Diametro medio del pietrame di riempimento;

$$K_s = \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}\right)^{0.5} = \quad (\theta \text{ inclinazione della sponda, } \varphi = 60^\circ).$$

Sulle sponde l'effetto di contenimento della rete incrementa la resistenza agli sforzi tangenziali; ciò non accade invece per il materiale sciolto poiché la forza di gravità riduce la resistenza agli sforzi tangenziali sul piano inclinato. La resistenza allo sforzo tangenziale su superfici inclinate viene calcolata utilizzando un coefficiente di riduzione K_s per il materiale sciolto, assumendo un angolo fittizio di 60° per il materiale confinato (gabbioni e materassi Reno). Nel caso in cui l'inclinazione degli argini sia maggiore di 45° (θ > 45°) il fattore di riduzione verrà considerato costante (K_s = 0.57).

Tabella 7.4: Valori standard suggeriti per opere in gabbioni e materassi metallici.

	Diam. d ₅₀ [m]	Spessore [m]	γ_s [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	C di Shields
Gabbioni 0.30 m	0.150	0.30	26.00	10.00	0.140
Gabbioni 0.50 m	0.210	0.50	26.00	10.00	0.140
Gabbioni 1.00 m	0.300	1.00	26.00	10.00	0.140
Materasso 0.15 - 0.17 m	0.100	0.17	26.00	10.00	0.140
Materasso 0.23 - 0.25 m	0.120	0.20	26.00	10.00	0.140
Materasso 0.30 m	0.150	0.25	26.00	10.00	0.140

La verifica della protezione è quindi ottenuta dal confronto fra sforzi tangenziali resistenti e agenti τ_c/τ_b .

7.4 Applicazioni progettuali ai corsi d'acqua di interesse

7.4.1 Fiume Metauro

Il viadotto sul fiume Metauro, in progetto, è costituito da dieci pile in alveo composte ciascuna da due fusti di sezione circolare, di diametro pari a 1.5 metri. Posti ad interasse 33.50 m. Le quattro pile si impostano su una fondazione unica di larghezza 7.00 m x 12.50 m, spessore 1.5 m, poggianti su pali di grande diametro.

L'alveo presenta configurazione intrecciata (o anastomizzata), caratterizzata dalla presenza di numerose isole, che suddividono la corrente in molti rami, i quali alternativamente si separano e si riuniscono, intrecciandosi l'un l'altro. Le isole sono formate dai depositi del fiume, che le sommerge durante le piene, formandole e erodendole.

La causa morfologica della configurazione anastomizzata deve essere individuata nella differenza tra la pendenza della valle dove scorre l'alveo e quella che il corso d'acqua deve avere affinché la sua capacità di trasporto del sedimento uguagli la portata solida proveniente dal bacino.

In particolare a causa della scarsa pendenza della valle del fiume Metauro, inferiore a quella necessaria per trasportare a valle tutto il sedimento proveniente dal bacino, l'alveo ha assunto nel corso degli anni la struttura anastomizzata. Infatti, a causa dell'ingente apporto di materiale solido proveniente da monte non viene mai raggiunto l'equilibrio tra alimentazione e trasporto del sedimento. Di conseguenza oltre alla formazione della configurazione intrecciata, si è verificato nel corso degli anni anche un fenomeno di deposito localizzato del sedimento, facilmente individuabile dalle foto e dai sopralluoghi effettuati, maggiore nei tratti di monte e minore in quelli di valle.

Da questa breve descrizione della genesi della configurazione dell'alveo, è facile dedurre come la ricerca ottimale dell'equilibrio nel bilancio fra il materiale proveniente dal bacino e la capacità di trasporto del sedimento del fiume sia un lungo e ininterrotto processo che impone all'alveo continui cambiamenti morfologici, diversi assetti planimetrici, periodi di deposito seguiti da periodi di erosione.

Quindi, in via del tutto teorica, considerando un arco temporale sufficientemente lungo, un alveo che presenta configurazione anastomizzata non potrà mai definirsi completamente stabile, quanto meno nel senso che le proprie caratteristiche idrauliche e morfologiche rimangono inalterate nel tempo.

