



Gestore unico del servizio idrico integrato dell'ATO Sardegna



**AUTORITA' D'AMBITO SARDEGNA - A.T.O**



Elaborato  
**3.15**

Rev. n°3 - Nov. 2017

**Relazioni tecniche e specialistiche**

Relazione idraulica sulle interferenze

Scala

**PROGETTISTI**



ORDINE INGEGNERI  
PROVINCIA DI CAGLIARI  
N. 4255 Dott. Ing. Giuseppe DELITALA

**PRESTAZIONI  
SECONDARIE**

**GEOLOGIA**

Dott. Geol. Alberto GORINI

**I COLLABORATORI**

Dott. Ing. Antonio DEDONI

Dott. Ing. Daniela DETTORI

Dott. Ing. Francesco FIORI

Dott. Ing. Laura MAMELI

Geom. Gianluca MARONGIU

Dott. Ing. Fabrizio STAFFA

Dott. Arch. Salvatore ZANDA

**RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Ing. Felice MOTTURA

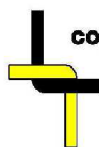
Firma

**A.T.I.**

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



**CO.GE.M. S.R.L.**

VIA SU PARIS N° 1  
09045 - QUARTU S. ELENA (CA)  
TEL. FAX: 07046575/220 07046530328  
E-MAIL: impreseco@m4tsiceli.it

**Adeguamento schema fognario depurativo  
N° 135 “Bosa” (Or) - Collettori**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**3.15 - RELAZIONE IDRAULICA SULLE INTERFERENZE.**

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO CLIMATICO .....</b>	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>I BACINI IDROGRAFICI E LE INTERFERENZE .....</b>	<b>16</b>
<b>6</b>	<b>VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA.....</b>	<b>34</b>
<b>7</b>	<b>PROCESSI EROSIVI IN ALVEO .....</b>	<b>56</b>
<b>8</b>	<b>STIMA DELLE PORTATE DI PIENA.....</b>	<b>60</b>
8.1	VERIFICA DI COMPATIBILITÀ DEGLI ATTRAVERSAMENTI PREVISTI SU SOLETTA .....	69
8.2	VERIFICA DI COMPATIBILITÀ DELL'ATTRAVERSAMENTO STAFFATO N. 32 .....	80
<b>9</b>	<b>ANALISI IDRAULICA .....</b>	<b>86</b>
9.1	DETERMINAZIONE DELLE CONDIZIONI DI MOTO PERMANENTE.....	86
9.2	IL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS.....	86
9.3	COMPONENTI IDRAULICHE DELL'ANALISI .....	87
9.4	DETERMINAZIONE DEL PROFILO DI MOTO PERMANENTE .....	88
9.5	ATTRAVERSAMENTO SUL RIO TURAS.....	89
9.5.1	Localizzazione planimetrica del corso d'acqua.....	89
9.5.2	Verifica idraulica.....	89
9.5.3	Risultati del calcolo Hec-RAS.....	91
9.5.4	Verifica di stabilità delle sponde in corrispondenza dell'attraversamento pensile n.22 sul Rio Turas.....	92
9.6	ATTRAVERSAMENTO SUL RIO NOESALA.....	99
9.6.1	Localizzazione planimetrica del corso d'acqua.....	99
9.6.2	Verifica idraulica.....	99
9.6.3	Risultati del calcolo Hec-RAS.....	101
	<b>ALLEGATI .....</b>	<b>102</b>

## 1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la "relazione idraulica sulle interferenze" a corredo della progettazione delle opere denominate "Adeguamento schema fognari depurativo N°135 "Bosa" (Or) - Collettori".

Le opere oggetto della progettazione consistono sostanzialmente nella realizzazione di condotte fognarie che convogliano i liquami provenienti dalla marina di Tresnuraghes e Magomadas al depuratore di Bosa. E' altresì prevista la realizzazione di alcuni impianti di rilancio nel tratto compreso tra Porto Alabe, Marina di Magomadas e Turas.

Le opere previste nella presente fase progettuale possono essere così riassunte:

- **Collettore Principale, tratto in pressione, da Sollevamento "Turas" (vasca n.13) a Depuratore di Bosa, inclusa realizzazione della vasca di raccolta e rilancio;**
- **Collettore Secondario Borgate Marine, Comuni di Tresnuraghes e Magomadas e Bosa, completamento, ivi incluse le vasche di raccolta e rilancio (vasca n. 1, sollevamento puntuale n. 2, sollevamento puntuale n. 3, vasca n. 4 (completamento), sollevamento puntuale n. 5, vasca n. 7, vasca n. 10 (completamento), vasca n. 11, raccolta reflui "Villaggio Turas").**

Nel particolare per ciò che attiene il completamento del Collettore Secondario a servizio delle borgate marine, si avrà la realizzazione (vasche n. 4 e 10 completamento) di cinque vasche di raccolta e rilancio, di cui quattro a servizio della dorsale principale e una di raccolta della zona dell'abitato di Porto Alabe, identificata come "Condominio Alabe", oltre a tre sollevamenti puntuali a servizio di zone depresse del suddetto abitato. La dorsale delle borgate sarà poi completata con l'apporto dei reflui provenienti dalla vasca di raccolta del "Villaggio Turas", con l'attraversamento del Rio Turas, nella omonima località del Comune di Bosa e l'allaccio alla vasca di accumulo e rilancio (vasca n. 13) della dorsale principale dello schema a suo tempo previsto nello Studio di Fattibilità. A detta dorsale, lungo il percorso, si agganceranno poi varie raccolte reflui previste in altre progettazioni.

Tale relazione è volta ad esaminare la compatibilità delle opere previste con l'assetto idrografico e idraulico del territorio. In particolare vengono analizzati i bacini idrografici sottesi dagli attraversamenti previsti in progetto e le soluzioni adottate per la risoluzione delle interferenze con l'opera in progetto.

---



Gli attraversamenti trattati in questo elaborato sono previsti in subalveo ad eccezione dell'attraversamento sul rio Turas, previsto pensile in fase progettuale preliminare. Nel presente studio è stato verificato il rispetto del franco idraulico.

Sono state inoltre effettuate delle simulazioni idrauliche per l'attraversamento pensile n.22 sul Rio Turas e l'attraversamento n. 25 sul rio Noesala, al fine di verificare il rispetto del franco idraulico e il posizionamento degli impianti di sollevamento S7 e S13 previsti in progetto.

E' stata inoltre verificata la compatibilità degli attraversamenti previsti su soletta n.13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 31, 32.

Per l'attraversamento n. 32 in particolare, a seguito di tale verifica, si è deciso di modificare la tipologia di attraversamento.

## **2      NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- D.M. LL.PP. 11.03.1988 di applicazione della legge suddetta «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
  - Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24.09.1988 che prevede l'obbligo di sottoporre tutte le opere civili pubbliche e private da realizzare nel territorio della Repubblica, alle verifiche per garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni ed assicurare la stabilità complessiva del territorio nel quale si inseriscono»;
  - D.P.R. n. 554 del 21.12.1999 – Regolamento di attuazione delle legge quadro in materia di Lavori Pubblici, ai sensi dell'art. 3 della legge 11.02.1994 n. 109 e successive modificazioni”;
  - D.M. 14.01.2008 «Norme Tecniche per le Costruzioni»;
  - Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) adottato dalla Giunta Regionale con D.G.R. n. 54/33 del 30.12.2004 e reso esecutivo con Decreto Assessoriale n. 3 del 21.02.2005 con pubblicazione nel BURAS n. 8 dell'11.03.2005;
  - Norme di Attuazione del P.A.I. (aggiornamento al Decreto del Presidente della R.A.S. n. 35 del 21.03.2008);
  - D.M. Infrastrutture 06.05.2008 «Integrazioni al D.M. 14.01.2008 di approvazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni emesse ai sensi delle leggi n. 1086 del 05.11.1971 e n. 64 del 02.02.1974, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al D.P.R. n. 380 del 06.06.2001 e dell'art. 5 del D.L. n. 136 del 28.05.2004, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della Legge n. 186 del 27.07.2004 e ss.mm.ii.»;
-

- Circolare C.S. LL.PP. n. 617 del 02.02.2009 «istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008».

### 3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il settore in esame è ubicato nella zona centro-occidentale della Sardegna nelle zone fisiografiche.

I riferimenti cartografici sono rappresentati da:

- Carta d'Italia - fogli 205-206 "Capo Mannu-Macomer" dell'I.G.M. [scala 1:100.000];
- Carta d'Italia - foglio 497 – sezz. IV "Monte Mannu" e III "Bosa Marina" dell'I.G.M. [scala 1:25.000]
- Sezione 497-060 "Torre Argentina" della C.T.R. [scala 1:10.000];
- Sezione 497-100 "Bosa Marina" della C.T.R. [scala 1:10.000];
- Sezione 497-140 "Torre Columbargia" della C.T.R. [scala 1:10.000].

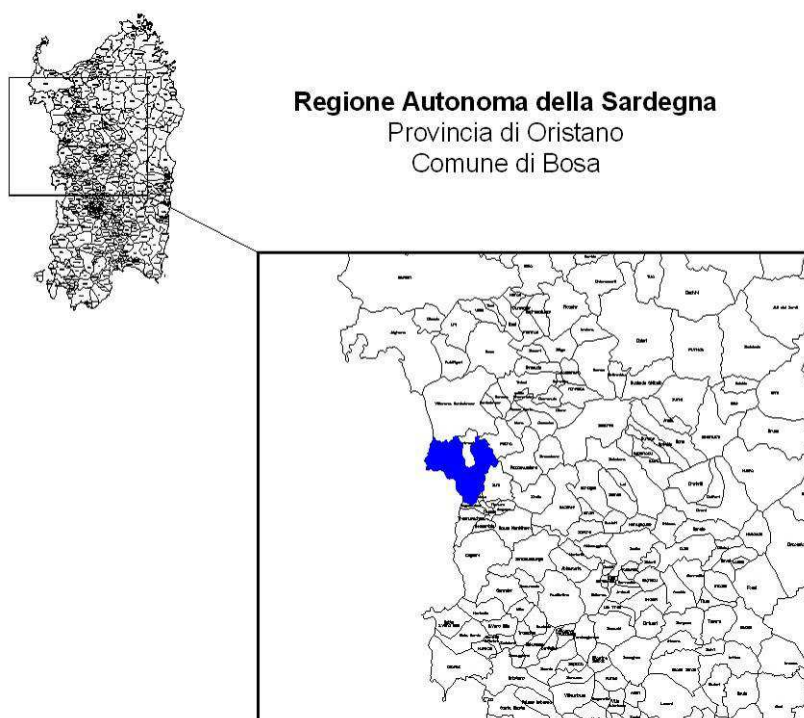


Figura 1 - Comune di Bosa. Inquadramento.

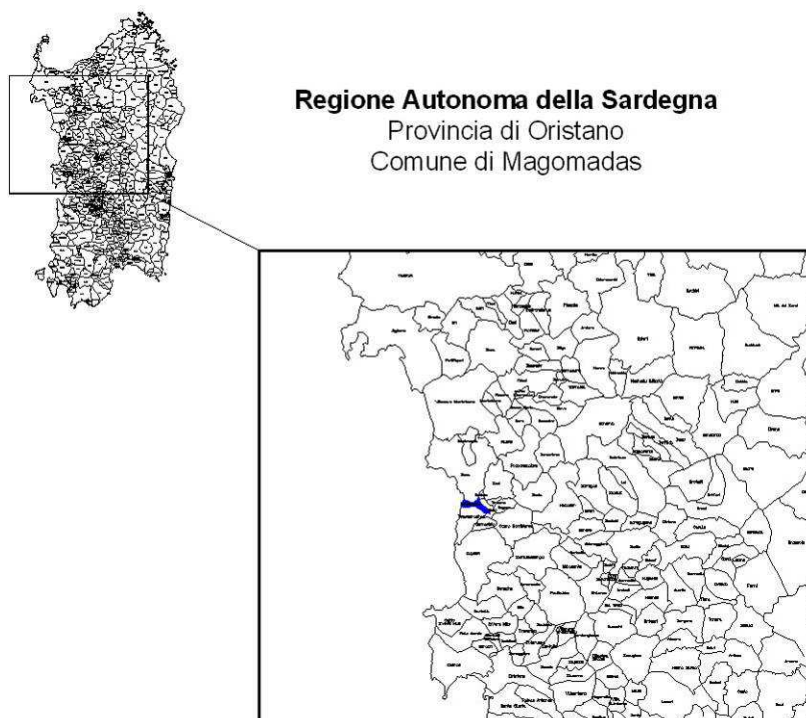


Figura 2 – Comune di Magomadas. Inquadramento.

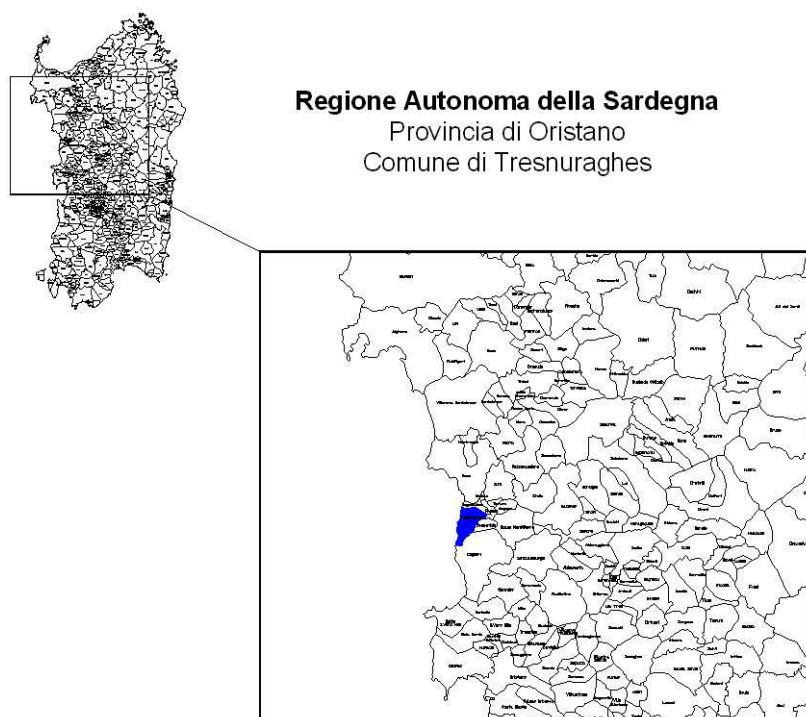


Figura 3 - Comune di Tresnuraghes. Inquadramento.



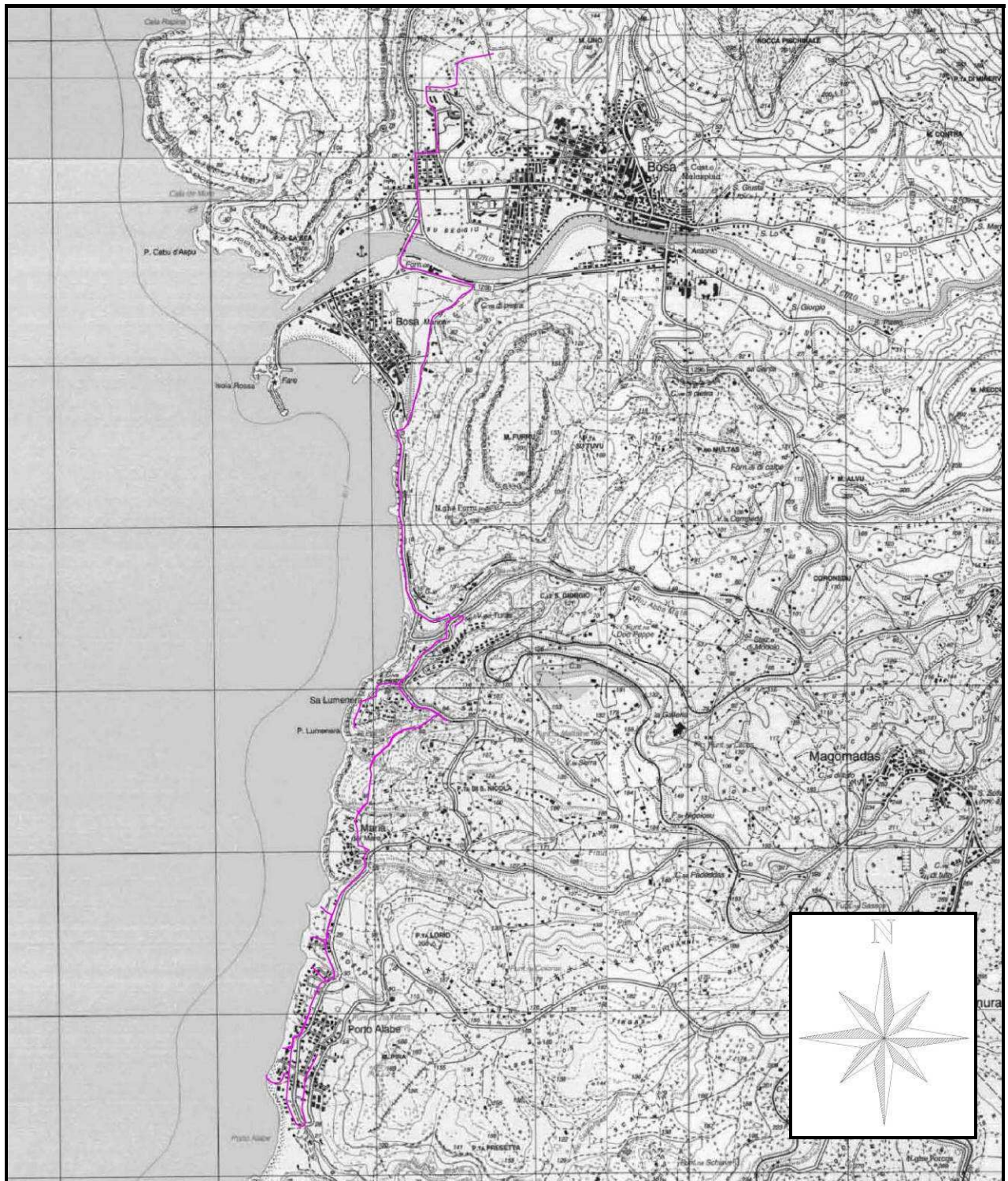


Figura 4 - Stralcio della Cartografia I.G.M. dei Fogli 497 (Sezioni III "Bosa Marina" e IV "Monte Mannu"). In magenta lo sviluppo delle opere previste.



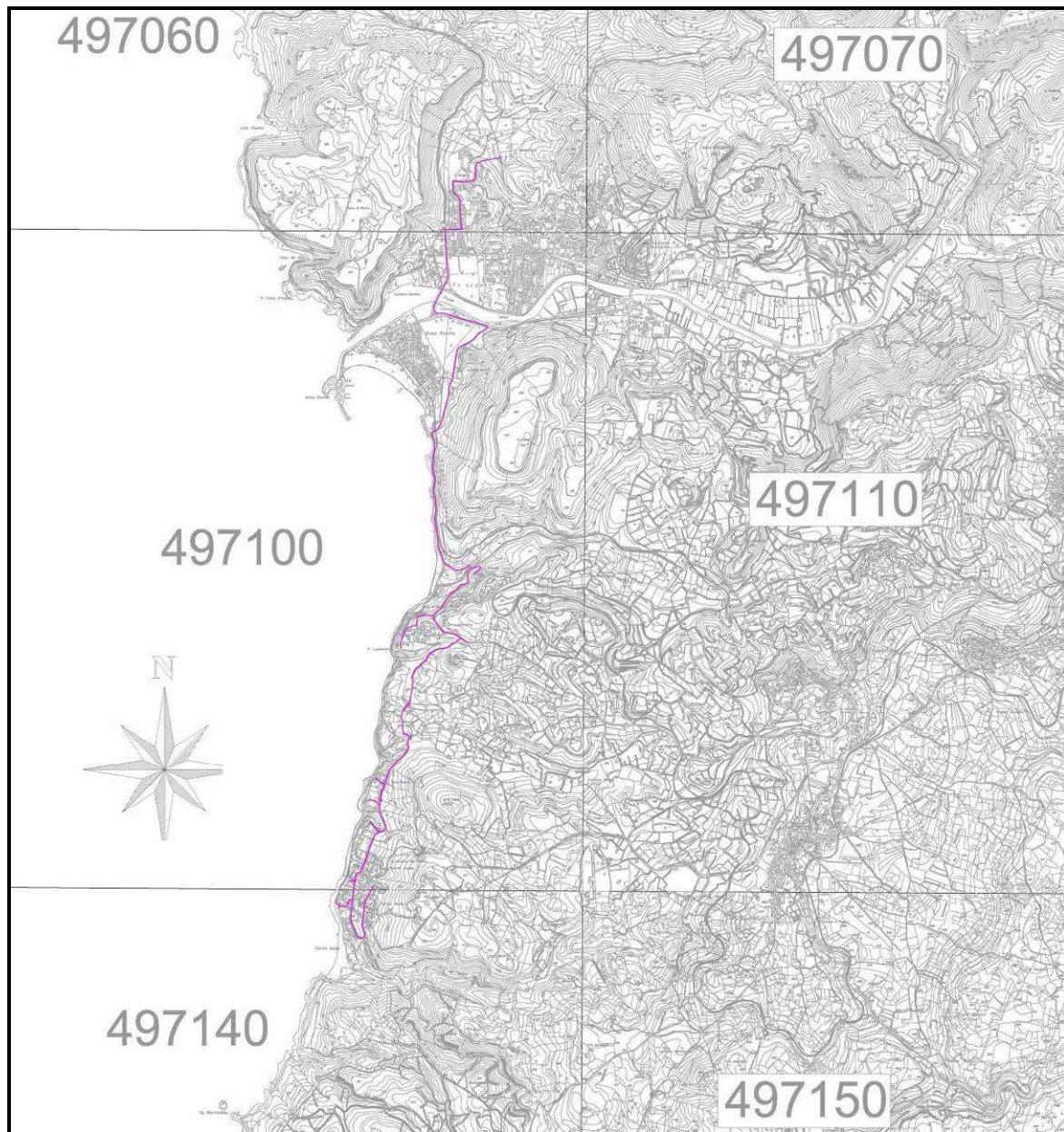


Figura 5 - Inquadramento C.T.R. delle sezioni indicate. In magenta lo sviluppo delle opere previste.

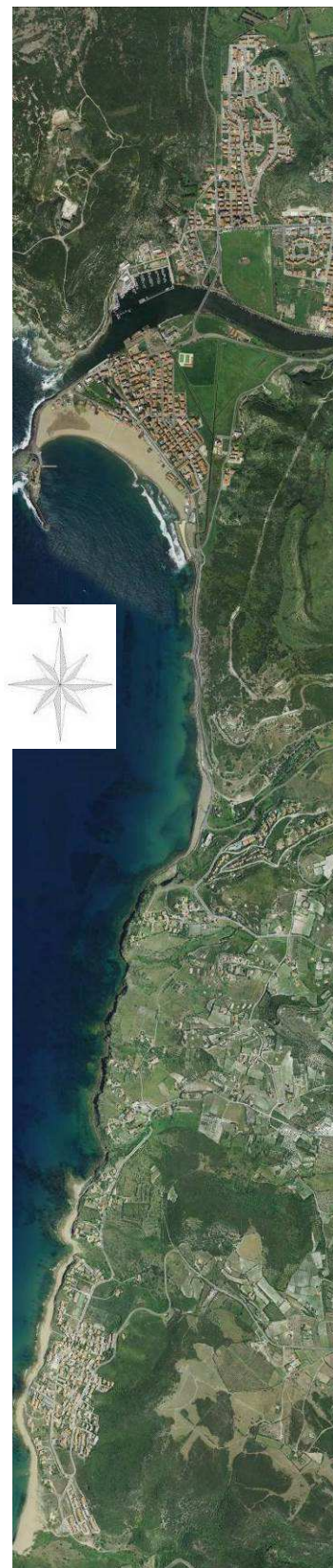


Figura 6 - Ortofotogrammetria dell'area in esame.