Nel caso del fiume Metauro, tuttavia, dai dati di gestione disponibili e dai sopralluoghi effettuati è possibile affermare che la configurazione dell'alveo, considerata all'interno di un orizzonte temporale medio-lungo, risulti morfologicamente stabile, nel senso che l'alveo mantiene le proprie caratteristiche, anche al cambiare della geometria locale.

L'ampiezza della sezione e la pendenza costituiscono inoltre ulteriori elementi che contribuiscono attivamente all'incremento della capacità di trasporto del sedimento da parte del fiume, e di conseguenza alla stabilità della sua configurazione.

Il viadotto Metauro, come detto, è composto da dieci pile in alveo, la cui fondazione unica di larghezza 7.00 m x 12.50 m e spessore 1.5 m, poggia su pali di grande diametro.

Questo comporta una sensibile interferenza fra struttura e corrente e quindi richiede l'utilizzo di sistemazioni idrauliche tali da garantire la stabilità delle strutture pur con il minor impatto possibile con l'ambiente idrico.

La corrente incide sulla struttura con un angolo d'attacco modesto, quindi non vengono considerati coefficienti maggiorativi che tengano conto della lunghezza efficace delle pile.

Le velocità massime della corrente in condizioni di piena duecentennale sono pari a circa 2.0 metri al secondo. Il valore contenuto è dovuto, nonostante la portata elevata, alla pendenza ed alla estensione della sezione dell'alveo che è costituito da materiale alluvionale.

In base all'analisi dei citati elementi costituenti la struttura dell'opera d'arte ed allo stato dell'alveo, si è deciso di proteggere le pile del ponte mediante mantellate di massi poste in prossimità delle fondazioni delle pile. Tali mantellate composte da massi opportunamente dimensionati per contrastare l'azione tangenziale della corrente, hanno il compito di proteggere la fondazione dallo scalzamento e dai fenomeni erosivi localizzati, innescati dai vortici ad asse verticale indotti dall'ingombro delle strutture. Questo tipo di protezione ha il vantaggio di essere molto flessibile e di adattarsi alle variazioni del fondo.

Le mantellate in progetto, che interessano sia le strutture esistenti che quelle in ampliamento hanno spessore massimo di 3.30 metri e larghezza dal filo esterno della pila pari a 5.00 m. La protezione si estende per tutto il perimetro delle fondazioni. Fra alluvioni in sito e mantellata di massi viene posto un filtro/separatore in geotessile per contrastare la migrazione delle particelle più fini dal terreno alla mantellata. Per la posa in opera di dette scogliere viene realizzato uno scavo di sbancamento con inclinazione delle sponde pari a 3:2.

Per il calcolo della dimensione dei massi è possibile utilizzare la procedura descritta nel paragrafo precedente. Qui di seguito viene riproposta succintamente:

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{(2 \cdot g \cdot (S_s - 1))} = \frac{0.692(1.5 \cdot 1.5 \cdot 2.0)^2}{(2 \cdot 9.81 \cdot (2.65 - 1))} = 0.55m \quad (7.4)$$

dove:

- D_{50} = dimensione dei massi [m];
- V = velocità, m/s;
- S_s = gravità specifica delle scogliere;
- K = 1.5 per pile circolari.

Si ricorda che la velocità deve essere moltiplicata per il coefficiente che tiene in considerazione la posizione della pila all'interno dell'alveo, in questo caso pari a 1.5.

Dal calcolo la dimensione media dei massi deve essere circa pari a 0.55 metri. Viene scelta una pezzatura superiore, di dimensione media pari o maggiore di 1.00 m.

Le sponde dell'alveo in prossimità delle spalle del viadotto vengono regolarizzate e protette tramite un rivestimento in materassi metallici. Esso ha lo scopo di consolidare il terreno in prossimità della struttura e di contrastare l'eventuale erosione provocata dalla corrente. Lo spessore dei materassi è pari a 30 centimetri e larghezza dal filo esterno della spalla, verso l'alveo, di 7.00 m. Inoltre, al fine di aumentare la stabilità della sistemazione prevista, al piede dei materassi, sia verso l'alveo sia verso monte e valle, vengono posizionati dei gabbioni metallici di dimensione 2.00x1.00x1.00.

7.4.2 Torrente Arzilla

La sistemazione effettuata sul Fiume Arzilla è stata già trattata e progettata nell'ambito del precedente progetto al quale si rimanda.

In aggiunta a tale sistemazione è prevista una protezione con scogliere dimensionate in base al livello idrico di piena duecentennale 15.29 m slm, in corrispondenza della sezione 1.

La scogliera si rende necessaria per la vicinanza all'autostrada A14.

La sistemazione presenta un'estensione pari a 136.00 m. La base della massicciata è pari a 7.00 m.

Per la progettazione in esame, nelle condizioni più gravose, i dati di progetto sono:

$$i = 0.002$$

$$\begin{aligned}\vartheta &= 33.69^\circ \\ v_r &= 1.39 \text{ m/s} \\ \varphi &= 50^\circ \\ \gamma_s &= 27 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma &= 10 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Applicando in successione le espressioni precedenti, la configurazione stabile della difesa è stata trovata per un diametro medio teorico del masso $d_m = 1 \text{ m}$: in corrispondenza di tale valore, infatti, il coefficiente di sicurezza vale $C_s = 1.70$.

Al diametro medio $d_m = 1 \text{ m}$ corrisponde un volume minimo (calcolato come se il masso fosse sferico) di 0.52 m^3 e quindi un peso di pari a circa 1400 kg .

8. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA NELLE FASI DI CANTIERE: PARZIALIZZAZIONE DELL'ALVEO

I lavori in corrispondenza della Bretella sud di Fano prevedono la realizzazione di un nuovo viadotto sul Fiume Metauro. Si deve prevedere quindi la messa in asciutta dell'area di cantiere mediante rilevati di protezione provvisori che, se da un lato isolano l'area in cui hanno luogo le lavorazioni, dall'altra determinano una parzializzazione dell'alveo con conseguente aumento dei tiranti idrici rispetto alle normali condizioni di deflusso (restringimento della sezione utile). Tali rilevati andranno pertanto adeguatamente dimensionati secondo le modalità descritte di seguito, in modo da garantire alle aree di cantiere le necessarie condizioni di sicurezza idraulica.

Il tempo di ritorno per il quale calcolare la portata di progetto è legato alla scelta del rischio idraulico da associare ad una determinata opera. In particolare, detto T il tempo di ritorno di riferimento e N la vita utile dell'opera (in anni) il valore del rischio idraulico viene calcolato mediante la (8.1):

$$R(T) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (8.1)$$

Assumendo per le opere provvisionali lo stesso valore di rischio considerato per le opere definitive in progetto, ed indicando con N_c e T_c rispettivamente la durata e il tempo di ritorno di riferimento per le opere provvisionali, si ricava, tramite la (8.2), che in corrispondenza di una durata del cantiere di 2.5 anni il tempo di ritorno di riferimento per il dimensionamento delle arginature è pari a 10 anni.

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_c}\right)^{N_c} \quad (8.2)$$

Come detto la durata ipotizzata del cantiere non dovrebbe superare i due anni; ciononostante, a favore di sicurezza, si assume ugualmente come tempo di ritorno di riferimento $T_c=10$ anni.

Noto quindi il tirante idrico in alveo relativo alla portata con tempo di ritorno decennale, la sommità arginale sarà posta ad una quota pari a tale valore di tirante maggiorato del franco idraulico, assunto pari a 1.00 m.

I paragrafi seguenti riportano le caratteristiche dei rilevati di protezione provvisori così dimensionati ed una breve descrizione delle modalità di parzializzazione dell'alveo durante le diverse fasi di cantiere.

8.1 Fiume Metauro

La parzializzazione dell'alveo del Fiume Metauro per l'installazione delle aree di cantiere è stata effettuata con riferimento alle considerazioni sul rischio idraulico fatte al paragrafo precedente.

Per la realizzazione delle opere in progetto vengono individuate tre fasi di cantiere.