---

## **4 INQUADRAMENTO CLIMATICO**

La Sardegna, con una piovosità media annua di 780 mm, non è compresa fra le regioni aride e sub-aride della classificazione dell'Organizzazione Meteorologica Mondiale, ma non è nemmeno una regione immune da lunghi periodi di aridità estiva, spesso assai prolungati nell'anno e ricorrenti con maggior frequenza in pianura piuttosto che ad altitudini superiori a quella della collina. L'Isola è caratterizzata da piogge invernali, concentrate nei mesi di novembre e dicembre, le quali si scaricano sulle zone di montagna (soprattutto occidentali), con volumi idrici ben maggiori che in pianura.

La definizione dell'assetto climatico di una località ha come base l'analisi di un alto numero di fattori variabili, sia generali che locali, tale da rendere non di rado arduo tale compito.

Nel momento in cui ci si pone l'obiettivo di valutare gli aspetti più macroscopici del clima di un'area geograficamente ristretta, come l'area metropolitana di Cagliari (circa 60 kmq), l'esito non può che essere di estrema generalizzazione.

Infatti i riferimenti meteoroclimatici considerati si basano sui dati rilevati dalla rete locale di stazioni di rilevamento che non sempre, soprattutto nel passato, ha operato con carattere di idoneità, organica distribuzione nel territorio e funzionamento a regime per un congruo numero d'anni.

La presenza del mare, la posizione rispetto ai rilievi retrostanti, la generalizzata assenza di vegetazione arborea al contorno, connessa con la attività antropica e con la pratica degli incendi, condizionano attualmente il clima locale, a sua volta condizionato dall'assetto meteo climatico attuale del Mediterraneo centro-occidentale.

In questo quadro generale l'analisi e la descrizione di piovosità, ventosità e temperature assumono un carattere necessariamente indicativo, riferibile ad un arco temporale molto ristretto, basato su un'analisi storica, più o meno ben rappresentata da dati omogenei e utilizzabili, in continua evoluzione.

Le descrizioni di seguito riportate hanno necessariamente questa valenza e fanno riferimento a sintesi riferite alla bibliografia disponibile.

Il clima è di tipo mediterraneo con estreme diversità climatiche sia lungo la costa, per la quale la caratterizzazione risulta mite durante tutte le stagioni, che all'interno, dove si denota un microclima montano con vari periodi caratterizzati da nebbie persistenti nel periodo invernale.

Il regime pluviometrico della zona è piuttosto irregolare, si assiste spesso ad un dimezzamento o raddoppiamento dei valori confrontando annate differenti. Considerando l'intervallo che va dal 1994 al 2009, si osserva che i mesi più piovosi sono quelli di novembre e dicembre (media 134 e 111 mm). I mesi successivi sono caratterizzati da valori di precipitazioni inferiori. Il mese meno piovoso è rappresentato dal mese di luglio (4,4 mm in media).

Le precipitazioni medie mensili e media annua sono determinate nelle diverse stazioni di Bosa Marina e Tresnuraghes.

---



**Precipitazioni medie mensili e annue (mm) 1994 - 2009**

	<i>Gen</i>	<i>Feb</i>	<i>Mar</i>	<i>Apr</i>	<i>Mag</i>	<i>Giu</i>	<i>Lug</i>	<i>Ago</i>	<i>Set</i>	<i>Ott</i>	<i>Nov</i>	<i>Dic</i>	<i>Annua</i>
<b>Bosa Marina</b>	56,5	45,8	43,2	51,7	39,2	15,4	4,2	11,1	52,5	74,6	124,4	80,4	598,9
<b>Tresnuraghes</b>	79,4	61,6	52,8	72,6	45,7	23,5	4,6	12,3	60,1	73,8	139,2	125,8	751,5
<b>Media</b>	72,1	56,6	49,8	66,0	43,7	20,9	4,4	12,0	57,7	74,0	134,5	111,4	703,1

Tabella 1 - Precipitazioni medie mensili ed annue.

L'andamento delle precipitazioni medie mensili può essere meglio analizzato grazie all'istogramma delle precipitazioni medie mensili ove si riportano sull'asse delle ascisse i 12 mesi e sull'asse delle ordinate le precipitazioni medie espresse in millimetri.

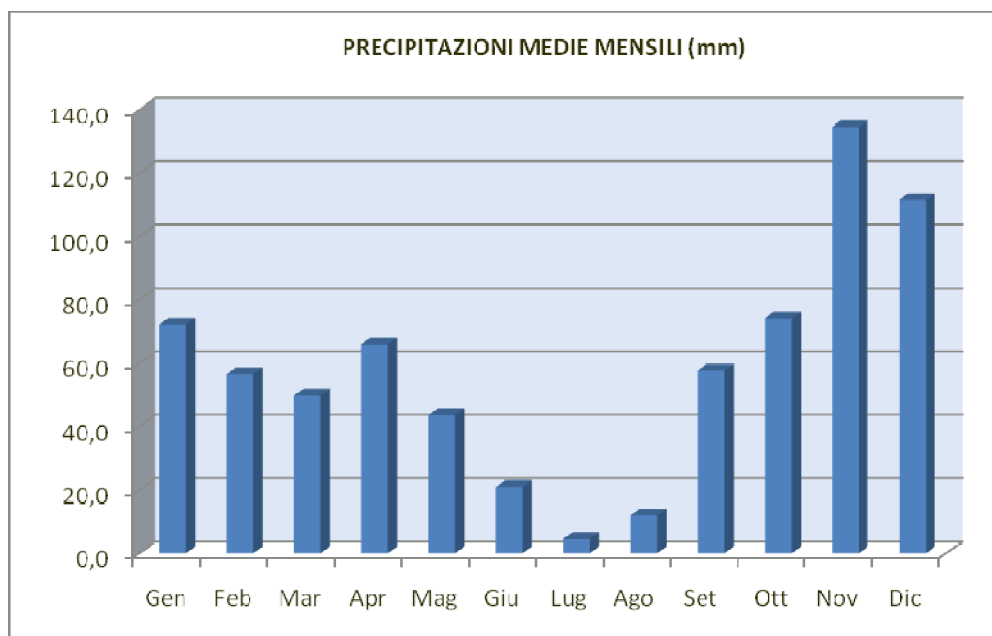


Figura 7 - Istogramma delle precipitazioni.

Le temperature medie mensili e medie annue sono determinate utilizzando i dati rilevati nella stazione di Bosa Marina.

**Temperature medie mensili e annue (°C) 1993 - 2002**

	<i>Gen</i>	<i>Feb</i>	<i>Mar</i>	<i>Apr</i>	<i>Mag</i>	<i>Giu</i>	<i>Lug</i>	<i>Ago</i>	<i>Set</i>	<i>Ott</i>	<i>Nov</i>	<i>Dic</i>	<i>Media</i>
<b>Bosa Marina</b>	8,5	8,5	10,6	11,5	15,9	19,3	22,8	25,3	20,1	17,1	12,4	9,0	15,1

Tabella 2 - Temperature medie mensili ed annue.

L'andamento delle temperature medie mensili può essere analizzato attraverso l'istogramma riportato di seguito in cui sono riportati nell'asse delle ascisse i 12 mesi dell'anno e nell'asse delle ordinate le temperature medie mensili in °C. Dalla Tabella si evince che la temperatura media annua, calcolata con i valori mensili, è 15,1 °C. Inoltre, il mese più freddo è Gennaio con 8,5 °C e quelli più caldi sono Luglio e Agosto con 22,8 e 25,3 °C.

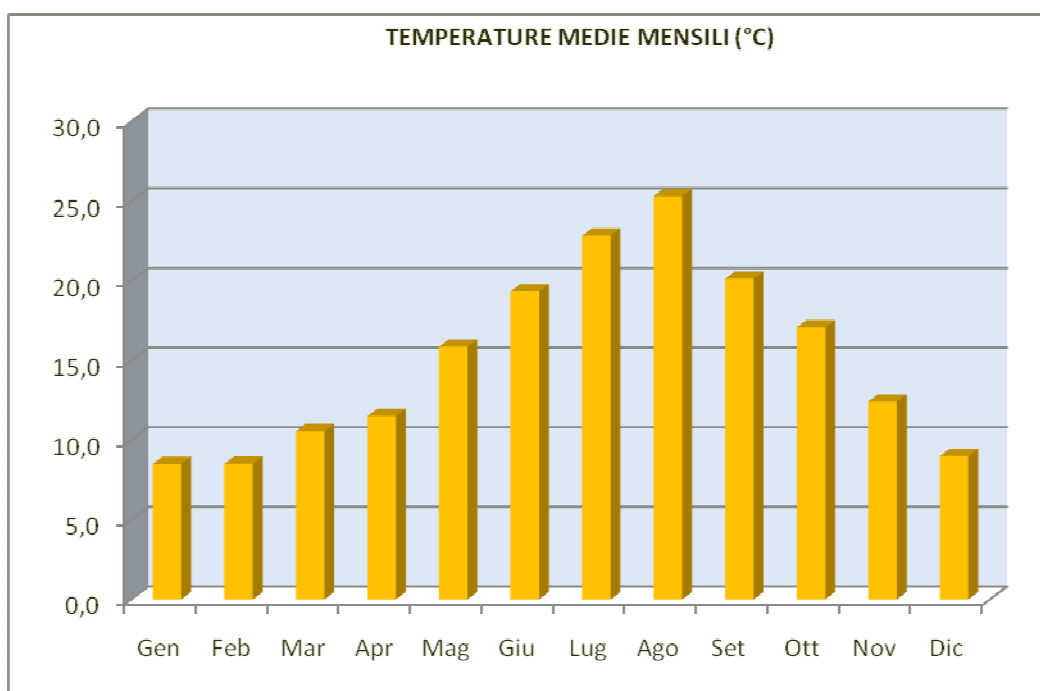


Figura 8 - Istogramma delle temperature.

I valori di temperatura e precipitazione medi mensili hanno consentito la ricostruzione del diagramma ombrotermico che riproduce il regime termo-pluviometrico medio annuo nelle stazioni considerate. Infatti, riportando in ascisse i 12 mesi e in ordinate i corrispondenti valori medi mensili di T e P si può visualizzare il loro andamento nel corso dell'anno.

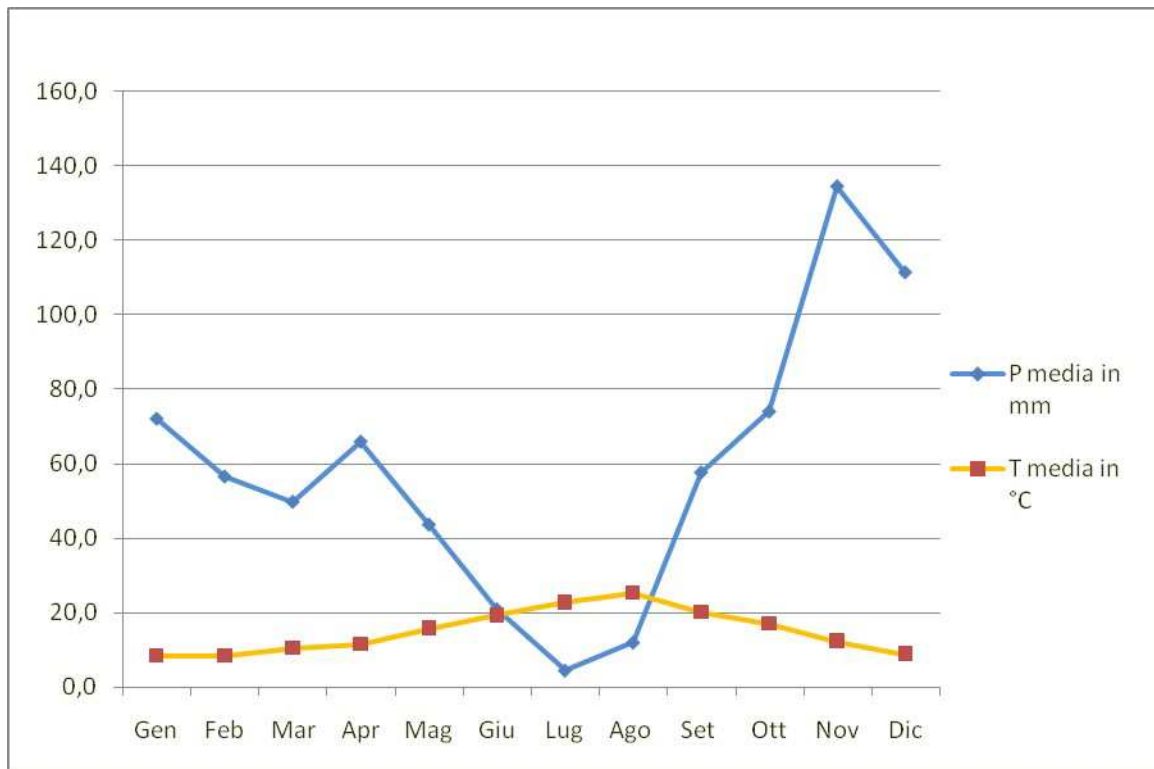


Figura 9 – Diagramma ombrotermico.

L'andamento delle curve consente di affermare che nei mesi estivi di Luglio e Agosto, dove la temperatura media mensile raggiunge il valore massimo 25,3°C, si hanno minimi di piovosità (rispettivamente 4,4 mm e 12 mm), mentre nei mesi di Novembre, Dicembre, Gennaio e Febbraio, dove le temperature medie mensili oscillano tra i 8,5 e gli 12,4 °C, si raggiungono le piovosità più elevate.

Le medie di temperatura e piovosità consentono, inoltre, di individuare il tipo di clima. Infatti, per la temperatura media annua con valori di 15,1°C, la temperatura media del mese più freddo è 8,5°C, e per i 3 mesi con temperatura superiore a 20,0°C, il clima presente è di tipo "temperato-caldo". Anche le precipitazioni annue sono comprese tra 599 mm e 751 mm in accordo con il clima temperato caldo.

Nella stagione invernale prevalgono correnti d'aria temperate con un'incidenza del 60% dei giorni; per i restanti giorni dell'anno il 14% è attribuibile all'afflusso di correnti di tipo mediterraneo, mentre il rimanente 26% risulta riferito a correnti d'aria di tipo mite. Nella stagione estiva si riscontra la prevalenza di correnti mediterranee. Il vento dominante, per il quale si riscontrano disagi è il Maestrale, preoveniente dal quadrante NW, per il quale è prevista un'intensità media di 45 Km/h, dal quale l'area in oggetto risulta del tutto immune per la sua configurazione morfologica.

Le caratteristiche della zona sono rappresentate dalla predominanza dei venti occidentali in tutte le stagioni. La gran parte delle osservazioni annue sono riferibili a venti provenienti da direzione ovest, nord-ovest e sud-ovest;

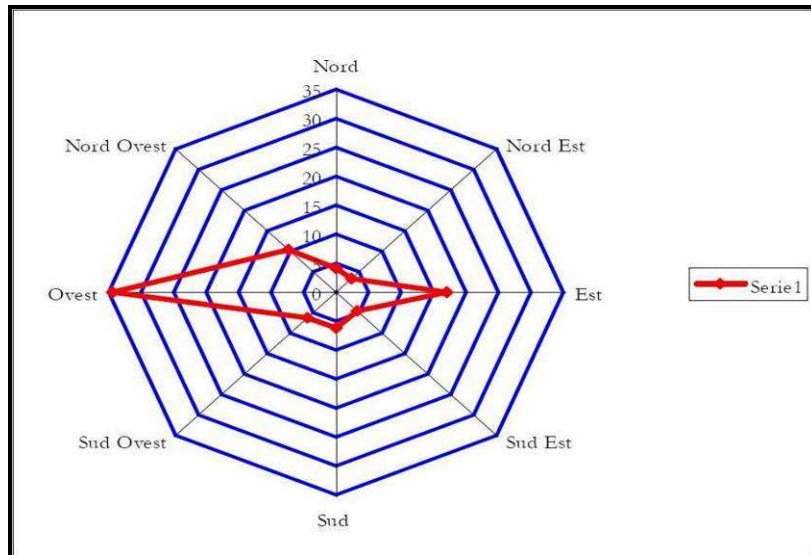


Figura 10 – Distribuzione dei venti.

Il calcolo delle perdite per evapotraspirazione viene eseguito con la formula di Turc che tiene conto di fattori climatici (temperature e precipitazioni ovvero evaporazione) e fattori biologici (piante o traspirazione).

Questa formula sperimentale, calcolata per un grande numero di bacini, ha dato i risultati più prossimi ai reali calcolati con sofisticate apparecchiature.

L'altezza media annua delle precipitazioni è stata valutata pari a 703 mm. con un massimo di 134,5 mm nel mese di Novembre, e un minimo di 4,4 mm nel mese di Luglio.

La piovosità massima giornaliera riscontrata è stata pari a 128 mm, e la media annua dei giorni piovosi è di poco superiore a 60 giorni.

La massima piovosità annua registrata è di circa 1391,8 mm e si riferisce al 1996, mentre la minima è di soli 376,2 mm e si è verificata nel 1994.

Le piogge intense di breve durata, con precipitazioni almeno pari ai 100 mm/h, sono piuttosto rare e concentrate nel periodo tra settembre-ottobre e gennaio-marzo.

Le precipitazioni sono concentrate nel periodo medio autunno vernino, mentre il periodo compreso tra fine primavera e l'inizio estate è caratterizzato da un'accentuata aridità. Conseguenza di questo fatto è in generale un carattere torrentizio delle precipitazioni che può innescare fenomeni di accentuata erosione dei suoli dovuto al ruscellamento superficiale.

---

La temperatura media è stata valutata pari a 15.1 °C con un massimo di 25.3 °C nel mese di Agosto e un minimo di 8.5 °C nel mese di Gennaio.

Nella formula si ha:

$$Er = P / (0.9 + P^2/L^2)^{1/2} \text{ dove:}$$

Er = Evapotraspirazione reale in mm.

P = Altezza media di pioggia annua in mm.

$$L = 300 + 25T + 0.05T$$

T = Temperatura media in °C

Nel nostro caso introducendo nella formula: P = 703 mm. e T=15.1 °C si ottiene:

$$Er = 500 \text{ mm.}$$

cioè circa il 71% delle precipitazioni è oggetto di evapotraspirazione reale.

Da ciò è deducibile che il 29 % delle precipitazioni viene in parte trattenuto dal terreno e in parte scorre sulla superficie dello stesso alimentando i corsi d'acqua.

Si ricava dunque un valore reale annuo mediamente elevato.

Se si tiene conto però che la formula di Turc offre dei valori indicativi di un ordine di grandezza possiamo ritenere che tale quantità non si discosti molto dalla realtà.

I dati relativi alla climatologia, ci permettono di ricavare l'indice di De Martonne con la seguente formula:

$$A = P/T+10$$

dove

A = indice di aridità

P = sommatoria delle precipitazioni medie annue (in mm)

T = media temperature annue (in °C)

Dai valori di afflusso medio annuo (P), temperatura media annua (T), afflusso e temperatura del mese più arido (rispettivamente p e t), dell'area in esame, utilizzando la relazione

$la = [ P / (T+10) + 12 \cdot p / t ] / 2$ , si è ottenuto un Indice di Aridità Medio Annuo di 16.7.

$$la = 16.7$$

Il valore ottenuto, compreso tra 15 e 20, consente di definire un tipo di clima "semiarido".

---

## **5 I BACINI IDROGRAFICI E LE INTERFERENZE**

Il reticolo idrografico oggetto di studio, ricade interamente nel Sub Bacino n° 2 Coghinas-Mannu-Temo.

La particolare morfologia del territorio ha portato all'impostazione del reticolo idrografico secondo un andamento uniforme in direzione Est-Ovest, con lunghezze dei corsi d'acqua non rilevanti, fatta eccezione naturalmente del Temo.

Il processo di analisi è stato condotto attraverso una fase di individuazione del reticolo di deflusso e dei relativi bacini idrografici, utilizzando il Modello Digitale del Terreno di precisione (DTM) con passo di campionamento di 1m, rilevato attraverso il sistema Laser Scanning Lidar e disponibile sul geoportale della Regione Autonoma della Sardegna.

Attraverso l'utilizzo del Modello Digitale del Terreno, nota la quota per ogni elemento quadrato di lato 1 m, è stato possibile ricavare sezioni idrauliche con elevata precisione e delineare le perimetrazioni della pericolosità idraulica con dettaglio superiore a quello ricavabile dalla cartografia disponibile. Utilizzando tale base informativa, è stato ricavato il reticolo idrografico ed i bacini imbriferi insistenti sul territorio (si veda l'elaborato 3.16 – "Planimetria bacini secondari sottesi dalle interferenze", allegata alla presente relazione.

Sono stati identificati 19 bacini idrografici secondari (escludendo l'attraversamento sul Fiume Temo), aventi sezione di chiusura in corrispondenza delle interferenze con le opere in progetto. Si tratta per la maggior parte dei casi di bacini di modeste dimensioni, ad eccezione del Rio Turas, il cui bacino supera i 12 kmq di estensione areale.

---



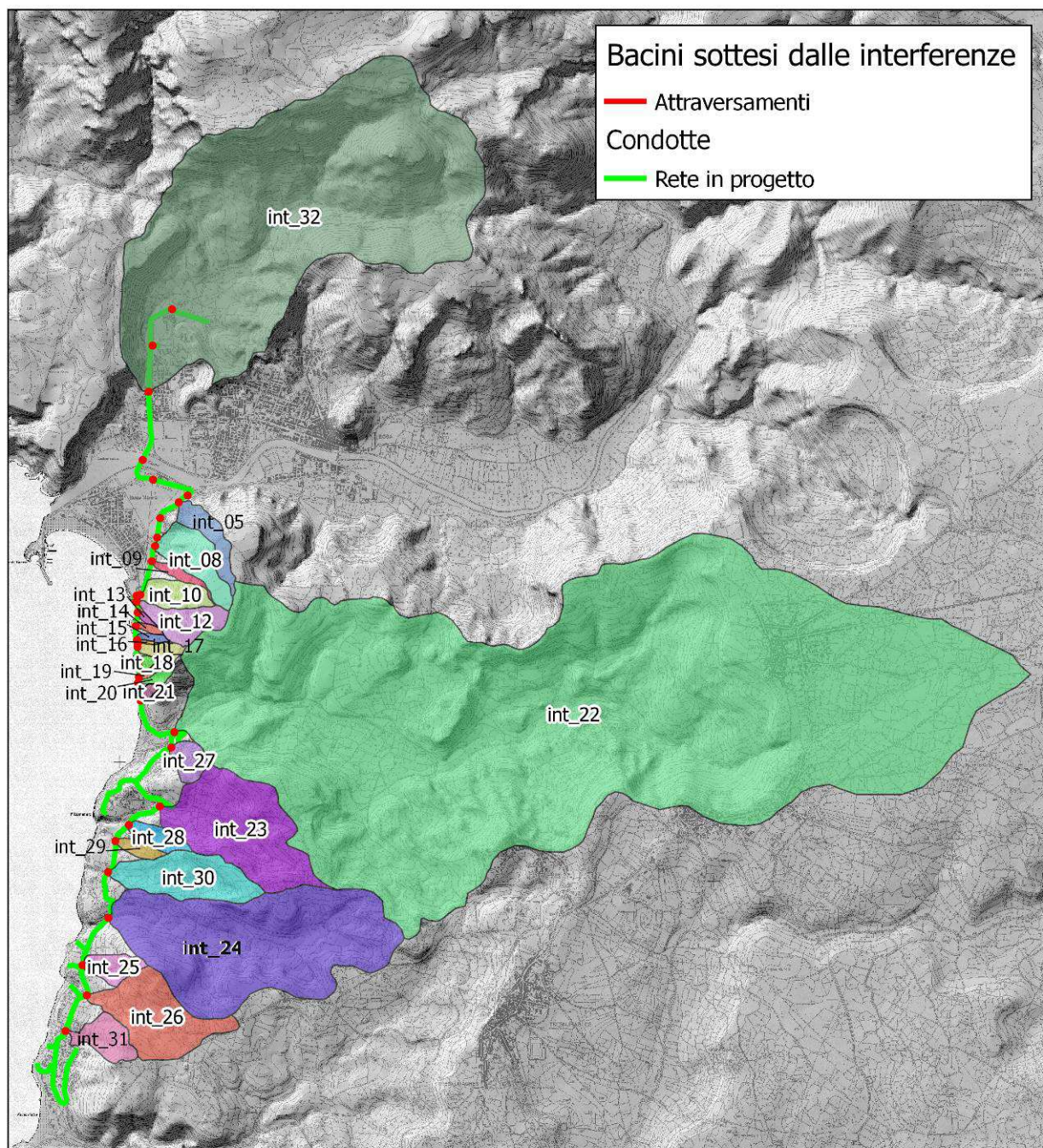


Figura 11 – Stralcio dell'Elab.3.16. In evidenza: i bacini minori studiati nel presente studio.



La tabella sottostante riepiloga i bacini studiati e la loro superficie.

BACINO	Area (kmq)	BACINO	Area (kmq)
INTERFERENZA N.32	4.81	INTERFERENZA N.26	0.47
INTERFERENZA N.5	0.12	INTERFERENZA N.27	0.08
INTERFERENZA N.8	0.21	INTERFERENZA N.28	0.08
INTERFERENZA N.9	0.03	INTERFERENZA N.29	0.04
INTERFERENZA N.10	0.152	INTERFERENZA N.30	0.38
INTERFERENZA N.12	0.16	INTERFERENZA N.31	0.13
INTERFERENZA N.17	0.04	INTERFERENZA N.13	0.01
INTERFERENZA N.19	0.02	INTERFERENZA N.14	0.01
INTERFERENZA N.20	0.02	INTERFERENZA N.15	0.02
INTERFERENZA N.22	12.97	INTERFERENZA N.16	0.004
INTERFERENZA N.23	0.77	INTERFERENZA N.18	0.02
INTERFERENZA N.24	1.80	INTERFERENZA N.21	0.01
INTERFERENZA N.25	0.09		

**Tabella 1 – Estensione areale dei bacini analizzati.**

Di seguito vengono espone in forma tabellare le caratteristiche morfometriche principali dei bacini idrografici studiati.

<b>INT 32</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	4.81
<i>Perimetro (Km)</i>	10.20
<i>Pendenza bacino (%)</i>	31.97
<i>Lungh. asta (m)</i>	4097
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	3519
<i>Pendenza media asta (%)</i>	8.76
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	144.39
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	137.79
<i>h min (m)</i>	4.60
<i>h max (m)</i>	372.00
<i>fattore di forma F</i>	1.43
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 5</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.12
<i>Perimetro (Km)</i>	3.23
<i>Pendenza bacino (%)</i>	31.72
<i>Lungh. asta (m)</i>	753.76
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	900
<i>Pendenza media asta (%)</i>	23.92
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	121.96
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	120.96
<i>h min (m)</i>	1.00
<i>h max (m)</i>	194.00
<i>fattore di forma F</i>	2.35
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 9</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.03
<i>Perimetro (Km)</i>	1.86
<i>Pendenza bacino (%)</i>	42.37
<i>Lungh. asta (m)</i>	139.77
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	609
<i>Pendenza media asta (%)</i>	33.57
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	105.92
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	101.92
<i>h min (m)</i>	4.00
<i>h max (m)</i>	192.00
<i>fattore di forma F</i>	3.05
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 10</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.12
<i>Perimetro (Km)</i>	1.60
<i>Pendenza bacino (%)</i>	35.62
<i>Lungh. asta (m)</i>	284.30
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	670
<i>Pendenza media asta (%)</i>	39.06
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	97.16
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	94.56
<i>h min (m)</i>	2.60
<i>h max (m)</i>	182.00
<i>fattore di forma F</i>	1.73
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 12</b>	BACINO
<b>Area (Kmq)</b>	0.16
<b>Perimetro (Km)</b>	2.71
<b>Pendenza bacino (%)</b>	27.49
<b>Lungh. asta (m)</b>	128.31
<b>Lunghezza bacino (m)</b>	741
<b>Pendenza media asta (%)</b>	16.77
<b>hm altitudine media bac (m)</b>	137.53
<b>Hm altezza media bac (m)</b>	133.53
<b>h min (m)</b>	4.00
<b>h max (m)</b>	199.00
<b>fattore di forma F</b>	1.67
<b>gruppo omogeneo RAS</b>	1
<b>sottozone RAS</b>	1
<b>indice pioggia</b>	48

<b>INT 17</b>	BACINO
<b>Area (Kmq)</b>	0.04
<b>Perimetro (Km)</b>	1.42
<b>Pendenza bacino (%)</b>	42.36
<b>Lungh. asta (m)</b>	264.00
<b>Lunghezza bacino (m)</b>	412
<b>Pendenza media asta (%)</b>	41.05
<b>hm altitudine media bac (m)</b>	99.13
<b>Hm altezza media bac (m)</b>	95.13
<b>h min (m)</b>	2.25
<b>h max (m)</b>	159.00
<b>fattore di forma F</b>	1.81
<b>gruppo omogeneo RAS</b>	1
<b>sottozone RAS</b>	1
<b>indice pioggia</b>	48

<b>INT 19</b>	BACINO
<b>Area (Kmq)</b>	0.02
<b>Perimetro (Km)</b>	0.69
<b>Pendenza bacino (%)</b>	45.04
<b>Lungh. asta (m)</b>	178.66
<b>Lunghezza bacino (m)</b>	316
<b>Pendenza media asta (%)</b>	52.28
<b>hm altitudine media bac (m)</b>	68.60
<b>Hm altezza media bac (m)</b>	63.77
<b>h min (m)</b>	4.83
<b>h max (m)</b>	157.00
<b>fattore di forma F</b>	2.05
<b>gruppo omogeneo RAS</b>	1
<b>sottozone RAS</b>	1
<b>indice pioggia</b>	48

<b>INT 20</b>	BACINO
<b>Area (Kmq)</b>	0.02
<b>Perimetro (Km)</b>	1.08
<b>Pendenza bacino (%)</b>	44.81
<b>Lungh. asta (m)</b>	164.00
<b>Lunghezza bacino (m)</b>	332
<b>Pendenza media asta (%)</b>	28.38
<b>hm altitudine media bac (m)</b>	74.98
<b>Hm altezza media bac (m)</b>	68.98
<b>h min (m)</b>	6.00
<b>h max (m)</b>	155.00
<b>fattore di forma F</b>	2.01
<b>gruppo omogeneo RAS</b>	1
<b>sottozone RAS</b>	1
<b>indice pioggia</b>	48

<b>INT 22</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	13.90
<i>Perimetro (Km)</i>	26.98
<i>Pendenza bacino (%)</i>	20.08
<i>Lungh. asta (m)</i>	8293.09
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	7706
<i>Pendenza media asta (%)</i>	4.29
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	203.94
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	195.94
<i>h min (m)</i>	8.00
<i>h max (m)</i>	382.00
<i>fattore di forma F</i>	1.84
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 23</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.77
<i>Perimetro (Km)</i>	6.33
<i>Pendenza bacino (%)</i>	22.33
<i>Lungh. asta (m)</i>	1386.88
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	1502
<i>Pendenza media asta (%)</i>	6.42
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	145.06
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	82.06
<i>h min (m)</i>	63.00
<i>h max (m)</i>	193.00
<i>fattore di forma F</i>	1.53
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 24</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	1.80
<i>Perimetro (Km)</i>	9.92
<i>Pendenza bacino (%)</i>	21.81
<i>Lungh. asta (m)</i>	2724.08
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	2413
<i>Pendenza media asta (%)</i>	3.48
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	142.05
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	92.05
<i>h min (m)</i>	50.00
<i>h max (m)</i>	218.00
<i>fattore di forma F</i>	1.60
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 25</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.09
<i>Perimetro (Km)</i>	1.85
<i>Pendenza bacino (%)</i>	33.02
<i>Lungh. asta (m)</i>	661.39
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	558
<i>Pendenza media asta (%)</i>	18.50
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	92.59
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	62.59
<i>h min (m)</i>	30.00
<i>h max (m)</i>	193.00
<i>fattore di forma F</i>	1.65
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48



<b>INT 26</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.47
<i>Perimetro (Km)</i>	5.57
<i>Pendenza bacino (%)</i>	19.53
<i>Lungh. asta (m)</i>	1743.29
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	1312
<i>Pendenza media asta (%)</i>	12.85
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	136.89
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	108.64
<i>h min (m)</i>	28.25
<i>h max (m)</i>	205.91
<i>fattore di forma F</i>	1.71
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 27</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.08
<i>Perimetro (Km)</i>	1.10
<i>Pendenza bacino (%)</i>	31.46
<i>Lungh. asta (m)</i>	303.32
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	670
<i>Pendenza media asta (%)</i>	35.63
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	85.11
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	67.91
<i>h min (m)</i>	17.20
<i>h max (m)</i>	126.00
<i>fattore di forma F</i>	2.07
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 28</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.08
<i>Perimetro (Km)</i>	1.30
<i>Pendenza bacino (%)</i>	22.15
<i>Lungh. asta (m)</i>	352.10
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	586
<i>Pendenza media asta (%)</i>	11.79
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	86.99
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	39.49
<i>h min (m)</i>	47.50
<i>h max (m)</i>	173.00
<i>fattore di forma F</i>	1.84
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 29</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.04
<i>Perimetro (Km)</i>	1.00
<i>Pendenza bacino (%)</i>	29.28
<i>Lungh. asta (m)</i>	616.30
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	456
<i>Pendenza media asta (%)</i>	24.42
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	102.60
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	102.60
<i>h min (m)</i>	0.00
<i>h max (m)</i>	0.00
<i>fattore di forma F</i>	2.03
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 30</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.38
<i>Perimetro (Km)</i>	4.59
<i>Pendenza bacino (%)</i>	22.34
<i>Lungh. asta (m)</i>	1200.00
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	1330
<i>Pendenza media asta (%)</i>	6.13
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	118.87
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	74.87
<i>h min (m)</i>	44.00
<i>h max (m)</i>	192.00
<i>fattore di forma F</i>	1.93
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 31</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.13
<i>Perimetro (Km)</i>	2.69
<i>Pendenza bacino (%)</i>	29.28
<i>Lungh. asta (m)</i>	616.30
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	644
<i>Pendenza media asta (%)</i>	24.42
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	102.60
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	74.60
<i>h min (m)</i>	28.00
<i>h max (m)</i>	167.00
<i>fattore di forma F</i>	1.59
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 13</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.009
<i>Perimetro (Km)</i>	0.51
<i>Pendenza bacino (%)</i>	41.53
<i>Lungh. asta (m)</i>	164.5
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	232
<i>Pendenza media asta (%)</i>	56.71
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	35.24
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	30.44
<i>h min (m)</i>	1.80
<i>h max (m)</i>	93
<i>fattore di forma F</i>	2.21
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 14</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.013
<i>Perimetro (Km)</i>	0.55
<i>Pendenza bacino (%)</i>	47.09
<i>Lungh. asta (m)</i>	216.8
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	249
<i>Pendenza media asta (%)</i>	57.58
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	58.76
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	53.86
<i>h min (m)</i>	1.90
<i>h max (m)</i>	112
<i>fattore di forma F</i>	1.95
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 15</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.015
<i>Perimetro (Km)</i>	0.63
<i>Pendenza bacino (%)</i>	46.80
<i>Lungh. asta (m)</i>	267.16
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	277
<i>Pendenza media asta (%)</i>	48.00
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	73.29
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	69.29
<i>h min (m)</i>	1
<i>h max (m)</i>	117
<i>fattore di forma F</i>	2.00
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 16</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.004
<i>Perimetro (Km)</i>	0.39
<i>Pendenza bacino (%)</i>	65.11
<i>Lungh. asta (m)</i>	159.2
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	183
<i>Pendenza media asta (%)</i>	62.94
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	56.83
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	52.83
<i>h min (m)</i>	1
<i>h max (m)</i>	102
<i>fattore di forma F</i>	2.55
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 18</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.015
<i>Perimetro (Km)</i>	0.51
<i>Pendenza bacino (%)</i>	61.38
<i>Lungh. asta (m)</i>	189
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	194
<i>Pendenza media asta (%)</i>	64.09
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	50.44
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	45.64
<i>h min (m)</i>	1.80
<i>h max (m)</i>	109
<i>fattore di forma F</i>	1.40
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

<b>INT 21</b>	BACINO
<i>Area (Kmq)</i>	0.015
<i>Perimetro (Km)</i>	0.52
<i>Pendenza bacino (%)</i>	43.51
<i>Lungh. asta (m)</i>	264
<i>Lunghezza bacino (m)</i>	224
<i>Pendenza media asta (%)</i>	43.74
<i>hm altitudine media bac (m)</i>	37.22
<i>Hm altezza media bac (m)</i>	32.92
<i>h min (m)</i>	1.3
<i>h max (m)</i>	85
<i>fattore di forma F</i>	1.65
<i>gruppo omogeneo RAS</i>	1
<i>sottozone RAS</i>	1
<i>indice pioggia</i>	48

Per quanto riguarda le interferenze n. 28 e n.29 è necessario specificare che non si tratta di corsi d'acqua veri e propri ma di linee preferenziali di deflusso non solcate ove, in caso di eventi idrometeorici eccezionali si canalizza l'acqua superficiale.

Si è ritenuto pertanto ipotizzare la posa delle condotte in progetto a d una profondità tale da consentire, in un prossimo futuro, la realizzazione di strutture atte al deflusso delle acque (es.: scatolari), dimensionati in funzione delle portate smaltibili (con tempo di ritorno  $Tr=200$  anni) e con un franco idraulico superiore al metro.

Per l'interferenza n. 28 è stata ipotizzata la posa delle condotte al di sotto di una struttura scatolare 2.00 m x 2.00 m.

Per l'interferenza n. 29 è stata ipotizzata la posa delle condotte al di sotto di una struttura scatolare 2.00 m x 1.50 m.

---

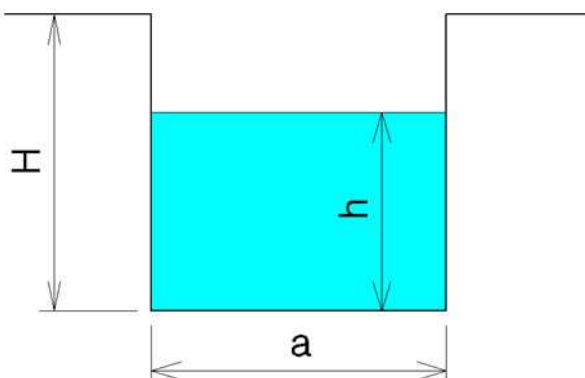
**INTERFERENZA N. 29**

**CAPACITA' DI SMALITIMENTO  
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA RETTANGOLARE  
per varie altezze d'acqua**

**CARATTERISTICHE SEZIONE**

<b>H</b>	<b>2.00</b>	ALTEZZA [m]	<b>p</b>	<b>1.5%</b>	Pendenza
<b>a</b>	<b>2.00</b>	[m]	<b>m</b>	<b>0.55</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter

<b>h [m]</b>	<b>Q[m³/sec]</b>
0.10	0.262
0.20	0.852
0.30	1.646
0.40	2.581
0.50	3.621
0.60	4.741
0.70	5.925
0.80	7.158
0.90	8.433
1.00	9.743
1.10	11.080
1.20	12.443
1.30	13.826
1.40	15.227
1.50	16.643
1.60	18.073
1.70	19.515
1.80	20.968
1.90	22.430
2.00	23.900



**h** = altezza d'acqua  
**Q** = portata all'altezza d'acqua  
corrispondente



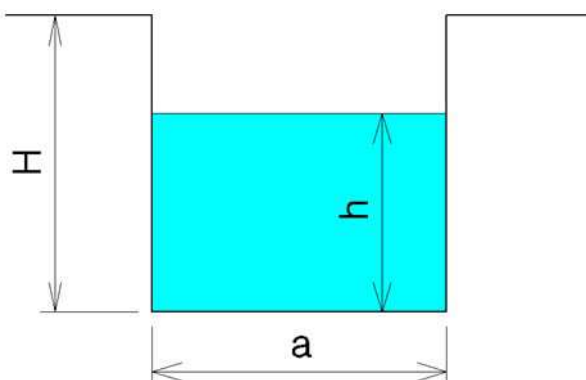
**INTERFERENZA N. 28**

**CAPACITA' DI SMALITIMENTO  
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA RETTANGOLARE  
per varie altezze d'acqua**

**CARATTERISTICHE SEZIONE**

<b>H</b>	<b>1.50</b>	ALTEZZA [m]	<b>p</b>	<b>1.5%</b>	Pendenza
<b>a</b>	<b>2.00</b>	[m]	<b>m</b>	<b>0.55</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter

h [m]	Q[m³/sec]
0.08	0.157
0.15	0.526
0.23	1.034
0.30	1.646
0.38	2.336
0.45	3.090
0.53	3.895
0.60	4.741
0.68	5.624
0.75	6.536
0.83	7.474
0.90	8.433
0.98	9.412
1.05	10.408
1.13	11.419
1.20	12.443
1.28	13.478
1.35	14.524
1.43	15.579
1.50	16.643



**h** = altezza d'acqua  
**Q** = portata all'altezza d'acqua  
corrispondente

---

## 6 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA

I metodi di stima della portata di piena  $Q$  di assegnato tempo di ritorno  $T_r$ , cioè del numero medio di anni che occorre attendere affinché si abbia una portata pari o maggiore di  $Q$ , dipendono da vari fattori, primi fra tutti la disponibilità di dati osservati e la copertura spaziale della rete idrometeorologica. In relazione ai dati disponibili, la letteratura evidenzia diverse metodologie che possono essere raccolte in due grandi sottoinsiemi: la prima è nota sotto la generale definizione di Metodi Diretti, cioè elaborano le misure di portata disponibili per il bacino in studio o per bacini idrologicamente simili, la seconda come Metodi Indiretti, fanno ricorso indirettamente dalla precipitazione meteorica tramite trasformazione afflussi-deflussi e a equazioni che permettono di ottenere la sola portata al colmo (metodi empirici, metodo razionale).

- I primi prescindono dall'esame dell'influenza che i diversi fattori morfologici e climatici hanno sulla formazione dei deflussi di piena e si fondano sull'analisi probabilistica di una o più serie storiche di misura di portate di piena.

- I secondi invece consentono la valutazione della portata di massima piena sulla base di parametri morfometrici del bacino imbrifero o sull'impostazione di un bilancio idrologico relativo all'evento di piena, in cui figura la precipitazione a cui è imputabile l'evento stesso. Tale metodologia stima la portata al colmo a partire dalla precipitazione nell'ipotesi che la frequenza di accadimento di quest'ultima caratterizza quella della portata al colmo.

- Nel considerare le metodologie usualmente adottate per la valutazione delle portate di piena ai fini del dimensionamento delle opere di difesa dalle esondazioni, degli organi di scarico e delle sistemazioni fluviali in genere, per la Sardegna ci si può limitare a considerare tre tipi di approccio:

- quello empirico basato sulla curva di inviluppo dei massimi eventi osservati, proposto da Sirchia ed aggiornato a fine anni '60 da Fasso;
- quello a fondamento razionale, basato in genere su una schematizzazione in genere semplificata del processo di trasformazione afflussi-deflussi che nella sua usuale formulazione per la Sardegna utilizza le curve di possibilità pluviometrica date da Cao e altri e recentemente aggiornate;
- il modello probabilistico regionale per la valutazione delle portate di piena basato sulla distribuzione probabilistica Log-Normale e Two Components Extreme Values applicati ai dati massimi annuali di portata al colmo. La prima metodologia fu introdotta dal Lazzari nel 1967, mentre la seconda, in base a studi più recenti, interpreta i fenomeni di piena con la distribuzione TCEV nella quale la probabilità di non superamento è data dalla miscelanea di due distribuzioni esponenziali.

- Nel caso della Sardegna, la consistenza dei dati di portata disponibili, unitamente alla frequente necessità di dover stimare le portate in sezioni non osservate, suggerisce che la stima della portata di piena ad assegnata frequenza in ciascuna sezione idrologica debba essere determinata attraverso il confronto critico tra metodologie dirette, indirette e metodi

---

empirici e studi specialistici locali, metodologie che dovranno essere confrontate con i dati osservati ove disponibili.

- Tra le metodologie messe a punto per i bacini sardi si riportano di seguito le più utilizzate. In esse i parametri del bacino sono indicati con i simboli e le unità di misura riportati, mentre la portata di piena  $Q$  è espressa sempre in mc/s.

#### CURVA DI INVILUPPO DEI MASSIMI CONTRIBUTI UNITARI – FORMULA DI SIRCHIA-FASSÒ

Tuttora utilizzata dal servizio idrografico per valutare la portata massima prevedibile in una sezione, il metodo consiste nel tracciare la curva o la superficie inviluppo dei punti rappresentanti i massimi valori dei contributi di piena in funzione di uno o più parametri morfologici del bacino. Sulla base delle osservazioni ad allora effettuate, la prima formulazione della curva per la Sardegna fu data da Sirchia. L'autore era dell'avviso che i valori di portata così calcolati fossero utilizzabili per la determinazione delle massime portate prevedibili per i bacini più impervi e rocciosi mentre, per gli altri, si dovesse far ricorso all'applicazione di un opportuno coefficiente di riduzione.

La curva dei massimi valori fu in seguito aggiornata da Fassò tenendo in conto, in particolare, dei valori di portata registrati durante la piena catastrofica dell'ottobre 1951.

La portata di piena per un bacino di superficie pari ad  $S$  chilometri quadrati è data da:

$$Q = \Psi \cdot q \cdot S$$

dove:

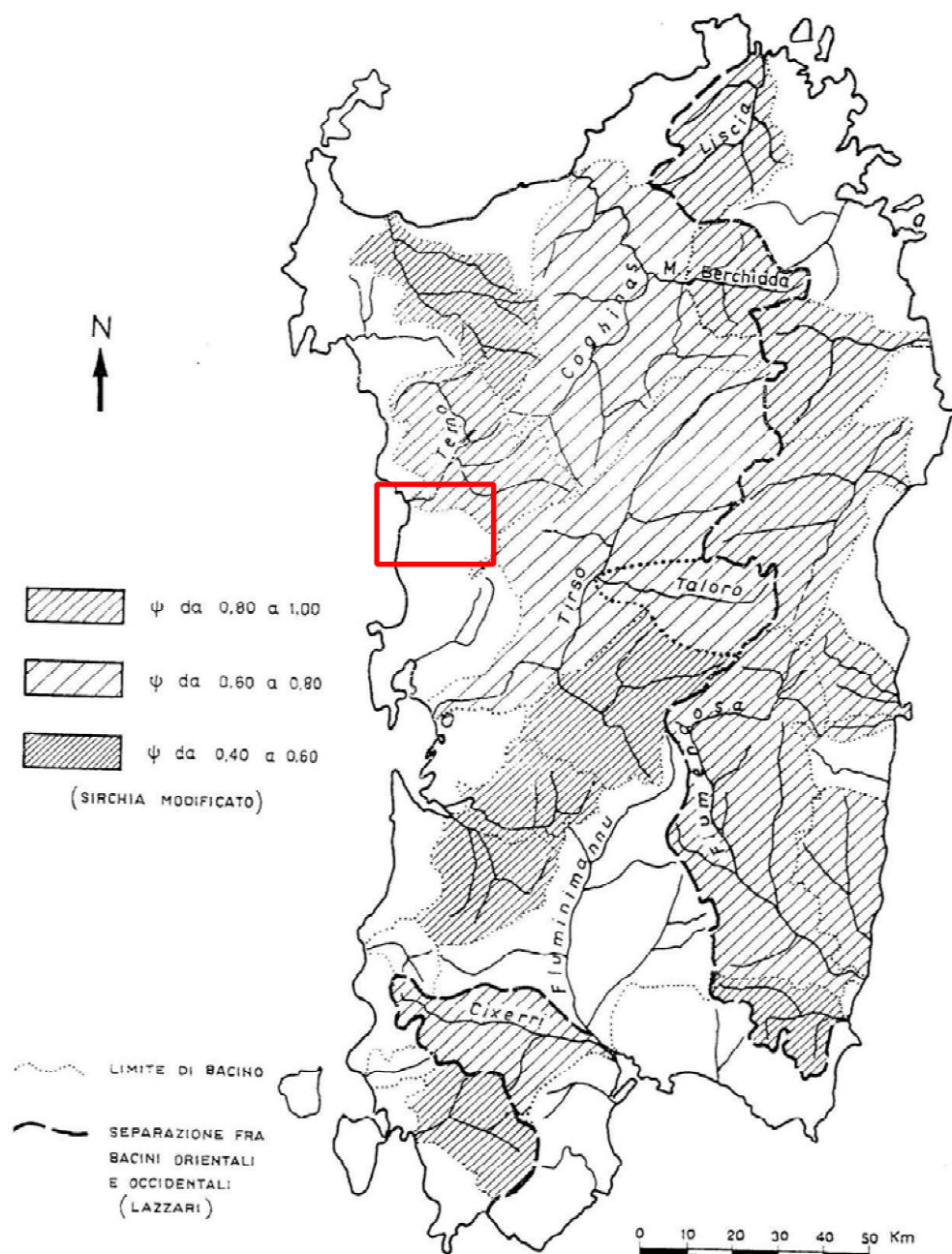
- $\Psi$  è il coefficiente di riduzione;
- $q$  è il massimo contributo unitario, espresso in mc/(s · Kmq);  $S$  è la superficie del bacino, espressa in Kmq.