Durante la prima fase verranno effettuati i lavori di ampliamento e sistemazione sulle prime quattro pile in destra idraulica e sulla spalla del viadotto, isolando l'area di cantiere dalla zona interessata dal deflusso idrico mediante un argine provvisoriale di lunghezza pari a circa 370 m. In corrispondenza di una portata decennale pari a 930.8 mc/s si registra in alveo un tirante di 6.79 m, pertanto la quota in sommità delle arginature provvisorie viene posta pari a 8.00 m s.l.m.. La larghezza in sommità dell'argine è pari a 3.00 m mentre le scarpate hanno inclinazione paria 3:2.

Inoltre, al fine di aumentare la sicurezza delle aree di cantiere, verrà effettuata la risagomatura della parte in sinistra idraulica dell'alveo, in modo da determinare una sorta di canale preferenziale per il deflusso idrico.

Successivamente verranno effettuati i lavori sulle due pile centrali realizzando un argine a protezione delle aree di cantiere di lunghezza pari a circa 400 m e un argine "guado" di lunghezza paria circa 180 m che consente l'accesso a tali aree dalla sponda sinistra. La quota in sommità delle arginature provvisorie viene posta ancora pari a 8.00 m s.l.m. (tirante in alveo pari a 6.61 m) mentre la larghezza in sommità è pari a 2.00 m; le scarpate hanno inclinazione paria 3:2.

Durante questa fase l'alveo verrà risagomato creando due direzioni preferenziali per il deflusso idrico, a destra e a sinistra del cantiere; inoltre, al fine di consentire il deflusso idrico verso valle attraverso l'argine guado, questo verrà dotato di 15 tubi passanti tipo "ARMCO" aventi diametro interno $\phi 1500$.

L'ultima fase di cantiere prevede l'allargamento e la sistemazione del gruppo di quattro pile in sinistra idraulica e della spalla del viadotto. L'argine provvisoriale avrà dimensioni e quota di sommità pari a quelle dell'argine di prima fase (tirante in alveo pari a 6.99 m); in quest'ultimo caso l'alveo di magra verrà risagomato in modo da indirizzare la corrente tra la prima e la terza pila in destra idraulica, lontano dalle aree di cantiere.

Relazione idrologica e idraulica interferenze	Pagina 57 di 62
IDR001-1.doc	

Tabella 8.1: Tiranti a monte degli interventi provisionali.

FASE 1		
T [anni]	Q [mc/s]	H [m slm]
5	778.60	6.52
10	930.80	6.79
20	1076.70	7.03
200	1548.30	7.32

FASE 2		
T [anni]	Q [mc/s]	H [m slm]
5	778.60	6.38
10	930.80	6.61
20	1076.70	6.81
200	1548.30	7.05

FASE 3		
T [anni]	Q [mc/s]	H [m slm]
5	778.60	6.86
10	930.80	6.99
20	1076.70	7.35
200	1548.30	7.63

9. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA: CORSI D'ACQUA SECONDARI

Nel presente capitolo verranno descritti gli interventi di sistemazione idraulica in progetto sui corsi d'acqua secondari.

9.1 Fosso della Palombara

Il tombino esistente è costituito da uno scatolare in c.a. di lunghezza pari a 8.00 m e altezza pari a 1.00.

Il manufatto di attraversamento in progetto viene realizzato con uno scatolare in c.a. di dimensioni 3.50 x 1.50; la lunghezza del tombino è pari a 32.00 m.

Lungo il fosso, per un tratto di lunghezza pari a 80.00 m immediatamente a monte del manufatto di attraversamento è prevista la riprofilatura del fondo alveo con una pendenza di progetto pari a 1.1% e risagomatura con sezione trapezia 3:2; in tale tratto sulle sponde dell'alveo è inoltre prevista la protezione con biostuoia in fibre vegetali inerbita mediante intasamento con idrosemina a spessore. Immediatamente a monte dell'imbocco del tombino è realizzato uno scivolo in massi di cava (D_{min} 0.5 m), mentre a valle è prevista una risagomatura con sezione tipo trapezia 3:2 rivestita in C.A. per una lunghezza pari a 40 m.

Nel tratto di valle, invece, il corso d'acqua viene riprofilato per una lunghezza pari a 255.00 m con una pendenza del fondo del 0.1% e sezione tipo trapezia 3:2 con sponde protette tramite biostuoia in fibre vegetali inerbita mediante intasamento con idrosemina a spessore.