Per la valutazione dei massimi contributi unitari sono inoltre suggerite le seguenti espressioni analitiche:

$$q = \Psi \cdot 45.8 \cdot S^{0.894} \quad (\text{per } S < 20 \text{ Kmq})$$

$$q = \Psi \cdot 207 \cdot S^{0.894} \quad (\text{per } S > 20 \text{ Kmq})$$

Sulla base delle indicazioni di Sirchia e con alcune considerazioni integrative è inoltre riportata la distribuzione geografica delle zone della Sardegna nelle quali il coefficiente  $\Psi$  si possa considerare compreso tra 0.8 ed 1.0, tra 0.6 e 0.8 e tra 0.4 e 0.6.

Figura 12 – Mappatura del coefficiente  $\Psi$  di Sirchia-Fassò

**Per il settore in esame il valore di  $\Psi$  è compreso tra 0.8 e 1.0; può apparire abbastanza cautelativo adottare per  $\Psi$  un valore pari a 0.8.**

Si precisa che nella formula di Sirchia-Fassò è assente qualunque riferimento probabilistico, per cui alla portata di piena stimata non è possibile associare alcun tempo di ritorno.

## LA FORMULA DI LAZZARI

La formula di Lazzari, desunta nel 1967 dall'analisi probabilistica regionalizzata dei dati di portata massima annua registrati nei bacini osservati in Sardegna, è la seguente:

$$Q = 10^{(\mu + u \cdot \sigma)}$$

dove:

$\mu$  e  $\sigma$  sono i parametri della distribuzione log-normale delle portate;  $u$  è il frattile della distribuzione normale.

I parametri  $\mu$  e  $\sigma$  sono espressi in funzione della superficie del bacino  $S$  e dell'altitudine media del bacino  $H_m$ , differentemente per i bacini aventi esposizione orientale e occidentale:

$$\text{(per i bacini aventi esposizione orientale) } \mu = 0.746 \cdot \log(S \cdot H_m) - 1.781 \quad \sigma = 0.4413$$

$$\text{(per i bacini aventi esposizione occidentale) } \mu = 0.956 \cdot \log(S \cdot H_m) - 2.995 \quad \sigma = 0.3583$$

con la limitazione di applicabilità

$$S \cdot H_m > 50000$$

Il bacino in esame ha un'esposizione prevalentemente orientale.

## LA DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA TCEV

Uno studio probabilistico regionalizzato dei dati di portata massima annua registrati nei bacini osservati in Sardegna, elaborato più recentemente, è basato sulla distribuzione probabilistica TCEV, data dalla seguente espressione:

$$p = \exp(-\Lambda_1 e^{-x/\theta_1} - \Lambda_2 e^{-x/\theta_2})$$

dove  $p$  indica la probabilità di non superamento che si verifichi la portata di piena  $x$  relativa a quel determinato tempo di ritorno.

Il valore dei quattro parametri per i bacini sardi è stato stimato come segue:

(per tutti i bacini della Sardegna)



$$\theta = \theta_2/\theta_1 = 5.8866$$

$$\lambda = \lambda_2/\lambda_1^{1/\theta} = 0.3938$$

(per i bacini con esposizione **occidentale**)

$$\lambda_1 = 6.286$$

$$\theta_1 = 0.1646 S^{0.9235}$$

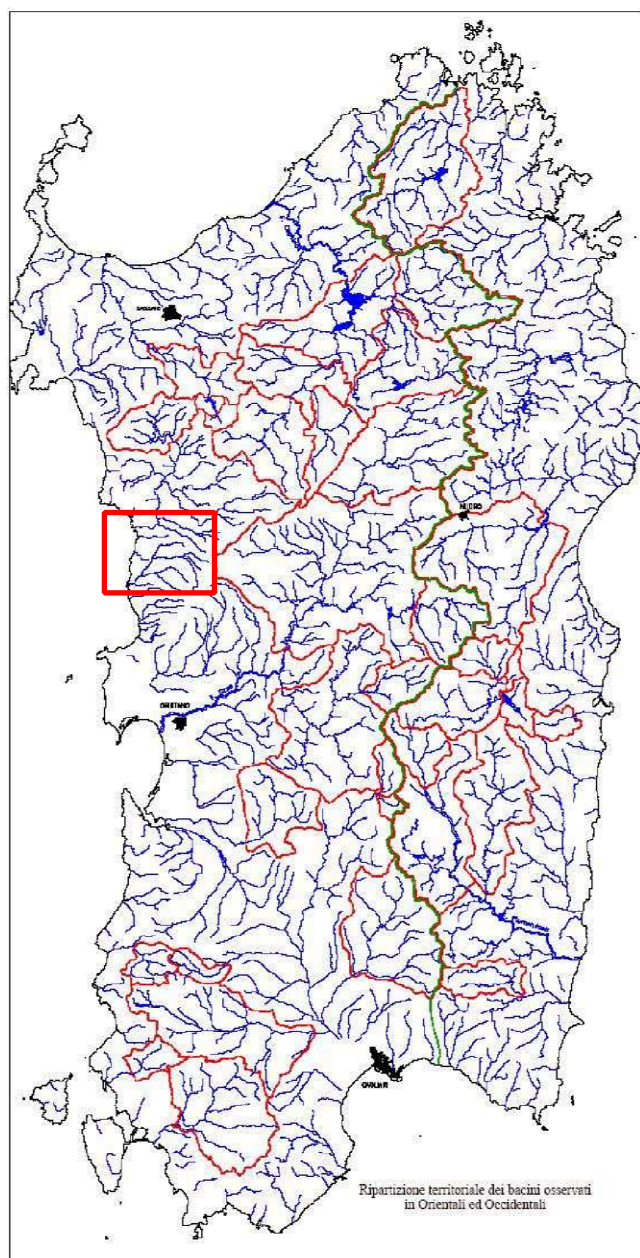
(per i bacini con esposizione **orientale**)

$$\lambda_1 = 4.571$$

$$\theta_1 = 1.7677 S^{0.6452}$$

Il bacino in esame ha un'esposizione prevalentemente **occidentale**.

---



**Figura 13 - Definizione delle zone occidentale e orientale idrologicamente omogenee in base all'analisi Regionale condotta sui bacini evidenziati in rosso. In rosso: l'ubicazione del settore investigato.**

## METODO RAZIONALE

Il metodo razionale è l'espressione di un modello deterministico elementare a fondamento cinematico. Nell'applicazione del metodo si attribuisce implicitamente all'evento di piena la stessa probabilità dell'evento di pioggia e quindi il medesimo tempo di ritorno. La valutazione

della portata di piena di assegnato tempo di ritorno, sulla base di uno schematico bilancio idrologico in regime di piena, è data dalla seguente relazione:

$$Q = \frac{\Phi \cdot ARF \cdot S \cdot H(Tc)}{3.6 \cdot Tc}$$

nella quale:

- $\Phi$  è il coefficiente di deflusso e rappresenta l'aliquota di precipitazione che, in occasione della piena, scorre in superficie;
- ARF (Areal Reduction Factor) è il coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area ed esprime il rapporto tra l'altezza di pioggia media su tutto il bacino e l'altezza di pioggia in un punto al suo interno, valutati a parità di durata e di tempo di ritorno;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- Tc è il tempo di corrivazione, espresso in ore;
- H è l'altezza di precipitazione che cade in un punto del bacino in una durata pari a Tc per un assegnato tempo di ritorno, espressa in mm;
- 3.6 è un fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere la portata in mc/s.

Per un bacino che ha un tempo di corrivazione pari a Tc ed un diagramma aree-tempi lineare, nel quale cade una pioggia netta di intensità uniforme per una durata pari a t, il modello cinematico indica una portata di piena pari a:

$$Q_{max} = A i_N t / Tc = A h_N / Tc = A \Phi ARF h_P / Tc = (A \Phi ARF / Tc) h_P \quad (se \ t < Tc)$$

$$Q_{max} = A i_N = A \Phi ARF i_P = (A \Phi ARF) i_P \quad (se \ t > Tc)$$

Le due espressioni indicano che per durate minori del tempo di corrivazione, la portata massima è proporzionale (col coefficiente  $A \Phi ARF / Tc$ ), all'altezza di precipitazione  $h_P$ , mentre per durate maggiori del tempo di corrivazione, la portata massima è proporzionale (col coefficiente  $A \Phi ARF$ ), all'intensità di precipitazione  $i_P$ .

Trascurando la dipendenza di F ed ARF dalla durata della precipitazione, che è meno marcata rispetto a quella che presentano  $h_P$  e  $i_P$ , poiché all'aumentare della durata della pioggia,

l'altezza di pioggia  $h_P$  aumenta, mentre l'intensità di precipitazione  $i_P$  diminuisce, il valore della durata della precipitazione per cui si ha la portata massima è pari al tempo di corrivazione  $T_c$ , come mostrato nella figura seguente:

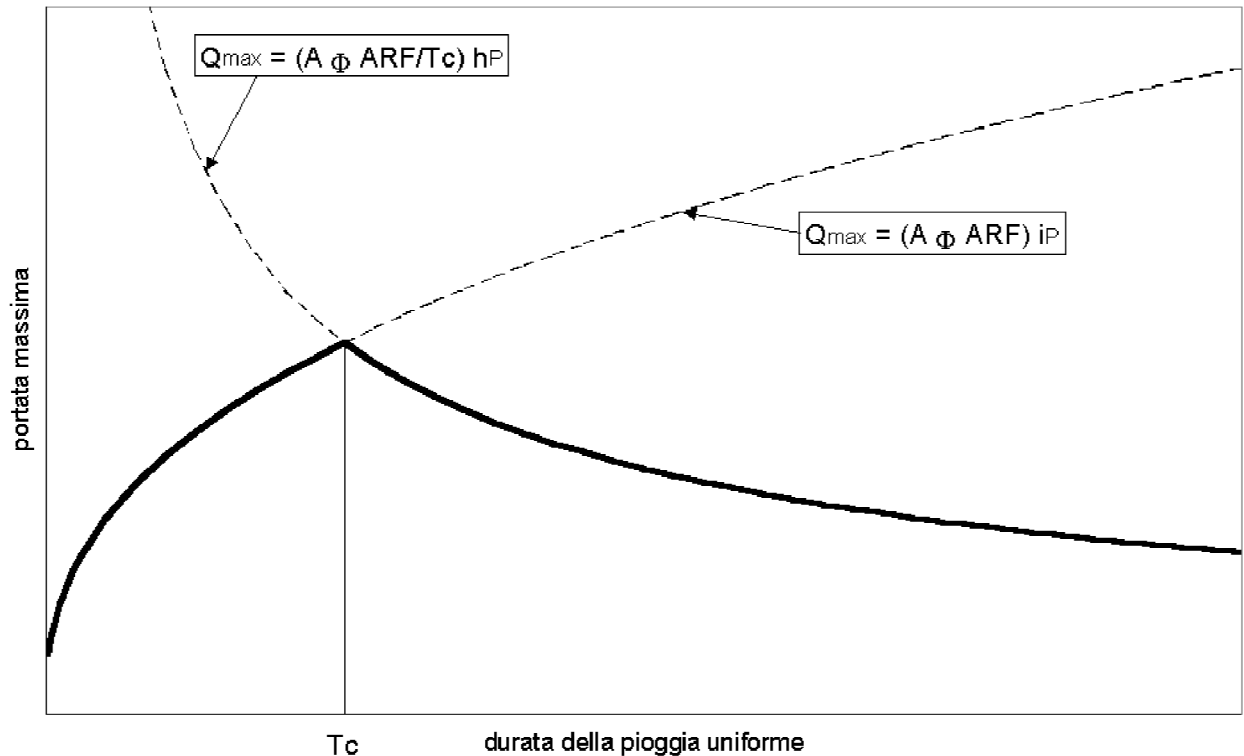


Figura 14 - Valore della portata massima nella sezione terminale del bacino al variare della durata di una precipitazione uniforme, a parità di ARF e F.

Si dimostra così che, utilizzando il modello di corrivazione con ietogramma di pioggia netta uniforme la durata della precipitazione per cui si ha la massima portata è pari al tempo di corrivazione del bacino.

## VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione di un punto del bacino è il tempo necessario perché la goccia d'acqua caduta in quel punto possa raggiungere la sezione di chiusura del bacino considerato.

Il tempo di corrivazione del bacino  $T_c$  è invece il tempo necessario alla goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

Nell'individuazione del punto idraulicamente più lontano del bacino si è considerato ovviamente non solo la distanza planimetrica ma anche la quota del punto stesso.

Per la valutazione del tempo di corrivazione sono state proposte moltissime espressioni empiriche fra le quali sembrano particolarmente adatte alla Sardegna le seguenti:

*Formula di Viparelli*

$$T_c = L / (3.6 \cdot v)$$

dove:

- L è la lunghezza dell'asta principale, espressa in Km;
- 3.6 è un fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere il tempo di corrvazione in ore;
- v è una velocità media di scorrimento che in genere si può ritenere pari a  $1 \div 1.5$  m/s.

*Formula di Giandotti*

$$T_c = [(4 \cdot S^{1/2}) + 1.5L] / [0.8 (H_m - H_o)^{1/2}]$$

dove:

- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- L è la lunghezza dell'asta principale, espressa in Km;
- H<sub>m</sub> è la quota media del bacino, espressa in m s.l.m.;
- H<sub>o</sub> è la quota della sezione di chiusura, espressa in m s.l.m.

*Formula di Ventura*

$$T_c = (0.127 \cdot S^{1/2}) / (i_m^{1/2})$$

dove:

- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- i<sub>m</sub> è la pendenza media dell'asta principale (m/m).

*Formula di Pasini*

$$T_c = [0.108 \cdot (S \cdot L)^{1/3}] / (i_m^{1/2})$$

dove:

- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- L è la lunghezza dell'asta principale, espressa in Km;



- $i_m$  è la pendenza media dell'asta principale.

Di fatto, tuttavia, le espressioni empiriche precedenti forniscono, per il medesimo bacino, risultati spesso discordanti e, comunque, caratterizzati da ampi margini di incertezza. Recenti analisi sono state dedicate al tentativo di dedurre un metodo di stima del tempo di corrivazione dei bacini dell'Isola in base alle caratteristiche dei tracciati idrometrografici. Sulla base dell'analisi di correlazione multipla per i valori relativi a 18 stazioni per quali si disponeva di base di dati sufficiente, si è ricavata la relazione:

Formula VAPI-Sardegna  $T_c = (0.212 \cdot S^{0.231}) \cdot (H_m/J_m)^{0.289}$

dove:

- $S$  è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- $H_m$  è la quota media del bacino, espressa in m s.l.m.;
- $J_m$  è la pendenza dell'asta principale.

Dal confronto tra i valori dei tempi di corrivazione stimati con quest'ultima formula e quelli di cui sopra, risulta che per questo tipo di bacini vi è un discreto accordo con i valori che si ottengono. In definitiva, nell'applicare la formula razionale per la valutazione della portata di piena, si può ritenere che la formula VAPI Sardegna fornisca un'accettabile approssimazione del tempo di corrivazione per i bacini di adeguata estensione, mentre, in alternativa, si può suggerire la formula del Pasini. Comunque data l'elevata empiricità delle formule, testimoniata anche dalla eterogeneità delle stime, risulta generalmente cautelativo assumere il valore più critico, cioè il più piccolo dei valori tra quelli calcolati.

## ALTEZZA DI PIOGGIA

Per determinare l'altezza di pioggia da utilizzare per l'applicazione della formula razionale si fa ricorso alle curve di possibilità pluviometrica che caratterizzano il regime pluviometrico sardo.

## VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE ARF

La stima di ARF, coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area, legata alla durata della precipitazione e alla superficie del bacino, è espressa da diverse formulazioni tra cui quella usata nel VAPI Sardegna che fa riferimento al Flood Studies Report – Wallingford Institute, UK 1977:

per  $S < 20 \text{ km}^2$  
$$ARF = 1 - (0.0394 \cdot S^{0.354}) \cdot T_c^{(-0.40 + 0.0208 \cdot (4.6 - \ln(S)))}$$

per  $S > 20 \text{ km}^2$  
$$ARF = 1 - (0.0394 \cdot S^{0.354}) \cdot T_c^{(-0.40 + 0.003832 \cdot (4.6 - \ln(S)))}$$

dove:

- $T_c$  è il tempo di corrivazione, espresso in ore;
- $S$  è la superficie del bacino, espressa in  $\text{Km}^2$ .

### CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA DI CAO - PUDDU

L'altezza di precipitazione  $H(\tau)$  è legata alla durata ed al tempo di ritorno attraverso la curva di possibilità pluviometrica calibrata da Cao e Puddu:

$$H(\tau) = 10^{a+u \cdot b \cdot T^{c+u \cdot d}}$$

dove  $H(\tau)$  è espressa in mm, e:

- $a, b, c, d$  sono parametri legati alla posizione geografica del bacino e riportati nella tabella seguente;
- $u$  è il frattile della distribuzione normale;
- $\tau$  è la durata dell'evento meteorico, espresso in ore.

gruppo	a	b	c	d
1	0.31354	-0.00183	1.28174	0.17609
2	0.34448	-0.00807	1.30625	0.15331
3	0.35997	0.02868	1.38058	0.18845
4	0.45344	0.04835	1.48726	0.19867

### CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA DI PIGA – LIGUORI

L'altezza di precipitazione  $H(\tau)$  è legata alla durata ed al tempo di ritorno attraverso la curva di possibilità pluviometrica calibrata nel 1985 da Piga-Liguori (che rielaborarono quelle già stabilite nel 1969 da Cao Puddu e Pazzaglia, ed adottano le stesse metodologie ma aggiornando la base dati):

$$H(\tau) = 10^{a+u \cdot b \cdot T^{c+u \cdot d}}$$

dove  $H(\tau)$  è espressa in mm, e:

- $a, b, c, d$  sono parametri legati alla posizione geografica del bacino e riportati nella tabella seguente;
- $u$  è il frattile della distribuzione normale;
- $\tau$  è la durata dell'evento meteorico, espresso in ore.

<i>gruppo</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
1	0.305043	-0.0171463	1.273175	0.179731
2	0.359699	-0.0179413	1.296258	0.167487
3	0.418225	0.0090927	1.379027	0.164598
4	0.497194	0.0412504	1.460799	0.191831

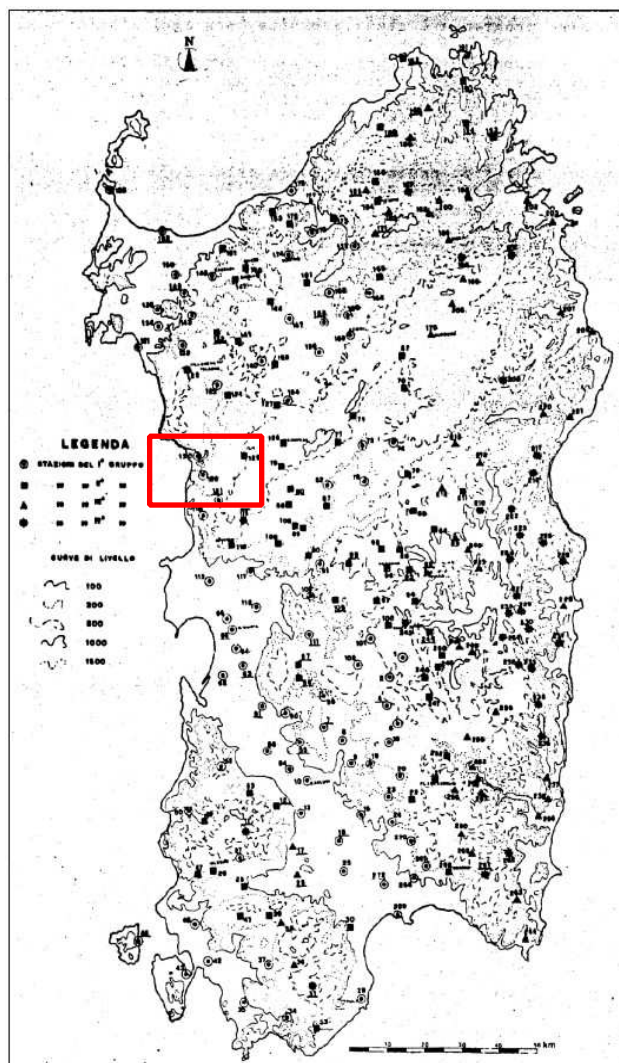


Figura 15 - Stazioni pluviografiche e individuazione delle zone omogenee secondo la curva di possibilità pluviometrica di Cao-Puddu. In rosso: l'ubicazione del bacino in esame.

## CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA DI DEIDDA – PIGA - SECHI

L'altezza di pioggia  $H(\tau)$  è data dalla curva di possibilità pluviometrica, calibrata nel 1997:

$$H(Tc) = (a_1 \cdot a_2) \cdot \tau^{(n_1+n_2)}$$

dove i coefficienti  $a_1$  e  $n_1$  si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera  $\mu_g$ ,  
con  $\mu_g$   
dipendente dalla posizione geografica del bacino.

$$a_1 = \mu_g / (0.886.24 \cdot n_1)$$

$$n_1 = -0.493 + 0.476 \log \mu_g$$

I coefficienti  $a_2$  e  $n_2$  si determinano con le relazioni seguenti per differenti tempi di ritorno  $Tr$ , durata dell'evento meteorico  $\tau$  e sottozona di appartenenza:

□ per tempi di ritorno  **$Tr \leq 10$  anni**

per la **sottozona 1**

$$a_2 = 0.66105 + 0.85994 \log Tr \quad n_2 = -1.3558 \cdot 10^{-4} - 1.3660 \cdot 10^{-2} \log Tr$$

per la **sottozona 2**

$$a_2 = 0.64767 + 0.89360 \log Tr \quad n_2 = -6.0189 \cdot 10^{-3} + 3.2950 \cdot 10^{-4} \log Tr$$

per la **sottozona 3**

$$a_2 = 0.62408 + 0.95234 \log Tr \quad n_2 = -2.5392 \cdot 10^{-2} + 4.7188 \cdot 10^{-2} \log Tr$$

□ per tempi di ritorno  **$Tr > 10$  anni**

per la **sottozona 1**

$$a_2 = 0.46378 + 1.0386 \log Tr$$

$$n_2 = -0.18449 + 0.23032 \log Tr - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\log Tr)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora}) \quad n_2 = -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \log Tr \quad (\text{per } \tau > 1 \text{ ora})$$

per la **sottozona 2**

$$a_2 = 0.44182 + 1.0817 \log Tr$$

$$n_2 = -0.18676 + 0.24310 \log Tr - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\log Tr)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora}) \quad n_2 = -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \log Tr \quad (\text{per } \tau > 1 \text{ ora})$$

per la **sottozona 3**

$$a_2 = 0.41273 + 1.1370 \log Tr$$

$$n_2 = -0.19055 + 0.25937 \log Tr - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\log Tr)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora}) \quad n_2 = -1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \log Tr \quad (\text{per } \tau > 1 \text{ ora})$$

---



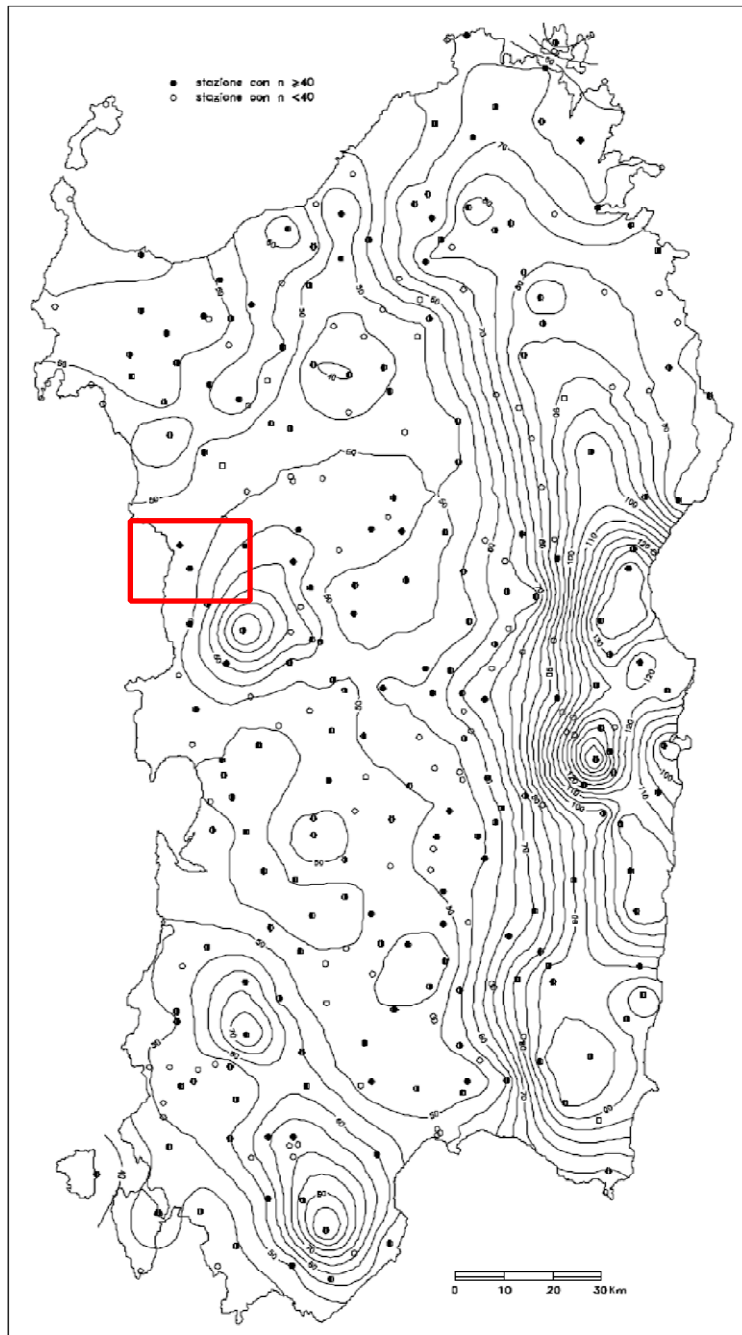


Figura 16 - Carta delle piogge indice giornaliere. In rosso: l'ubicazione del bacino in esame.

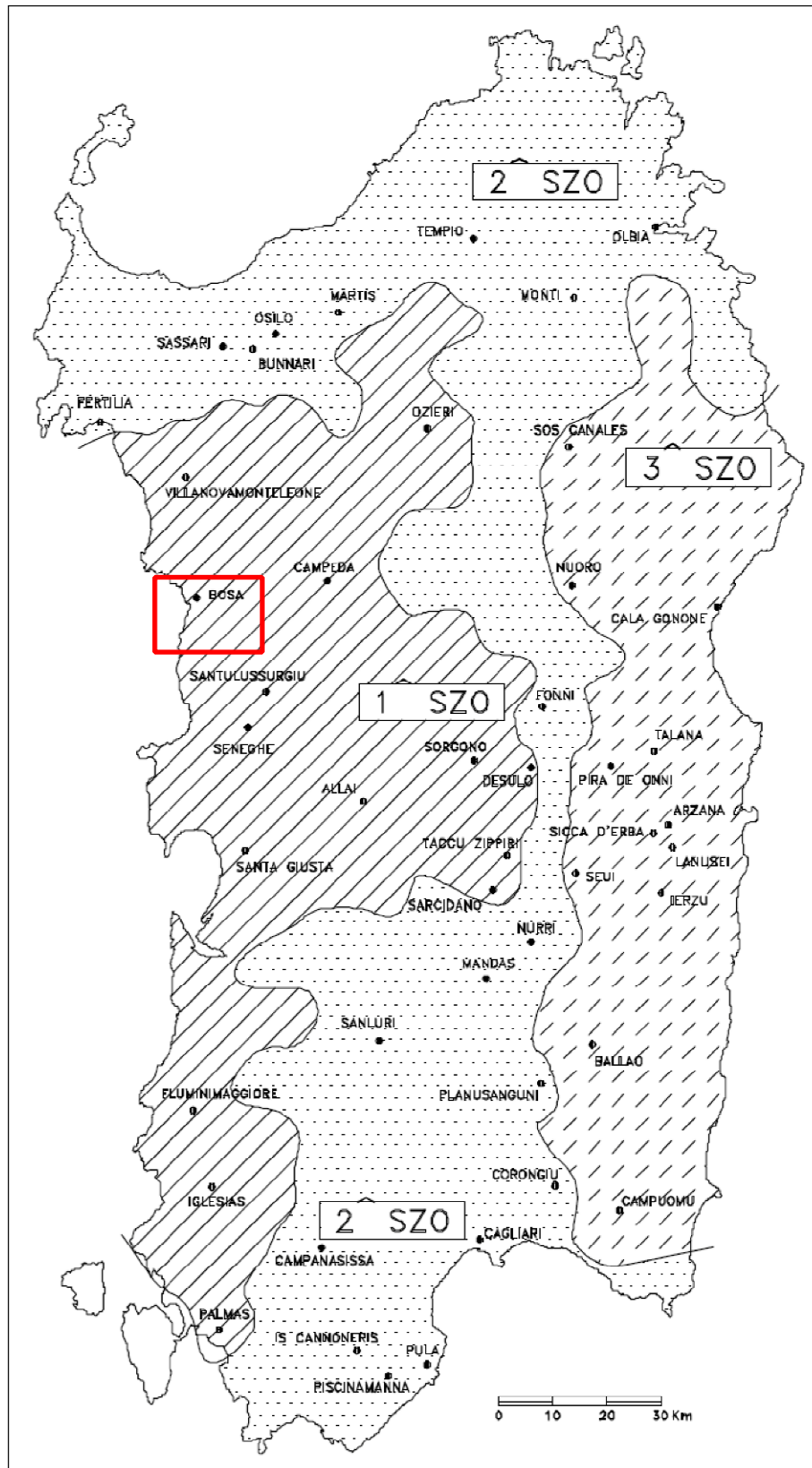


Figura 17 - Carta delle sottozone. In rosso: l'ubicazione del bacino in esame.

VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO  $\phi$ 

Nell'applicazione della formula razionale merita particolare attenzione la valutazione del coefficiente di afflusso che viene definito come rapporto tra il volume d'acqua defluito attraverso la sezione terminale del bacino e il volume d'acqua caduto per precipitazione all'interno di tutto il bacino, ossia rappresenta il rapporto tra pioggia netta e pioggia totale. Esso dipende soprattutto dalla copertura vegetale, dalle caratteristiche del suolo e dalle relative condizioni iniziali di umidità diverse, in generale, da evento a evento.

In assenza di informazioni specifiche, si può valutare il coefficiente  $\phi$  del metodo razionale nei svariati modi che la letteratura specializzata propone, tra i quali:

- valutare  $\phi$  per diversi tipi di superficie, in funzione della pendenza  $i$  e del tempo di ritorno  $Tr$  della precipitazione, attraverso la Tabella della normativa tecnica della città di Austin (Texas, USA) (Chow e altri, 1988)

	2	5	10	50	100	200	500	1000	10000
asfalto	0.73	0.77	0.81	0.90	0.95	0.97	1.00	1.00	1.00
calcestruzzo, tetti	0.75	0.80	0.83	0.92	0.97	0.98	1.00	1.00	1.00
coltivazioni ( $i=0-2\%$ )	0.31	0.34	0.36	0.43	0.47	0.51	0.57	0.61	0.75
coltivazioni ( $i=0-2\%$ )	0.35	0.38	0.41	0.48	0.51	0.55	0.60	0.64	0.76
coltivazioni ( $i>7\%$ )	0.39	0.42	0.44	0.51	0.54	0.57	0.61	0.64	0.74
pascoli ( $i=0-2\%$ )	0.25	0.28	0.30	0.37	0.41	0.46	0.53	0.58	0.74
pascoli ( $i=0-2\%$ )	0.33	0.36	0.38	0.45	0.49	0.53	0.58	0.62	0.75
pascoli ( $i>7\%$ )	0.37	0.40	0.42	0.49	0.53	0.56	0.60	0.63	0.74
boschi ( $i=0-2\%$ )	0.22	0.25	0.28	0.35	0.39	0.43	0.48	0.52	0.65
boschi ( $i=0-2\%$ )	0.31	0.34	0.36	0.43	0.47	0.51	0.56	0.60	0.73
boschi ( $>7\%$ )	0.35	0.39	0.41	0.48	0.52	0.55	0.58	0.61	0.72

- valutare  $\phi$  attraverso la formula di Harolds che pone:

$$\phi = \phi_{100} (Tr/100)^{0.2}$$

dove  $\phi$  è il coefficiente di deflusso relativo ad un generico tempo di ritorno  $Tr$  e  $\phi_{100}$  è il coefficiente di deflusso relativo a un tempo di ritorno di 100 anni. I valori di  $\phi_{100}$ , in funzione del tipo di terreno e della vegetazione, possono essere desunti dalla tabella seguente.

tipo di terreno	bassa densità vegetale	alta densità vegetale
impermeabile	0.85	0.77
debolmente permeabile	0.7	0.6
permeabile	0.55	0.5

□ ricorrere al metodo del Curve Number, elaborato dal Soil Conservation Service.

Il coefficiente  $\phi$  può essere stimato col metodo del *Curve Number* (CN) secondo cui vale:

$$\varphi = [H - (0.2 \cdot S)]^2 / [H \cdot (H + 0.8 \cdot S)] \quad \text{con} \quad S = 254 \cdot [(100/CN) - 1]$$

Il valore di CN è legato alle caratteristiche del terreno e della copertura vegetale.

L'applicazione di questo metodo presuppone, oltre la conoscenza della precipitazione totale H, la stima del massimo invaso S del suolo che, teoricamente, può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superficie perfettamente impermeabile) a infinito (nessuna formazione di deflusso superficiale).

La valutazione di S, presuppone la stima del parametro CN, denominato *curve number*, che assume valori compresi tra 100 e 0. Il CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e si stima, sulla base dei valori riportati nella Tabella 2, in relazione alle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale presenti nel bacino. La stima del CN presuppone inizialmente la determinazione del gruppo idrologico di ciascun suolo ricadente nel bacino e, all'interno di ciascun gruppo, l'individuazione di aree omogenee per destinazione d'uso, sistemazione e condizione idrica. A ciascuna area omogenea, di nota superficie, viene attribuito l'appropriato CN; il valore di CN dell'intero bacino si ottiene come media pesata, con peso la superficie dei valori stimati per le singole aree omogenee.

Il metodo tiene anche conto delle condizioni di umidità del suolo antecedente all'inizio dell'evento AMC (*Antecedent Moisture Condition*). La definizione di AMC richiede la determinazione della precipitazione totale caduta dei cinque giorni precedenti l'evento in esame. Nel caso si ricada nella condizione AMCI (secca) o in quella AMCII (umida) devono essere utilizzati i valori di CN corretti, utilizzando i fattori FI e FIII, rispettivamente per la condizione secca e per quella umida, aventi le seguenti espressioni:

$$FI = 0.3 + 0.00636 \cdot CN$$

valida per valori di CN compresi tra 20 e 95

$$FIII = 3.4212 + 1.1999 \cdot \log(CN)$$

valida per valori di CN compresi tra 5 e 100

USO DEL SUOLO	TIPO DI DRENAGGIO	CONDIZIONI IDROLOGICHE	TIPO DI TERRENO			
<b>Terreno Residenziale</b>			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
Zone urbane	85% impermeabile	qualsiasi	89	92	94	95
Zone industriali	72% impermeabile	" "	81	88	91	93
Case a schiera	65% impermeabile	" "	77	85	90	92
Ville isolate	25% impermeabile	" "	54	70	80	85
Parcheggi	100% impermeabile	" "	98	98	98	98
Parchi	75% a verde	" "	39	71	74	80
Strade pavimentate	Con cunette e fognatura	" "	98	98	98	98
Strade in macadam	---	" "	76	85	89	91
Strade sterrate	---	" "	72	82	87	89
<b>Terreno Agricolo</b>						
Prato stabile	---	qualsiasi	77	86	91	94
Seminativo	Solchi a rittocchino	Cattive	65	76	84	88
Seminativo	Solchi a rittocchino	Buone	63	75	83	87
Seminativo	Solchi a traversochino	Cattive	63	74	82	85
Seminativo	Solchi a traversochino	Buone	61	73	81	84
Seminativo	Terrazzato	Cattive	61	72	79	82
Seminativo	Terrazzato	Buone	59	70	78	81
Pascolo	---	Cattive	68	79	86	89
Pascolo	---	Discrete	49	69	79	84
Pascolo	---	Buone	39	71	64	80
Erbaio	---	qualsiasi	30	58	71	78
Terreno boschivo	---	Cattive	45	66	77	83
Terreno boschivo	---	Discrete	36	60	73	79
Terreno boschivo	---	Buone	25	55	70	77

Tabella 3 - Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale e per condizioni medie di umidità antecedenti l'evento (AMCII).

Classe	Valori di CN corrispondenti alle diverse classi AMC										
I	100	78	63	51	40	31	22	15	9	4	0
II	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0
III	100	96	91	85	78	70	60	50	37	22	0

Tabella 4 - Tabella di conversione per AMC I e III.

---

Gruppo	TIPO DI TERRENO
A	Suolo con alta capacità di infiltrazione, anche se già bagnato. Principalmente sabbia e ghiaia, con strati profondi e ben drenati.
B	Suolo con moderata capacità di infiltrazione allorquando risultano bagnati. Moderato drenaggio profondo. Tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana
C	Suolo con piccola capacità di infiltrazione allorquando risultano bagnati. Solitamente presentano uno strato che impedisce il drenaggio verticale o possiedono una tessitura da moderatamente fine a fina.
D	Suolo con molto piccola capacità di infiltrazione. Principalmente argille con alto potenziale di rigonfiamento; suoli con livello di falda alto e permanente; suoli con strati argillosi in superficie; suoli poco profondi su strati impermeabili o semi-impermeabili.

Tabella 5 - Caratteristiche dei gruppi di suolo.

## CURVE NUMBER

In sede di calcolo delle portate, sono stati assunti i valori di CN riferiti ad AMC III, ottenuti tramite la relazione:

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

Di seguito si riportano le risultanze ottenute nel calcolo del CN (AMC III) per i bacini analizzati nel presente studio.

---



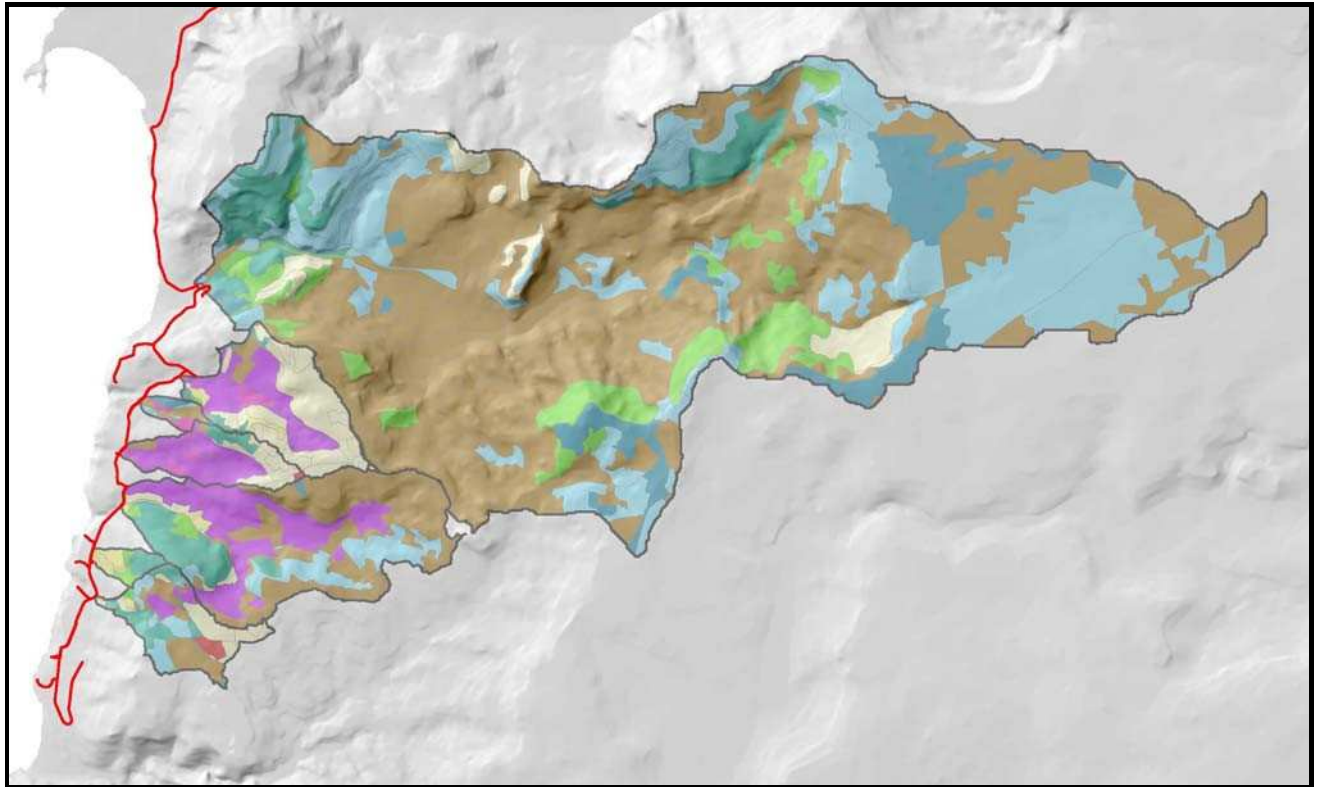


Figura 18 – Mappa del CN(II) per i bacini oggetto di studio.

In accordo con la *“Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché delle altre opere interferenti”* e in accordo con l’art. 22 delle Norme di Attuazione del P.A.I., per i bacini più piccoli (aventi superficie inferiore a 0,5 kmq), ai fini dei calcoli delle portate, è stato ipotizzato un CN (III) non inferiore a 95.

---

Bacino interferenza	Superficie kmq	CN (III)
<i>n.32</i>	4.81	<b>86</b>
<i>n.5</i>	0.12	<b>95</b>
<i>n.8</i>	0.21	<b>95</b>
<i>n.9</i>	0.03	<b>95</b>
<i>n.10</i>	0.12	<b>95</b>
<i>n.12</i>	0.16	<b>95</b>
<i>n.17</i>	0.04	<b>95</b>
<i>n.19</i>	0.02	<b>95</b>
<i>n.20</i>	0.02	<b>95</b>
<i>n.22</i>	12.97	<b>88</b>
<i>n.23</i>	0.77	<b>78</b>
<i>n.24</i>	1.80	<b>83</b>
<i>n.25</i>	0.09	<b>95</b>
<i>n.26</i>	0.47	<b>95</b>
<i>n.27</i>	0.08	<b>95</b>
<i>n.28</i>	0.08	<b>95</b>
<i>n.29</i>	0.04	<b>95</b>
<i>n.30</i>	0.38	<b>85</b>
<i>n.31</i>	0.13	<b>95</b>
<i>n.13</i>	0.009	<b>95</b>
<i>n.14</i>	0.013	<b>95</b>
<i>n.15</i>	0.015	<b>95</b>
<i>n.16</i>	0.004	<b>95</b>
<i>n.18</i>	0.015	<b>95</b>
<i>n.21</i>	0.015	<b>95</b>

Tabella 6 – CN medio per i sottobacini e CN totale ottenuto con media pesata.

## 7 PROCESSI EROSIVI IN ALVEO

Gli attraversamenti in briglia sono ubicati 4 in Località Campu'e Mare, uno in Località Sa Lumenera e uno in Località Noesola. Tali attraversamenti, si possono considerare in briglia in quanto attraversano nella parte sottostante un canale a sezione rettangolare o un collettore del DN 800.

Per l'esecuzione dell'attraversamento, verrà realizzato uno scavo per consentire la posa del controtubo in acciaio, che verrà affogato in uno scatolare avente sezione 0,80x0,80 mt e una lunghezza di 3,00 mt. Successivamente all'interno del controtubo verrà fatto scorrere, attraverso dei collari distanziatori, la tubazione in ghisa in progetto.

Il trasporto solido si manifesta quantitativamente come:

- trasporto in sospensione;
- trasporto di fondo;

La stima quantitativa e la previsione del tipo di trasporto solido atteso dipendono dai metodi utilizzati.

Secondo la classificazione di Aulitzky vengono distinti in quattro categorie definite per pericolosità crescente:

- colate detritiche;
- correnti iperconcentrate;
- trasporto di fondo;
- trasporto in sospensione.

L'identificazione per la forma del trasporto solido riporta un formulario per l'identificazione di un fattore di pericolosità che sintetizza le informazioni storiche degli eventi più recenti verificatesi in un bacino.

Granulometria	Forza di trascinamento limite (Kg/mq)
sabbia da 0.5 mm	0.24
terra	0.50
sabbia grossolana	0.65
ghiaietto	1.25
ghiaia	1.40 – 2.9
ciottoli	3.2
grossi ciottoli	15

Tabella 7 – Forza di trascinamento limite in funzione della granulometria.

Nei corsi d'acqua il trasporto solido è definito dall'azione che la corrente esercita sul fondo e sulle sponde dell'alveo in modo tale che il materiale venga movimentato, a seconda delle caratteristiche chimico-fisiche e dei granuli in relazione alle caratteristiche idrodinamiche.

La stima del volume complessivo di sedimenti che può essere mobilizzato da un torrente e/o dal suo reticolo, in occasione di un evento alluvionale estremo assume una importanza fondamentale nella progettazione di interventi di sistemazione idraulico-forestale. Tale valutazione deve essere però preceduta dalla previsione sulla forma di trasporto solido atteso dall'evento di progetto, in quanto da essa dipendono i metodi che verranno successivamente applicati nella stima quantitativa del trasporto solido collegato a questo evento. Infatti diventa preminente al fine di una corretta individuazione delle opere caratterizzare il trasporto solido onde evitare un effetto boomerang durante eventi precipitativi di breve durata e forte intensità.

Riprendendo una nota classificazione proposta da Aulitzky (1973, 1982) e frequentemente utilizzata in campo sistematorio, si possono distinguere quattro categorie di trasporto solido torrentizio, che vengono di seguito sinteticamente descritte in ordine di pericolosità decrescente. Le colate detritiche ("**debris-flow**" o "*mud-debris flow*"), anche definite "trasporto di massa", sono manifestazioni parossistiche legate al trasporto impulsivo e gravitativo di sedimenti grossolani. La colata (nella quale vengono coinvolti di frequente anche massi di dimensione ciclopica) è costituita da una concentrazione volumetrica dei sedimenti compresa, generalmente, fra il 30 ed il 70%. Questi valori di concentrazione solida fanno sì che il fluido, ad alta viscosità, non possa più considerarsi di tipo newtoniano. I debris flow avvengono lungo la rete idrografica secondaria, principalmente di ordine I e II (la superficie dei bacini interessati supera di rado i 30 kmq) e influiscono in misura rilevante sulla evoluzione geomorfologica dei fondovalle, essendo responsabili dei processi di accumulo sui coni di deiezione e dell'ingresso, per ovvie ragioni della mutazione della pendenza dell'asta fluviale, di sedimenti nelle aste idrografiche di ordine superiore.

Per la rapidità con cui possono manifestarsi e la forza di impatto connessa al trasporto ingente di materiali litoidi a velocità non trascurabili (non sono rare velocità di 3-4 m s<sup>-1</sup>), le colate detritiche possono determinare effetti distruttivi e danni notevoli su zone abitate ed infrastrutture.