9.2 Fosso degli Uscienti

I tombini esistenti sono costituiti da due circolari, uno φ 2000 e uno φ 1500 in CLS, rispettivamente in corrispondenza dell'asse Fano-Grosseto e della viabilità di accesso alle abitazioni a monte, di lunghezza pari a 48 m e 20 m.

Si prevede di sostituire gli attuali attraversamenti con due scatolari di dimensioni interne 3.50x2.50 e lunghezza rispettivamente pari a 45.00 e 9.00 m.

Oltre a questi due manufatti in sostituzione agli esistenti è previsto l'inserimento di un terzo scatolare a monte dei precedenti di uguale sezione e lunghezza pari a 20.00 m.

La sistemazione idraulica consiste in una riprofilatura e risezionamento con sezione tipo in C.A. di sezione trapezia 3:2 con base di larghezza pari a 3.50 m.

Relazione idrologica e idraulica interferenze	Pagina 59 di 62
IDR001-1.doc	

A monte del primo manufatto di attraversamento, per un tratto di lunghezza pari a 35.00 m, è prevista la riprofilatura del fondo alveo con una pendenza media di progetto pari a 1.8%.

Nel tratto di valle, invece, a monte del secondo attraversamento, il corso d'acqua viene riprofilato per una lunghezza pari a 42.80 m con una pendenza del fondo del 0.7%, mentre a valle la riprofilatura presenta una pendenza media del fondo pari a 0.6%.

Per quanto riguarda l'ultimo attraversamento a monte è previsto un salto pari a 0.50 m e una riprofilatura a valle pari a circa 2.0%.

9.3 Deviazione canale scolmatore

Nel tratto in affiancamento alla bretella di collegamento Sud di Fano è prevista la deviazione di circa 200 m del Canale scolmatore.

Il canale in progetto presenta un primo tratto di circa 55 m (dalla sezione 1 alla sezione 4) con sezione tipo in C.A. e paramento lato campagna realizzato in terra verde, mentre il secondo tratto (dalla sezione 4 alla sezione 11) presenta un alveo pensile rivestito in C.A. con argine lato campagna realizzato in terra verde ed eventuale riempimento con materiale arido in adiacenza alla Bretella in progetto.

La sistemazione presenta sezione tipo e pendenza conforme allo stato di fatto.

La metodologia progettuale applicata è quella della *back analysis*, cioè in mancanza di dati riguardanti le portate scolmate, è stata calcolata la massima portata transitante nel canale esistente ed è stata garantita anche per il canale in progetto.

La massima portata transitante nel canale esistente con franco pari a 1.00 m è pari a 10 mc/s.

Il canale in progetto presenta una capacità superiore a quello esistente in quanto in C.A.

10. ALLEGATO A: RISULTATI DELLE MODELLAZIONI CONDOTTE

INTERFERENZE PRINCIPALI

TORRENTE ARZILLA									
T = 200 anni		Q = 268.95 mc/s		Stato di fatto			Progetto		
Sezione	Z _f	Z _{dx}	Z _{sx}	h	v	Fr	h	v	Fr
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]
1	9.47	13.85	18.34	15.30	1.31	0.24	15.29	1.39	0.26
2	9.77	14.04	17.44	15.21	1.63	0.32	15.22	1.63	0.32
3	9.63	14.10	17.03	15.12	1.87	0.39	15.12	1.86	0.39
4	9.51	13.85	15.18	14.79	2.77	0.56	14.80	2.76	0.56
5	9.33	14.30	14.60	14.92	1.29	0.33	14.93	1.28	0.33
6	9.14	14.54	14.40	14.93	0.75	0.17	14.93	0.75	0.17
7	8.95	14.55	14.00	14.91	0.69	0.16	14.92	0.69	0.15
8	8.83	13.13	13.33	14.91	0.72	0.13	14.92	0.72	0.13
9	8.82	14.00	13.90	14.88	0.80	0.19	14.89	0.79	0.19
9.4	8.59	12.71	12.71	14.69	2.03	0.36	14.56	2.50	0.44
10	8.25	13.95	15.00	14.64	1.36	0.25	14.61	1.71	0.26
10.5	8.25	13.95	15.00	14.63	1.36	0.25	14.58	1.76	0.27
11	8.14	13.78	13.86	14.59	1.57	0.26	14.59	1.57	0.26
12	7.95	13.73	13.36	14.57	1.59	0.23	14.57	1.59	0.23
13	7.83	10.61	12.51	14.58	1.20	0.19	14.58	1.20	0.19
14	7.84	10.50	12.73	14.56	1.35	0.20	14.56	1.35	0.20
15	8.76	16.01	12.62	14.00	3.45	0.57	14.00	3.45	0.57
16	8.74	16.67	12.39	14.00	2.98	0.50	14.00	2.98	0.50
17	8.82	15.88	12.00	13.98	2.71	0.49	13.98	2.71	0.49
18	8.80	15.52	11.65	13.91	2.69	0.49	13.91	2.69	0.49
19	8.77	15.23	12.19	13.98	1.95	0.35	13.98	1.95	0.35