Le correnti iperconcentrate ("**debris flood**") sono flussi di massa solida ed acqua con concentrazione volumetrica dei sedimenti compresa, in genere, fra il 20 ed il 30%. Il fenomeno, pur venendo ancora mobilizzato nel corso di un evento una notevolissima quantità di sedimenti, non ha le caratteristiche distruttive e l'impatto territoriale di una colata; il processo di deposizione non si localizza infatti su di un'area ristretta come per i *debris flow*. Il fluido, per la

più ridotta percentuale dei sedimenti contenuti nell'acqua, può essere considerato di tipo newtoniano.

Il trasporto di fondo ("**bedload**") è il classico moto dei sedimenti per scorrimento del letto. La traslazione verso valle dei sedimenti avviene per rotolamento, strisciamento e saltazione in vicinanza del fondo dell'alveo o sul fondo stesso. Il fenomeno è innescato dal superamento di determinati valori di soglia della velocità della corrente in prossimità al fondo (od anche dello sforzo tangenziale medio sul contorno bagnato della sezione).

Si raggiungono molto raramente portate solide dei sedimenti trasportati che eccedono il 15-20% delle portate liquide. Anche questo tipo di trasporto può determinare, se protratto nel tempo, la movimentazione di notevoli volumi di materiale e la alterazione morfologica di tratti d'alveo a fondo mobile.

Nel trasporto in sospensione prevalente ("**flood creek**") il trasporto di materiale in sospensione prevale rispetto al trasporto di fondo (che risulta trascurabile). Le piene sono caratterizzate da un basso potenziale di trasporto e dalla mobilitazione di sedimenti a granulometria fine (sabbia, limo, argilla). La pericolosità degli eventi è trascurabile.

Nell'identificazione dei processi di trasporto nel settore oggetto di studio è necessario precisare che la morfologia dominante è costituita dai prodotti effusivi oligo-miocenici in facies ignimbrica tenace e tufacea poco saldata. Ciò comporta l'impostazione di sistemi idrografici incassati in tali litotipi.

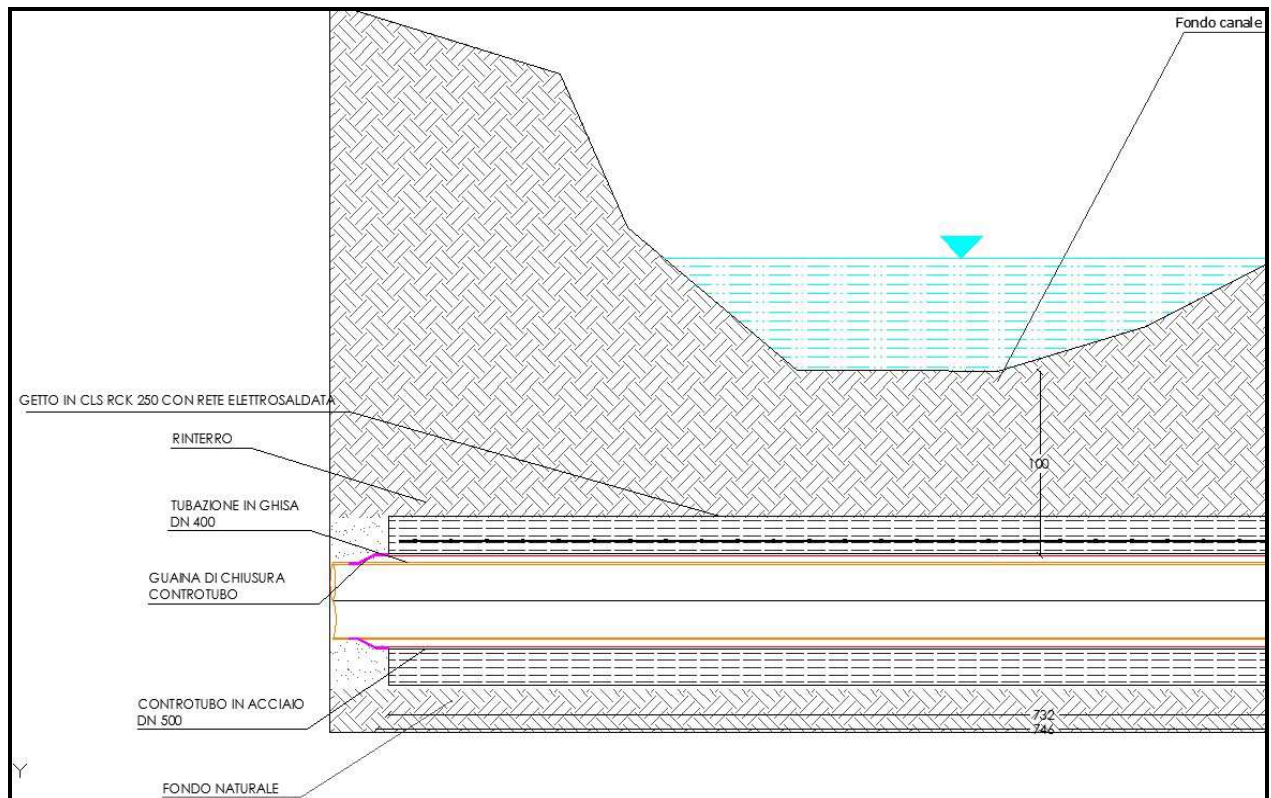
La morfologia con rilievi immediatamente adiacenti alla costa risulta, in alcuni tratti, fortemente acclive.

I corsi d'acqua investigati sono essenzialmente ruscelli a carattere torrentizio stagionale e, date le esigue dimensioni dei bacini, i volumi delle portate risultano coincidenti con gli eventi idrometeorici.

L'area è inoltre caratterizzata, in alcuni settori, da una pericolosità geomorfologica Hg anche molto elevata associata ad una discreta acclività dei versanti e dalla diffusa presenza di rocce tufacee poco saldate ed erodibili.

Le soluzioni tecniche adottate per la realizzazione degli attraversamenti in subalveo tengono conto di tale situazione morfologica e sono pertanto previsti come segue:

---



**Figura 19 – Esempio tipologia protezione da erosione in attraversamento in subalveo.**

Al fine di proteggere l'opera in progetto, la condotta che attraversa un canale in subalveo dovrà essere protetta da:

- un controtubo in acciaio lungo tutta la lunghezza dell'attraversamento più 1.00 m aggiuntivo dalla spalle della sponda su ogni lato;
- un getto in cls posato sia superiormente che inferiormente rispetto al controtubo, con spessore minimo di 10 cm su ogni lato;

una rete elettrosaldata immersa nel getto di cls, nella sola parte superiore al controtubo.

## 8 STIMA DELLE PORTATE DI PIENA

Di seguito vengono esposti in forma tabellare i risultati del calcolo delle portate relative ai bacini studiati alla sezione di chiusura.

<b>INTERFERENZA 32</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	63,11	72,16	82,61	95,53
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	64,11	73,62	84,60	98,30
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	62,05	71,36	81,91	94,75
LOG-NORMALE	68,61	78,45	89,81	103,86
CURVA DI INVILUPPO	55,21	77,60	98,49	111,92
TCEV-SCS	42,55	53,11	64,44	80,69
SIRCHIA FASSO'	167,88	167,88	167,88	167,88

<b>INTERFERENZA 5</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	2.68	3.18	3.73	4.46
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	2.84	3.41	4.03	4.86
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	2.34	2.70	3.08	3.58
LOG-NORMALE	2.76	3.27	3.84	4.59
CURVA DI INVILUPPO	1.27	1.79	2.27	2.58
TCEV-SCS	4.18	4.97	5.80	6.96
SIRCHIA FASSO'	4.82	4.82	4.82	4.82

<b>INTERFERENZA 8</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	4.66	5.53	6.48	7.75
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	4.94	5.92	7.00	8.45
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	4.07	4.69	5.35	6.22
LOG-NORMALE	4.82	5.73	6.72	8.03
CURVA DI INVILUPPO	2.10	2.95	3.74	4.26
TCEV-SCS	7.32	8.70	10.15	12.18
SIRCHIA FASSO'	7.94	7.94	7.94	7.94



<b>INTERFERENZA 9</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	2.11	2.51	2.95	3.52
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	2.40	2.89	3.44	4.19
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	1.55	1.69	1.85	2.06
LOG-NORMALE	2.16	2.57	3.02	3.61
CURVA DI INVILUPPO	0.37	0.52	0.66	0.75
TCEV-SCS	2.71	3.35	4.04	5.02
SIRCHIA FASSO'	1.39	1.39	1.39	1.39

<b>INTERFERENZA 10</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	5.17	6.15	7.21	8.62
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	5.71	6.87	8.15	9.89
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	4.08	4.56	5.07	5.75
LOG-NORMALE	5.37	6.38	7.48	8.94
CURVA DI INVILUPPO	1.27	1.79	2.27	2.58
TCEV-SCS	7.37	8.96	10.63	13.00
SIRCHIA FASSO'	4.82	4.82	4.82	4.82

<b>INTERFERENZA 12</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	10.98	13.05	15.32	18.32
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	12.46	15.04	17.91	21.80
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	8.04	8.79	9.61	10.70
LOG-NORMALE	11.54	13.72	16.10	19.25
CURVA DI INVILUPPO	1.65	2.31	2.94	3.34
TCEV-SCS	14.47	17.88	21.54	26.78
SIRCHIA FASSO'	6.23	6.23	6.23	6.23

<b>INTERFERENZA 17</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1.91	2.28	2.67	3.19
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	2.12	2.56	3.04	3.69
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	1.49	1.66	1.84	2.08
LOG-NORMALE	1.96	2.33	2.73	3.27
CURVA DI INVILUPPO	0.48	0.67	0.85	0.97
TCEV-SCS	2.65	3.23	3.85	4.72
SIRCHIA FASSO'	1.80	1.80	1.80	1.80

<b>INTERFERENZA 19</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1.21	1.44	1.69	2.02
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	1.36	1.65	1.96	2.38
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	0.91	1.00	1.10	1.23
LOG-NORMALE	1.24	1.47	1.72	2.06
CURVA DI INVILUPPO	0.26	0.36	0.46	0.52
TCEV-SCS	1.60	1.97	2.36	2.91
SIRCHIA FASSO'	0.97	0.97	0.97	0.97

<b>INTERFERENZA 20</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1.41	1.68	1.97	2.36
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	1.60	1.94	2.30	2.81
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	1.04	1.13	1.24	1.38
LOG-NORMALE	1.44	1.72	2.01	2.41
CURVA DI INVILUPPO	0.26	0.36	0.46	0.52
TCEV-SCS	1.81	2.24	2.69	3.35
SIRCHIA FASSO'	0.97	0.97	0.97	0.97

<b>INTERFERENZA 21</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1,34	1,54	1,76	2,04
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	1,52	1,77	2,06	2,43
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	0,99	1,04	1,11	1,20
LOG-NORMALE	1,37	1,57	1,79	2,08
CURVA DI INVILUPPO	0,31	0,44	0,55	0,63
TCEV-SCS	1,30	1,60	1,93	2,39
SIRCHIA FASSO'	0,94	0,94	0,94	0,94

<b>INTERFERENZA 22</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	56.65	67.20	78.69	93.91
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	54.66	64.76	75.75	90.28
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	57.24	69.21	82.13	98.99
LOG-NORMALE	61.19	72.58	85.00	101.43
CURVA DI INVILUPPO	89.10	125.23	158.94	180.61
TCEV-SCS	71.54	85.03	99.08	118.64
SIRCHIA FASSO'	337.15	337.15	337.15	337.15

<b>INTERFERENZA 23</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	10.99	13.05	15.29	18.26
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	11.38	13.60	16.02	19.28
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	10.26	12.06	13.99	16.51
LOG-NORMALE	11.54	13.70	16.05	19.18
CURVA DI INVILUPPO	6.71	9.43	11.96	13.60
TCEV-SCS	3.65	5.12	6.81	9.38
SIRCHIA FASSO'	25.38	25.38	25.38	25.38

<b>INTERFERENZA 24</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	16.12	19.13	22.41	26.76
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	16.25	19.36	22.75	27.27
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	16.16	19.41	22.91	27.50
LOG-NORMALE	17.02	20.20	23.66	28.26
CURVA DI INVILUPPO	14.33	20.14	25.56	29.05
TCEV-SCS	11.34	14.43	17.78	22.63
SIRCHIA FASSO'	54.22	54.22	54.22	54.22

<b>INTERFERENZA 25</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	2.24	2.66	3.12	3.73
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	2.39	2.87	3.39	4.10
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	1.93	2.21	2.51	2.90
LOG-NORMALE	2.30	2.73	3.20	3.83
CURVA DI INVILUPPO	0.98	1.38	1.76	2.00
TCEV-SCS	3.44	4.11	4.80	5.78
SIRCHIA FASSO'	3.72	3.72	3.72	3.72

<b>INTERFERENZA 26</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	5.87	6.97	8.17	9.76
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	6.03	7.20	8.48	10.19
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	5.61	6.64	7.74	9.18
LOG-NORMALE	6.10	7.24	8.49	10.14
CURVA DI INVILUPPO	8.30	9.61	11.01	12.87
TCEV-SCS	9.85	11.54	13.29	15.72
SIRCHIA FASSO'	16.32	16.32	16.32	16.32

<b>INTERFERENZA 27</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	3.47	4.12	4.83	5.78
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	3.83	4.61	5.47	6.63
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	2.73	3.05	3.40	3.86
LOG-NORMALE	3.58	4.25	4.98	5.96
CURVA DI INVILUPPO	0.89	1.25	1.58	1.80
TCEV-SCS	4.92	5.97	7.09	8.67
SIRCHIA FASSO'	3.35	3.35	3.35	3.35

<b>INTERFERENZA 28</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	2.98	3.54	4.15	4.96
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	3.26	3.92	4.64	5.62
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	2.41	2.71	3.03	3.45
LOG-NORMALE	3.07	3.64	4.27	5.11
CURVA DI INVILUPPO	0.89	1.25	1.58	1.80
TCEV-SCS	4.32	5.22	6.17	7.52
SIRCHIA FASSO'	3.35	3.35	3.35	3.35

<b>INTERFERENZA 29</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1.32	1.57	1.84	2.20
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	1.44	1.73	2.05	2.48
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	1.09	1.23	1.39	1.59
LOG-NORMALE	1.35	1.61	1.88	2.25
CURVA DI INVILUPPO	0.48	0.67	0.85	0.97
TCEV-SCS	1.94	2.34	2.76	3.34
SIRCHIA FASSO'	1.80	1.80	1.80	1.80

<b>INTERFERENZA 30</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	6.14	7.30	8.55	10.22
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	6.41	7.66	9.03	10.88
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	5.64	6.59	7.61	8.94
LOG-NORMALE	6.39	7.59	8.89	10.62
CURVA DI INVILUPPO	3.57	5.01	6.36	7.23
TCEV-SCS	10.05	11.85	13.73	16.34
SIRCHIA FASSO'	13.50	13.50	13.50	13.50

<b>INTERFERENZA 31</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	3.35	3.98	4.66	5.57
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	3.59	4.30	5.09	6.15
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	2.86	3.28	3.72	4.30
LOG-NORMALE	3.45	4.10	4.81	5.75
CURVA DI INVILUPPO	1.37	1.92	2.44	2.77
TCEV-SCS	5.14	6.14	7.19	8.66
SIRCHIA FASSO'	5.17	5.17	5.17	5.17

<b>INTERFERENZA 13</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1,03	1,17	1,35	1,56
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	1,18	1,37	1,60	1,89
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	0,73	0,76	0,80	0,86
LOG-NORMALE	1,04	1,19	1,37	1,58
CURVA DI INVILUPPO	0,20	0,27	0,35	0,40
TCEV-SCS	0,94	1,17	1,42	1,78
SIRCHIA FASSO'	0,59	0,59	0,59	0,59

<b>INTERFERENZA 14</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1,36	1,56	1,79	2,07
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	1,56	1,81	2,11	2,49
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	0,98	1,03	1,09	1,17
LOG-NORMALE	1,39	1,59	1,82	2,11
CURVA DI INVILUPPO	0,28	0,39	0,50	0,56
TCEV-SCS	1,28	1,59	1,92	2,39
SIRCHIA FASSO'	0,85	0,85	0,85	0,85

<b>INTERFERENZA 15</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1,43	1,63	1,87	2,17
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	1,62	1,88	2,19	2,58
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	1,05	1,10	1,18	1,27
LOG-NORMALE	1,45	1,66	1,91	2,21
CURVA DI INVILUPPO	0,32	0,45	0,58	0,65
TCEV-SCS	1,37	1,70	2,04	2,54
SIRCHIA FASSO'	0,98	0,98	0,98	0,98

<b>INTERFERENZA 16</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	0,57	0,65	0,75	0,87
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	0,66	0,77	0,90	1,06
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	0,39	0,41	0,43	0,45
LOG-NORMALE	0,58	0,66	0,76	0,88
CURVA DI INVILUPPO	0,10	0,14	0,18	0,20
TCEV-SCS	0,50	0,62	0,76	0,96
SIRCHIA FASSO'	0,30	0,30	0,30	0,30



<b>INTERFERENZA 18</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1,90	2,17	2,49	2,89
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	2,19	2,55	2,97	3,51
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	1,33	1,38	1,46	1,56
LOG-NORMALE	1,93	2,22	2,54	2,94
CURVA DI INVILUPPO	0,32	0,45	0,58	0,66
TCEV-SCS	1,71	2,14	2,61	3,28
SIRCHIA FASSO'	0,98	0,98	0,98	0,98

<b>INTERFERENZA 21</b>	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	1,34	1,54	1,76	2,04
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	1,52	1,77	2,06	2,43
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	0,99	1,04	1,11	1,20
LOG-NORMALE	1,37	1,57	1,79	2,08
CURVA DI INVILUPPO	0,31	0,44	0,55	0,63
TCEV-SCS	1,30	1,60	1,93	2,39
SIRCHIA FASSO'	0,94	0,94	0,94	0,94

## 8.1 Verifica di compatibilità degli attraversamenti previsti su soletta

Gli attraversamenti n. 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21 e 31 ubicati in corrispondenza della S.P. Macomer-Oristano, sono stati previsti con il passaggio delle condotte su soletta, come riportato dai particolari costruttivi dell'elaborato di progetto Tav.11\_8.

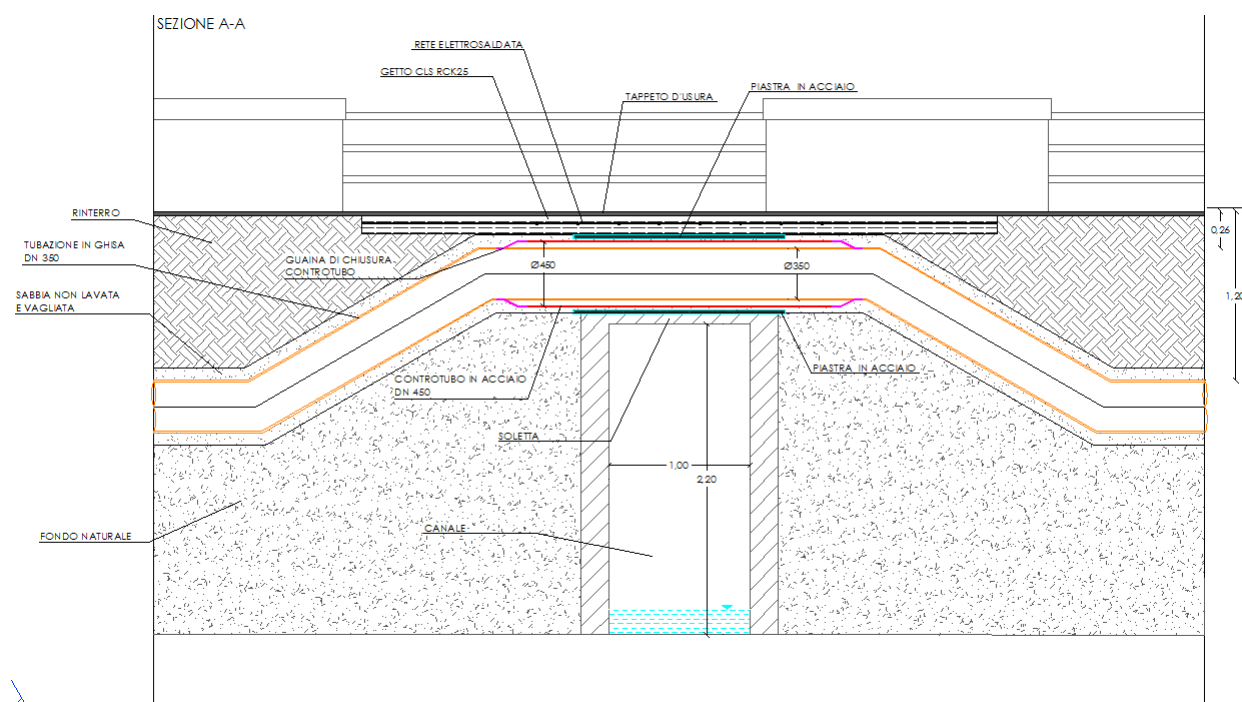


Figura 20 – Sezione di attraversamento su soletta.

Al fine di dimostrare la compatibilità della soluzione progettuale prevista sono state calcolate le portate ai differenti tempi di ritorno e sono stati inseriti i livelli idrici riferiti alla portata di riferimento ai tempi di ritorno  $T_r$  dei 200 anni.

Per ogni attraversamento è stato verificato il franco idraulico imposto dalla vigente normativa.

- Interferenza n. 13**

<b>INTERFERENZA N.13</b>		<b>CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO</b>		
Portata Q Tr200 (mc/s)	<b>1,60</b>	Formula 1: $0,7 v^2/2g$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0.87 (y)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	<b>2,30</b>	0,08	<b>1,00</b>	0,44

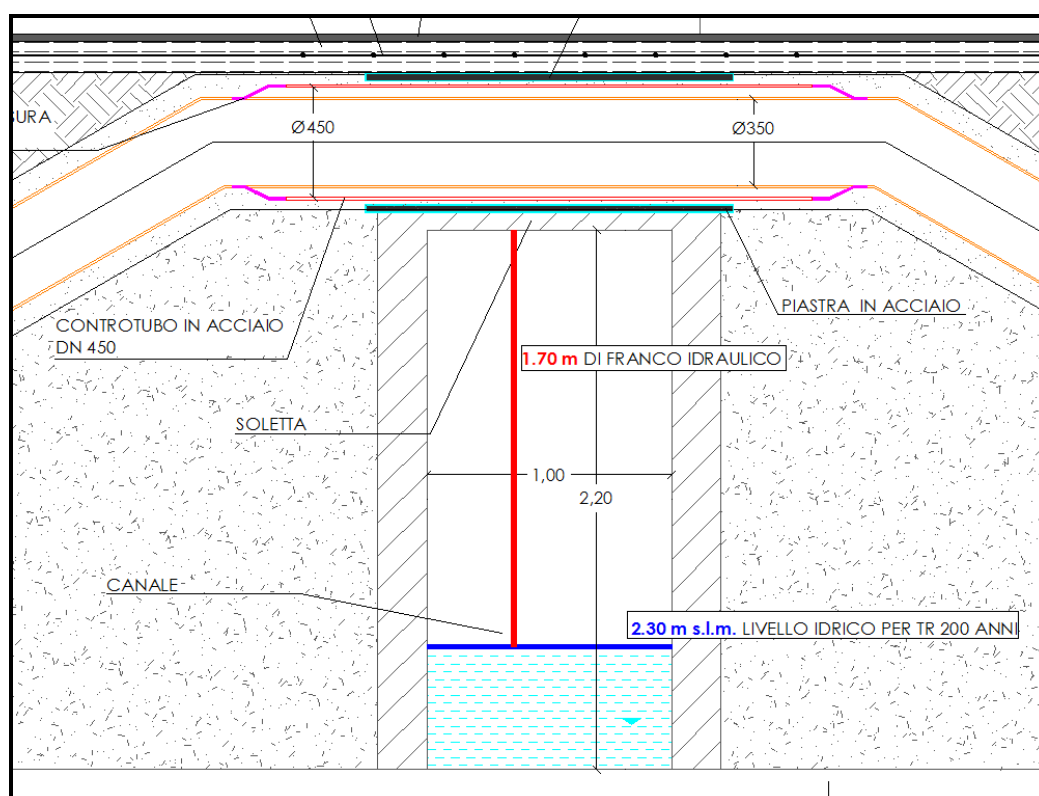


Figura 21 – Interferenza n. 13. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 13**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.

- Interferenza n. 14**

<b>INTERFERENZA N.14</b>		<b>CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO</b>		
Portata Q Tr200 (mc/s)	<b>2,11</b>	Formula 1: $0,7 \sqrt{2/g}$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0,87 (y) 1/2 + ay'$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	<b>2,50</b>	0,08	<b>1,00</b>	0,67

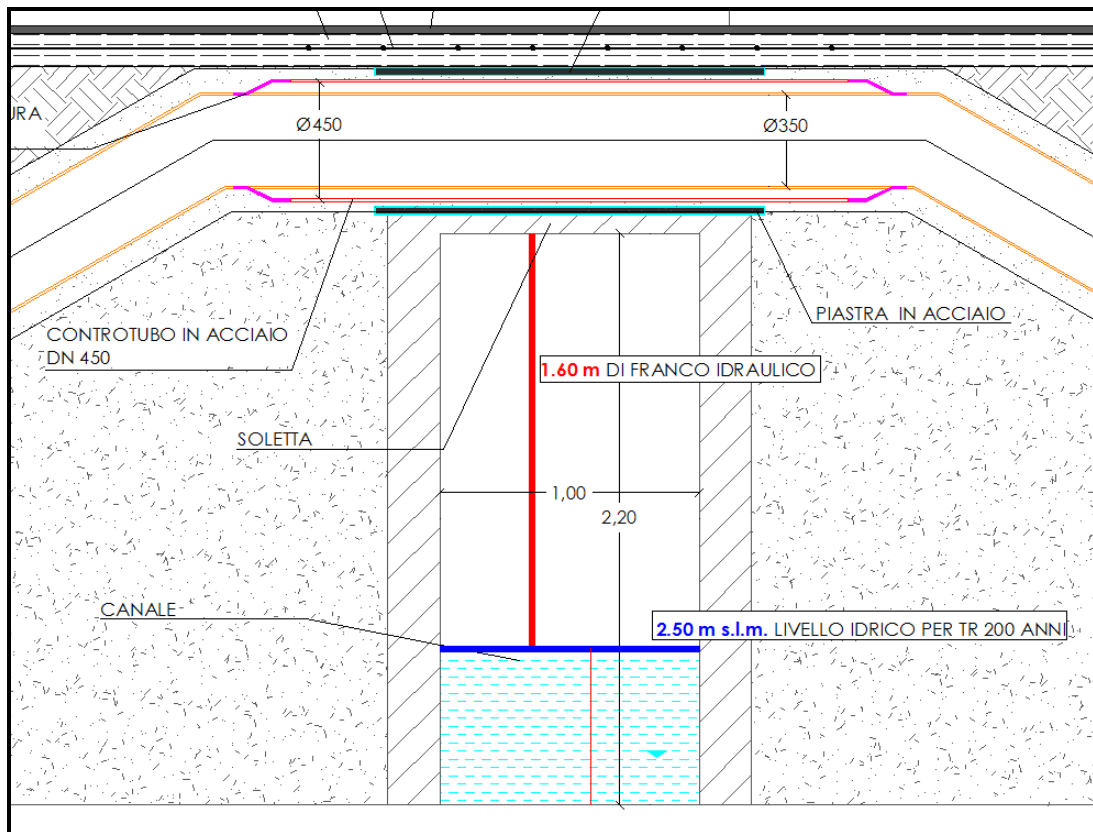


Figura 22 - Interferenza n. 14. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 14**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.

- Interferenza n. 15**

<b>INTERFERENZA N.15</b>		<b>CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO</b>		
Portata Q Tr200 (mc/s)	<b>2,19</b>	Formula 1: $0,7 v^2/2g$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0.87 (y)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	<b>1,60</b>	0,08	<b>1,00</b>	0,67

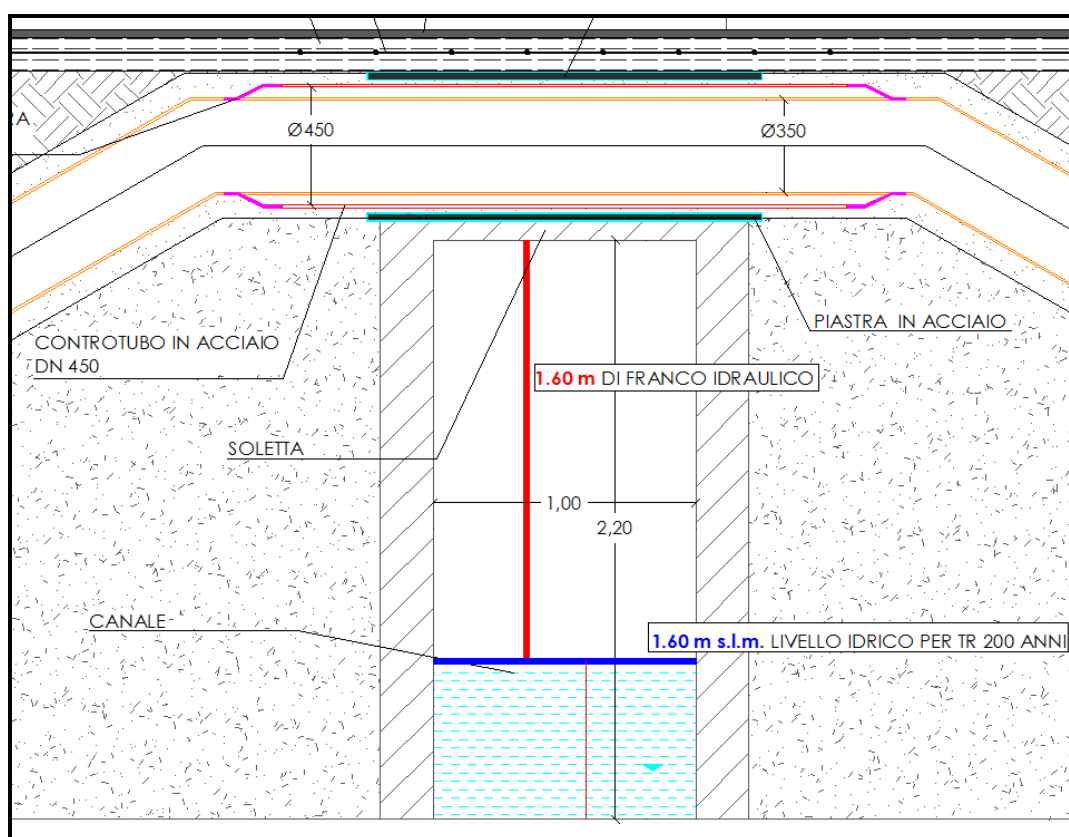


Figura 23 - Interferenza n. 15. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 15**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.

- Interferenza n. 16**

<b>INTERFERENZA N.16</b>		<b>CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO</b>		
Portata Q Tr200 (mc/s)	<b>0,90</b>	Formula 1: $0,7 v^2/2g$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0,87 (y)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	<b>1,33</b>	0,08	<b>1,00</b>	0,50

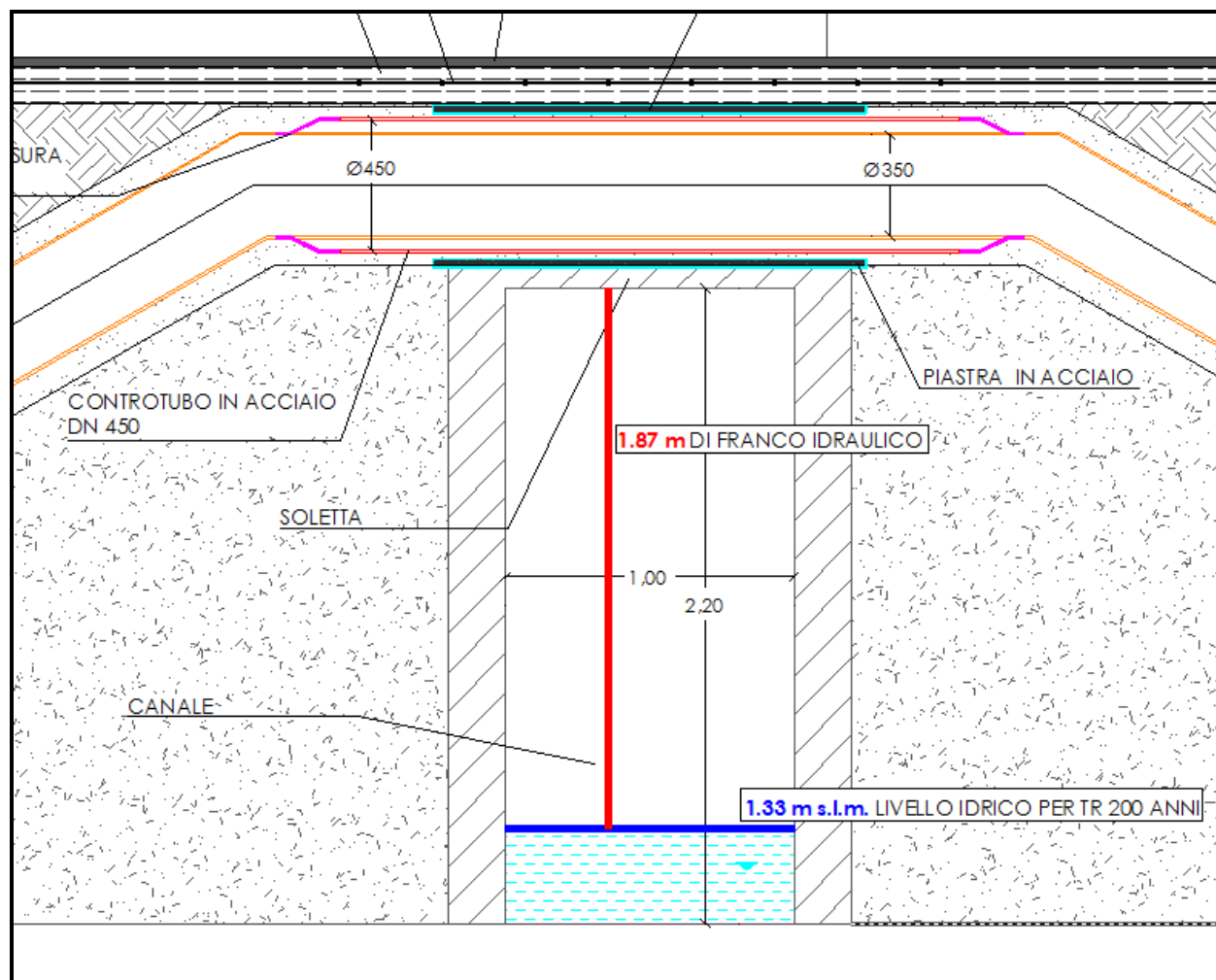


Figura 24 - Interferenza n. 16. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 16**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.

• **Interferenza n. 17**

<b>INTERFERENZA N.17</b>		<b>CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO</b>		
Portata Q Tr200 (mc/s)	<b>3,04</b>	Formula 1: $0,7 v^2/2g$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0.87 (y)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	<b>2,30</b>	0,08	<b>1,00</b>	0,44

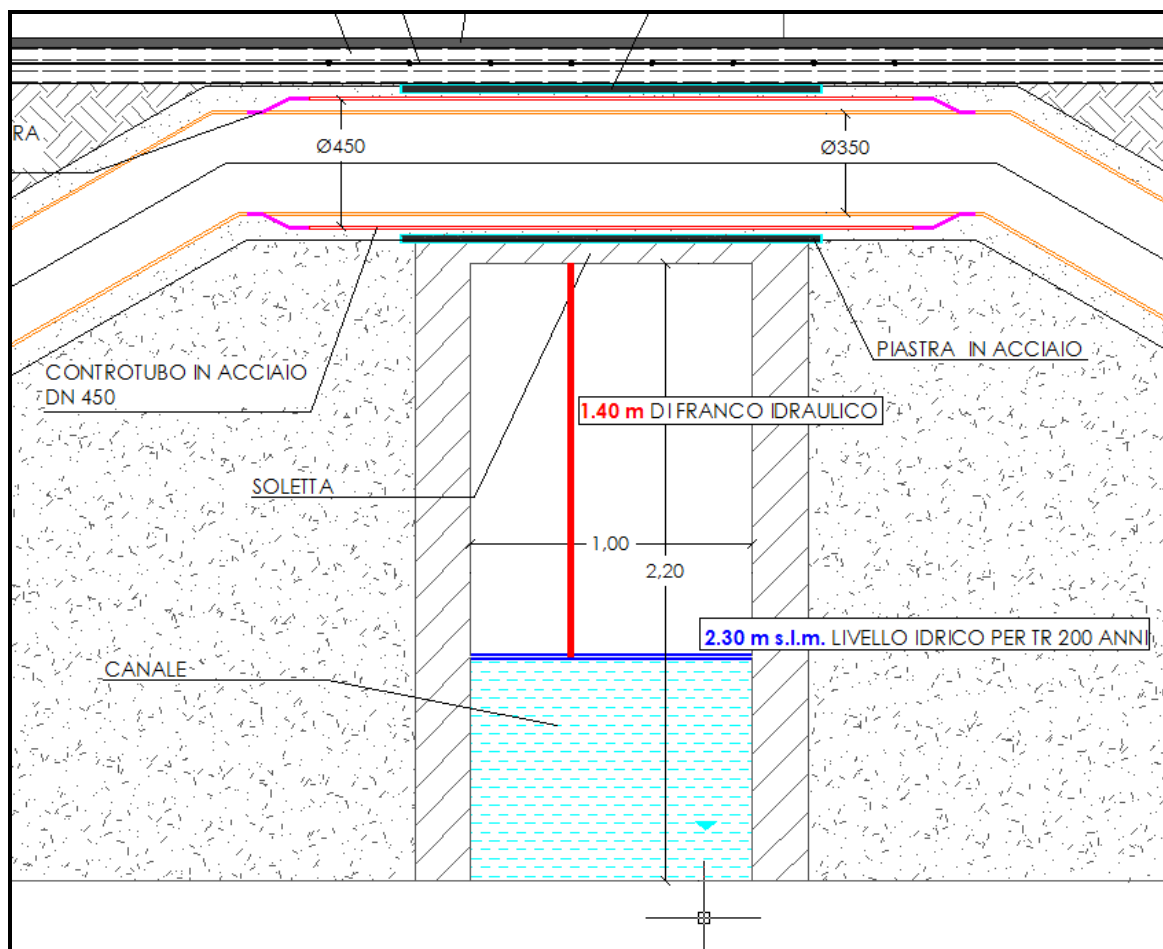


Figura 25 - Interferenza n. 17. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 17**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.



- Interferenza n. 18**

<b>INTERFERENZA N.18</b>		<b>CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO</b>		
Portata Q Tr200 (mc/s)	<b>2,97</b>	Formula 1: $0,7 \sqrt{2/g}$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0,87 (\gamma)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	<b>2,60</b>	0,08	<b>1,00</b>	0,73

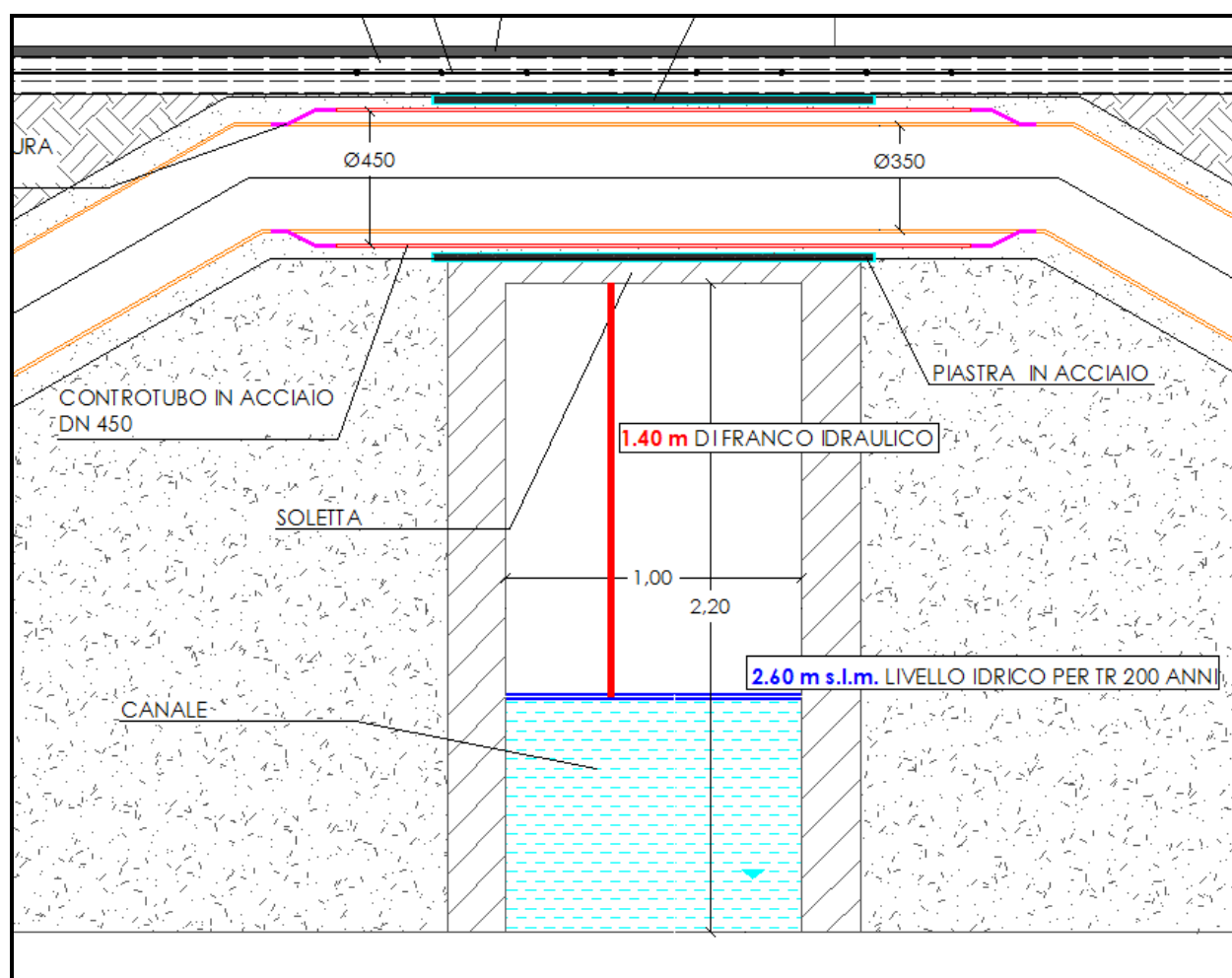


Figura 26 - Interferenza n. 18. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 18**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.

- Interferenza n. 19**

<b>INTERFERENZA N.19</b>		<b>CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO</b>		
Portata Q Tr200 (mc/s)	<b>1,96</b>	Formula 1: $0,7 \sqrt{v^2/2g}$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0,87 (\gamma)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	<b>3,00</b>	0,08	<b>1,00</b>	0,67

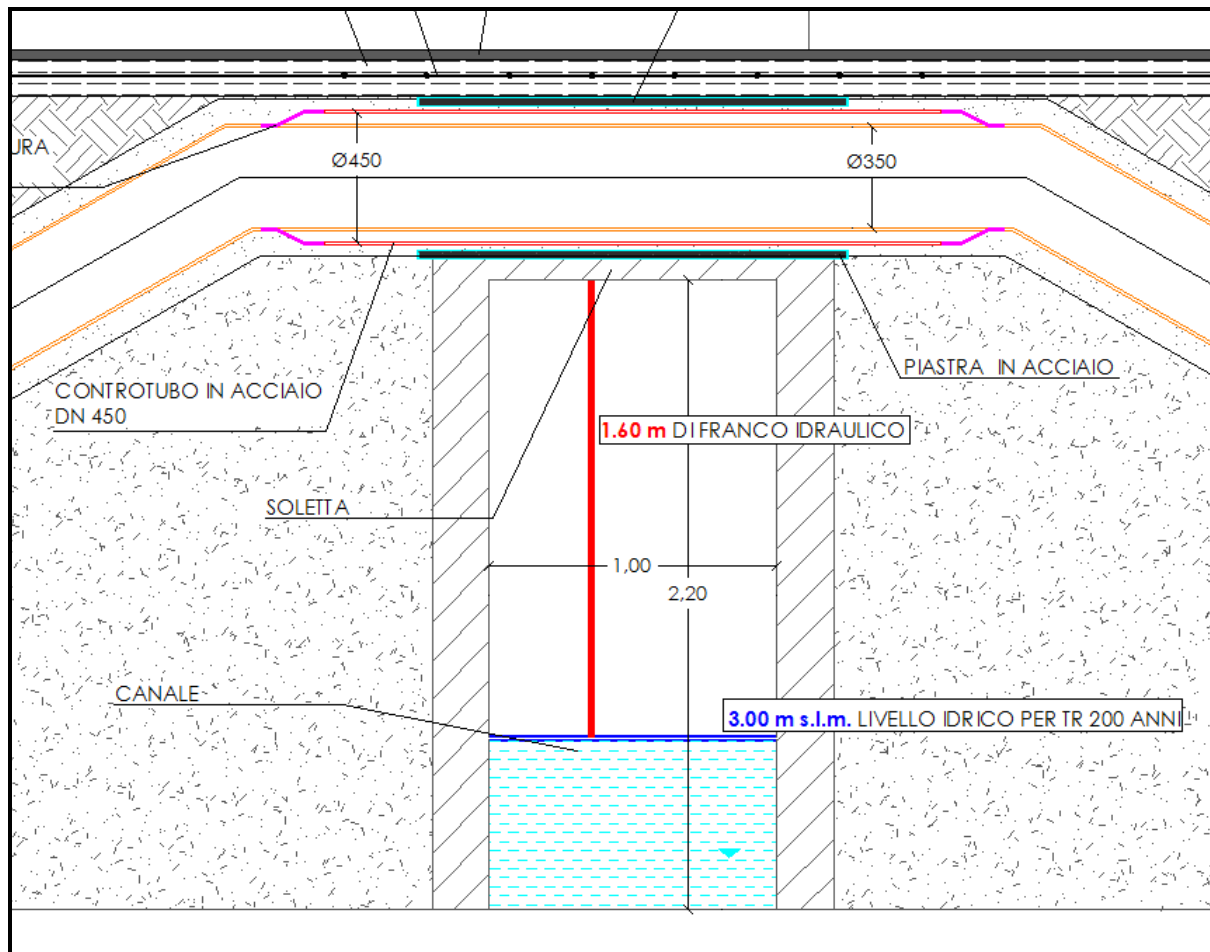


Figura 27 - Figura 28 - Interferenza n. 19. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 19**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.