FIUME METAURO									
T = 200 anni		Q = 1548.30 mc/s		Stato di fatto			Progetto		
Sezione	Z _f	Z _{dx}	Z _{sx}	h	v	Fr	h	v	Fr
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]
1	3.57	8.77	6.84	8.52	3.28	0.69	8.52	3.27	0.69
2	3.54	8.80	6.50	8.49	2.27	0.42	8.49	2.27	0.42
3	2.98	8.10	5.60	8.45	1.85	0.3	8.45	1.85	0.3
4	3.55	6.80	8.60	8.25	2.34	0.43	8.25	2.34	0.43
5	3.08	6.01	9.88	7.82	2.9	0.64	7.82	2.9	0.64
6	3.16	5.76	9.31	7.22	3.61	0.79	7.24	3.58	0.79
6.4	2.99	8.87	7.84	7.28	1.94	0.38	7.30	1.93	0.38
6.6	2.80	8.68	7.65	7.22	1.85	0.36	7.24	1.84	0.35
7	2.72	4.74	8.95	7.13	2.19	0.45	7.12	2.21	0.44
8	2.71	4.98	5.93	6.62	3.05	0.74	6.62	3.05	0.74
9	1.64	4.59	5.75	6.5	2.26	0.48	6.5	2.26	0.48
10	1.26	4.69	3.70	6.3	1.87	0.38	6.3	1.87	0.38
11	1.62	4.79	3.61	6.14	1.76	0.35	6.14	1.76	0.35
12	1.84	3.71	3.48	5.99	1.9	0.4	5.99	1.9	0.4

INTERFERENZE SECONDARIE

FOSSO DELLA PALOMBARA Q = 5.29 mc/s						
Sezione	Stato di fatto			Progetto		
	h	v	Fr	h	v	Fr
	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]
B	26.35	2.66	1.01	25.77	2.27	1.01
1	26.22	1.38	0.48	25.33	2.16	1.00
2	26.18	1.48	0.47	25.17	1.41	0.49
4	25.95	1.70	0.58	25.07	1.09	0.4
5	25.90	1.32	0.43	25.02	1.02	0.37
6	25.61	1.61	0.59	24.95	1.03	0.37
7	25.42	1.59	0.55	24.83	1.06	0.38
8	25.14	1.54	0.55	24.75	1.07	0.39

FOSSO DEGLI USCIENTI Q = 13.48 mc/s						
Sezione	Stato di fatto			Progetto		
	h	v	Fr	h	v	Fr
	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]
1	19.87	0.55	0.17	19.52	2.45	0.92
2	19.86	0.46	0.14	19.33	1.55	0.48
3	19.86	0.43	0.12	19.03	2.74	0.75
4	19.86	0.37	0.09	18.60	3.74	1.20
5	19.85	0.46	0.12	18.34	4.10	1.45
6	19.85	0.47	0.13	18.23	4.20	1.42
7	19.83	0.54	0.13	18.15	4.09	1.38
8	19.83	0.33	0.08	17.82	4.53	1.96
9	19.83	0.34	0.08	17.77	4.34	1.85
10	19.83	0.32	0.07	17.35	4.96	1.81
11	18.04	3.00	1.00	17.36	3.92	1.31
12	16.25	4.95	2.43	16.22	5.42	2.79