- Interferenza n. 20**

INTERFERENZA N.20		CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO		
Portata Q Tr200 (mc/s)	2,30	Formula 1: $0,7 v^2/2g$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0.87 (y)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	2,15	0,08	1,00	0,70

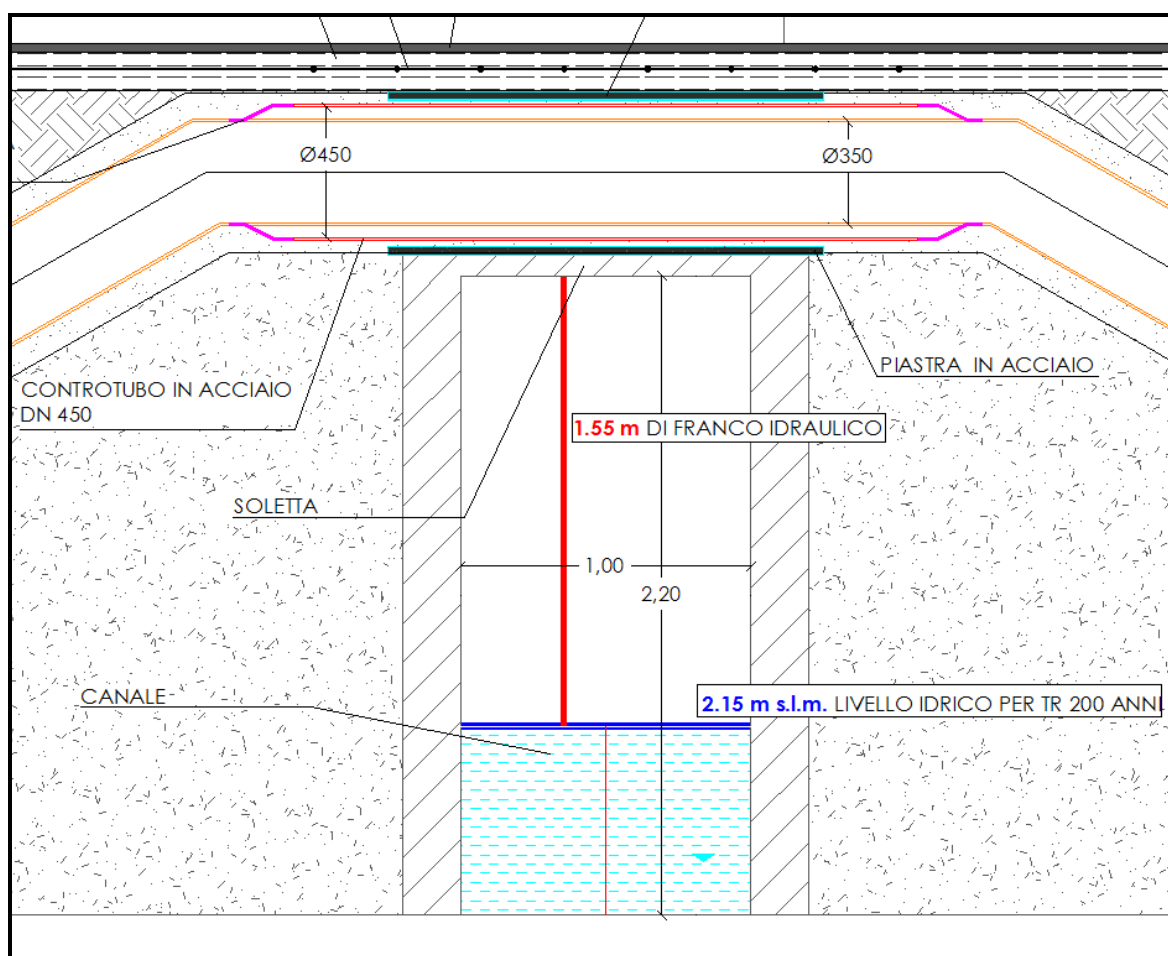


Figura 29 - Interferenza n. 20. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 20**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.

- Interferenza n. 21**

INTERFERENZA N.21		CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO		
Portata Q Tr200 (mc/s)	2,06	Formula 1: $0,7 \sqrt{2/g}$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0,87 (y)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	1,90	0,08	1,00	0,67

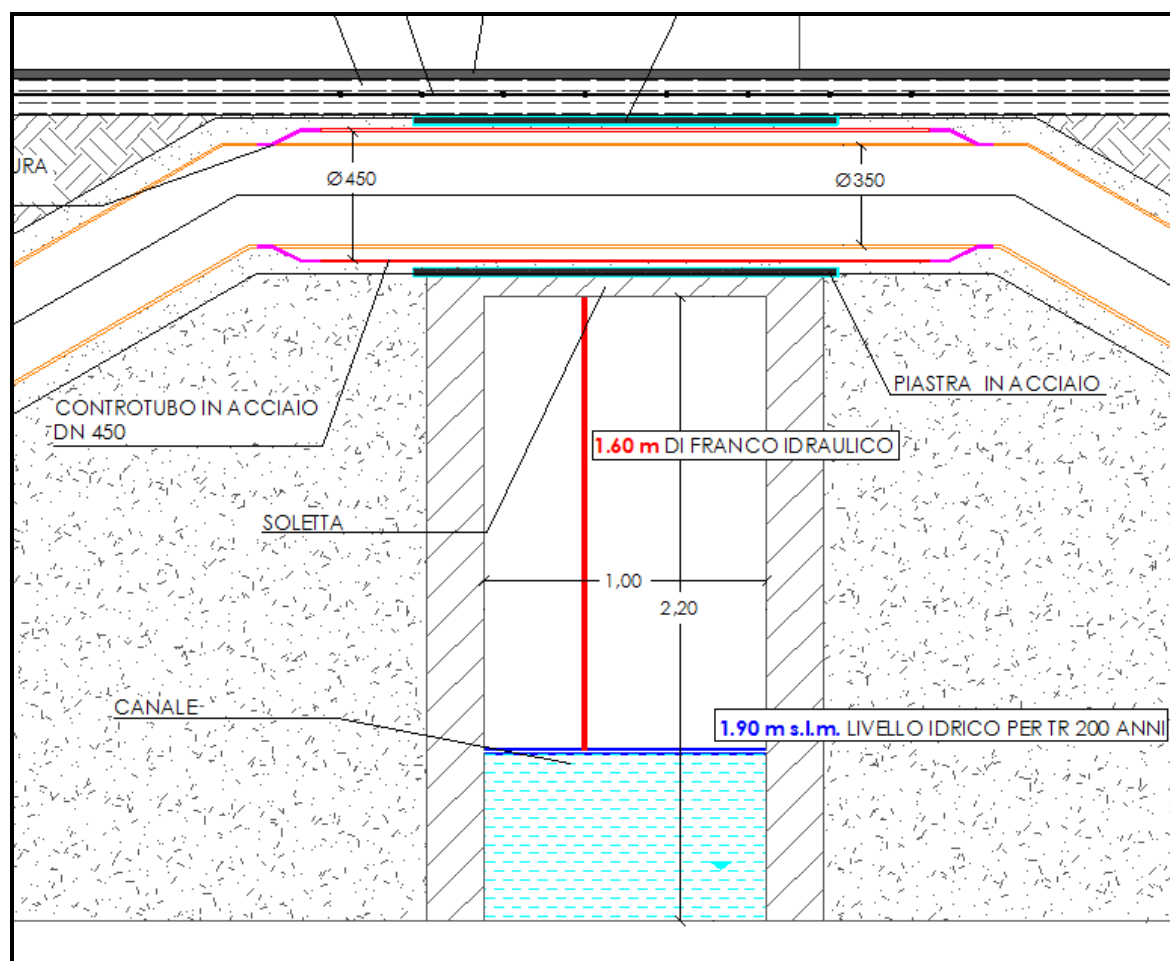


Figura 30 - Interferenza n. 21. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 21**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.

- Interferenza n. 31**

<b>INTERFERENZA N.31</b>		<b>CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO</b>		
Portata Q Tr200 (mc/s)	<b>5,09</b>	Formula 1: $0,7 v^2/2g$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0.87 (y)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	<b>23,90</b>	0,08	<b>1,00</b>	0,78

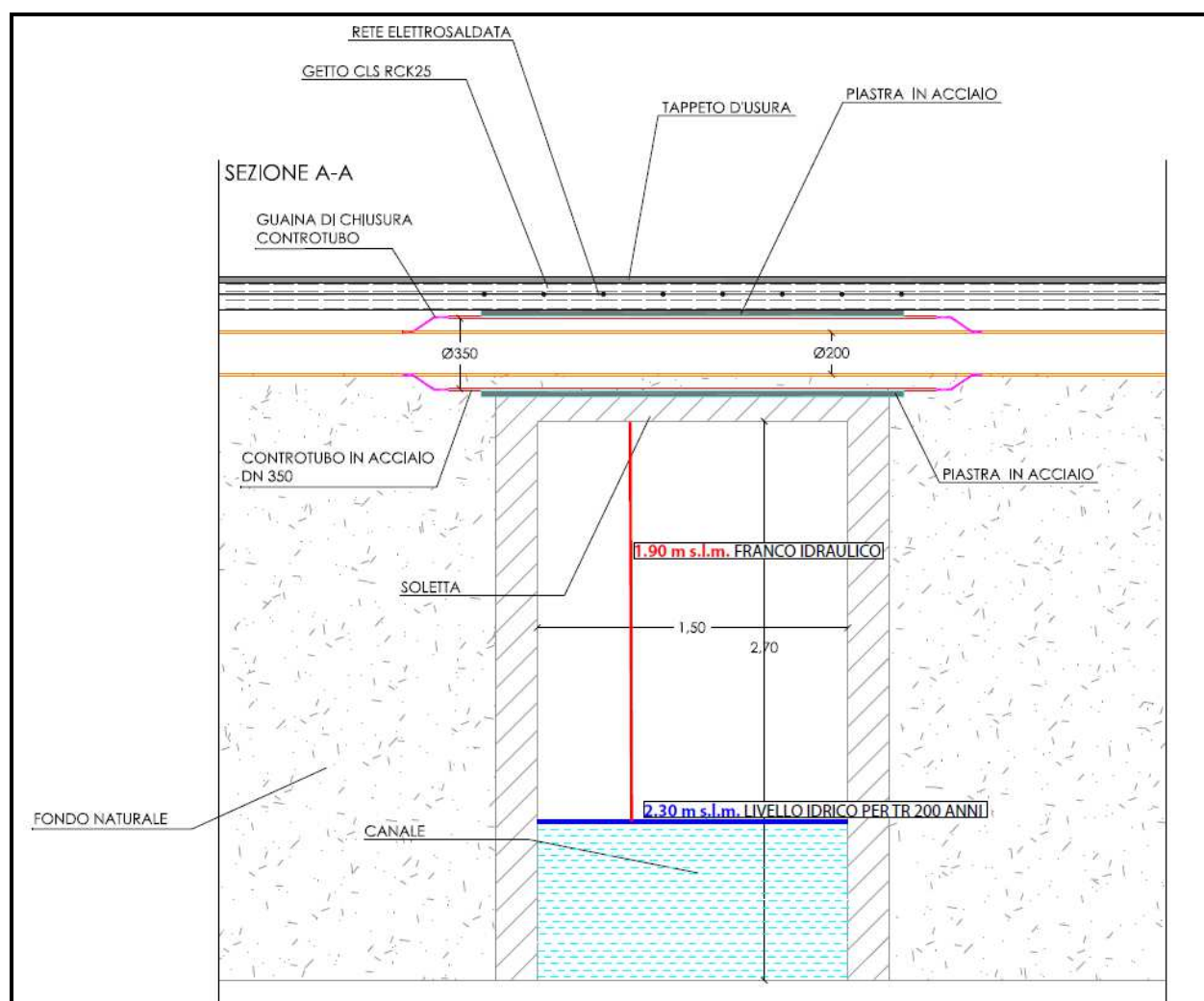


Figura 31 - Interferenza n. 31. Indicazione del livello idrico di riferimento (Tr=200 anni), e del franco idraulico.

La figura in alto riporta l'altezza del livello idrico relativo ai tempi di ritorno Tr dei 200 anni (linea blu), e il relativo franco idraulico (linea rossa) per **l'interferenza n. 31**.

Dai calcoli eseguiti si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.



## 8.2 Verifica di compatibilità dell'attraversamento staffato n. 32

L'interferenza n. 32 prevede l'attraversamento di una condotta DN300 staffata sulla sede stradale della Strada Provinciale Macomer-Oriстано, la quale interseca il canale tombato Terridi.

Il canale tombato è riportato nel Repertorio dei Canali Tombati della Regione Sardegna (elaborato del P.G.R.A.), con codice NU\_B068\_001.

Si tratta di un canale in cls armato a sezione trapezia con sezioni di ingresso e di uscita caratterizzate da un'area di 9 mq.

La condotta è prevista staffata su una mensola in acciaio al di sopra della gradonatura caratterizzante la sovrastruttura stradale esistente, come riportato nella figura sottostante.



Figura 32 – Ubicazione dell'interferenza n.32. In rosso: posizionamento della condotta staffata al manufatto.

E' stata effettuata l'analisi morfometrica e idrologica del bacino sotteso dall'interferenza n. 32, sulla base del modello digitale del terreno (DTM), con passo 1 m.

E' stato inoltre effettuato un overlay al fine di ottenere il valore del CN (Curve Number), relativo al bacino studiato.

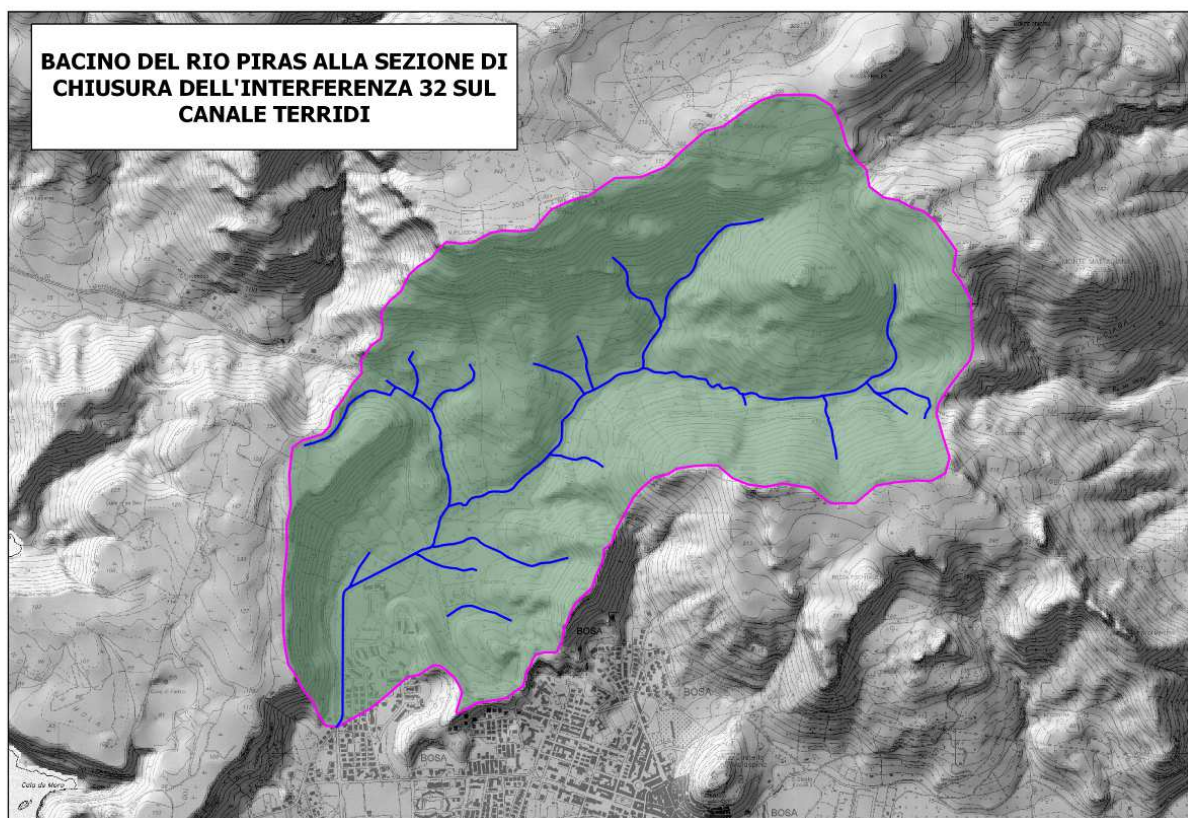


Figura 33 – Bacino idrografico sotteso dall'interferenza n. 32.



I dati ricavati per il bacino sotteso dall'interferenza n. 32 sono riassunti nella tabella seguente.

DATI BACINO ALLA SEZIONE DI CONTROLLO			
Superficie	A	Kmq	<b>4,81</b>
Perimetro	P	Km	<b>10,20</b>
Lunghezza asta principale	La	Km	<b>4,10</b>
Lunghezza del bacino	L	m	<b>3519,00</b>
Pendenza mediabacino	Im	m/m	<b>0,32</b>
Quota della sezione terminale	Ho	m slm	<b>6,60</b>
Quota alveo fluviale alla s.t.	h	m slm	<b>4,60</b>
Altitudine media bacino	hm	m	<b>144,39</b>
Altezza media bacino	Hm	m	<b>137,79</b>
Fattore di forma	F		<b>1,43</b>
velocità corrente	v	m/s	<b>1,50</b>
Tempo di corrivazione (Metodo SCS-CN)	Tc	h	<b>0,63</b>
Coefficiente ARF			<b>0,9198</b>
Pendenza media asta fluviale	i	m/m	<b>0,09</b>
Gruppo Omogeneo RAS			<b>1</b>
Sottozone Regione Sardegna	SZO		<b>1</b>
Curve Number	CN		<b>86</b>
Stima del massimo invaso del suolo	S		<b>40,89</b>
Altezza ragguagliata perdite iniziali	la		<b>8,18</b>
Coefficiente di deflusso	ψ		<b>0,90</b>

Tabella 8 – Analisi morfometrica del bacino sotteso dall'interferenza n. 32.

Sono state in seguito calcolate le portate attraverso i principali metodi adottati nel contesto regionale.

PORTATE INTERFERENZA N.32	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
	mc/s	mc/s	mc/s	mc/s
RAZIONALE CAO-PUDDU	63,11	72,16	82,61	95,53
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	64,11	73,62	<b>84,60</b>	98,30
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	62,05	71,36	81,91	94,75
LOG-NORMALE	68,61	78,45	89,81	103,86
CURVA DI INVILUPPO	55,21	77,60	98,49	111,92
TCEV-SCS	42,55	53,11	64,44	80,69
SIRCHIA FASSO'	167,88	167,88	167,88	167,88

Tabella 9 – Interferenza n. 32. Valori delle portate ai differenti tempi di ritorno.

Note le dimensioni della sezione del canale Terridi è stato verificato il calcolo della capacità di smaltimento della sezione idraulica.

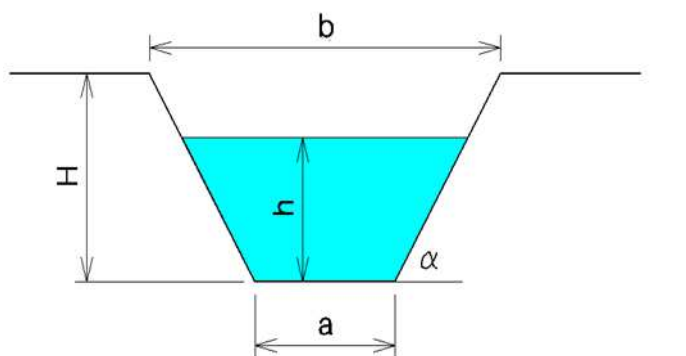
**CAPACITA' DI SMALIMENTO**  
**SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE**  
**per varie altezze d'acqua**

**CARATTERISTICHE SEZIONE**

<b>H</b>	<b>2,00</b>	ALTEZZA [m]
<b>a</b>	<b>3,00</b>	[m]
<b>b</b>	<b>6,50</b>	[m]

<b>p</b>	<b>1,5%</b>	Pendenza
<b>m</b>	<b>0,15</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter

<b>h [m]</b>	<b>Q[m³/sec]</b>
0,10	0,781
0,20	2,436
0,30	4,698
0,40	7,473
0,50	10,714
0,60	14,393
0,70	18,494
0,80	23,007
0,90	27,927
1,00	33,251
1,10	38,978
1,20	45,110
1,30	51,648
1,40	58,595
1,50	65,953
1,60	73,728
1,70	81,921
1,80	90,538
1,90	99,583
2,00	109,060



**h** = altezza d'acqua  
**Q** = portata all'altezza d'acqua

**Figura 34 – Risultati della verifica della sezione idraulica del canale Terridi. In rosso i valori di riferimento per le altezze riferite ai tempi di ritorno  $T_r$  dei 200 anni.**

La portata di riferimento considerata per il  $T_r200$  è pari a **84,60 mc/s** (Metodo Piga-Liguori). L'altezza d'acqua corrispondente calcolata per tale portata è **1,75 m**.

Dalla verifica idraulica effettuata si evince che il canale Terridi è dimensionato per contenere le portate riferite ai tempi di ritorno  $T_r$  dei 200 anni. Tale risultato è confermato dalla cartografia del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali che, in tale settore, riporta la perimetrazione della fascia C, caratterizzata da valori di altezze d'acqua riferibili a tempi di ritorno dell'ordine dei 500 anni, come riportato nella immagine seguente.

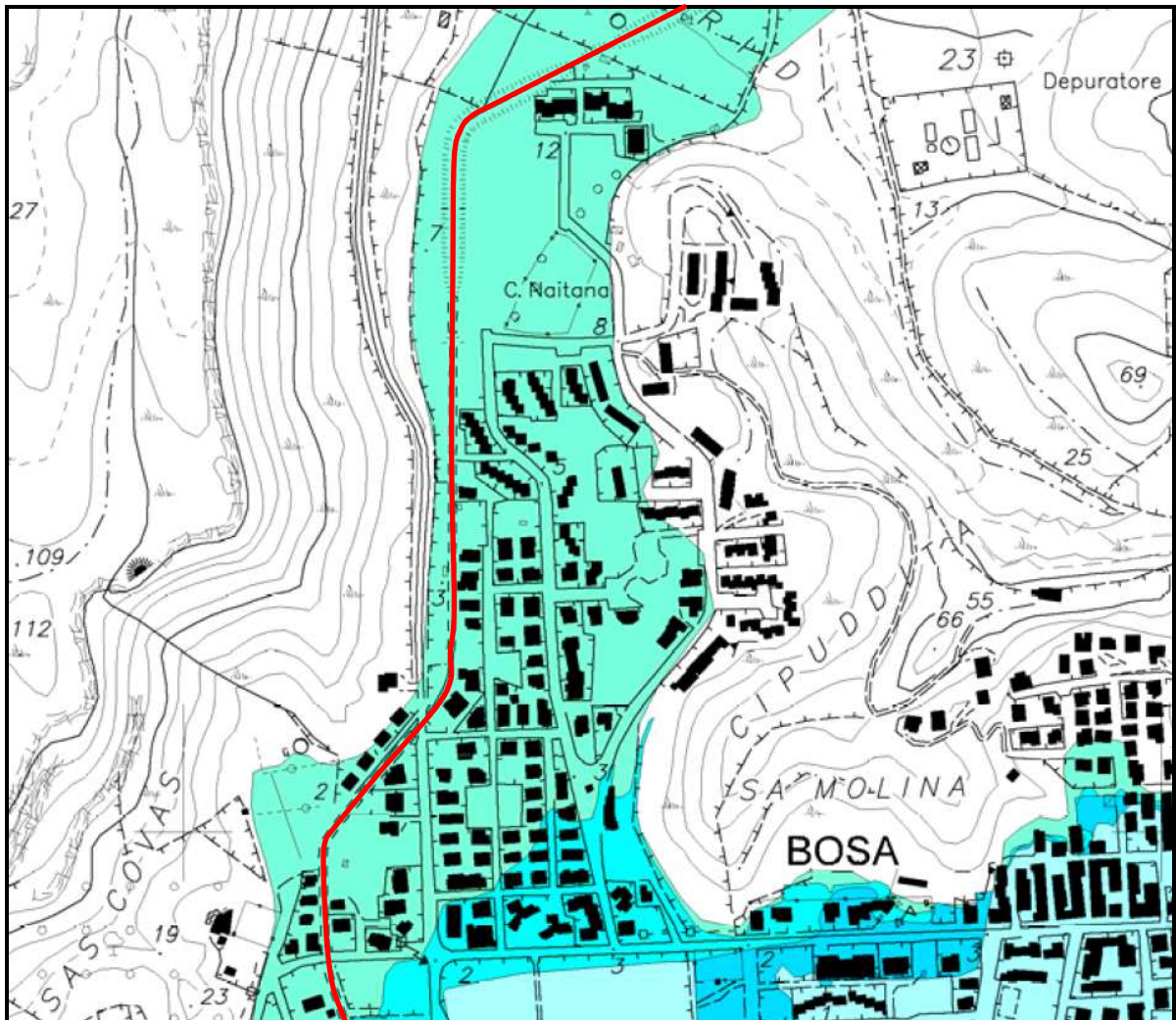


Figura 35 – Stralcio della Tavola TE015 del PSFF. In rosso: il canale Terridi.

Il franco idraulico minimo risultante dai calcoli è **1,15 m**.

INTERFERENZA N.32		CALCOLO FRANCO IDRAULICO MINIMO		
Portata Q Tr200 (mc/s)	<b>84,60</b>	Formula 1: $0,7 \sqrt{2g}$	Formula 2: 1,00	Formula 3: $0,87 (\gamma)^{1/2+ay'}$
Altezza H Tr200 (m s.l.m.)	<b>6,35</b>	0,08	1,00	<b>1,15</b>

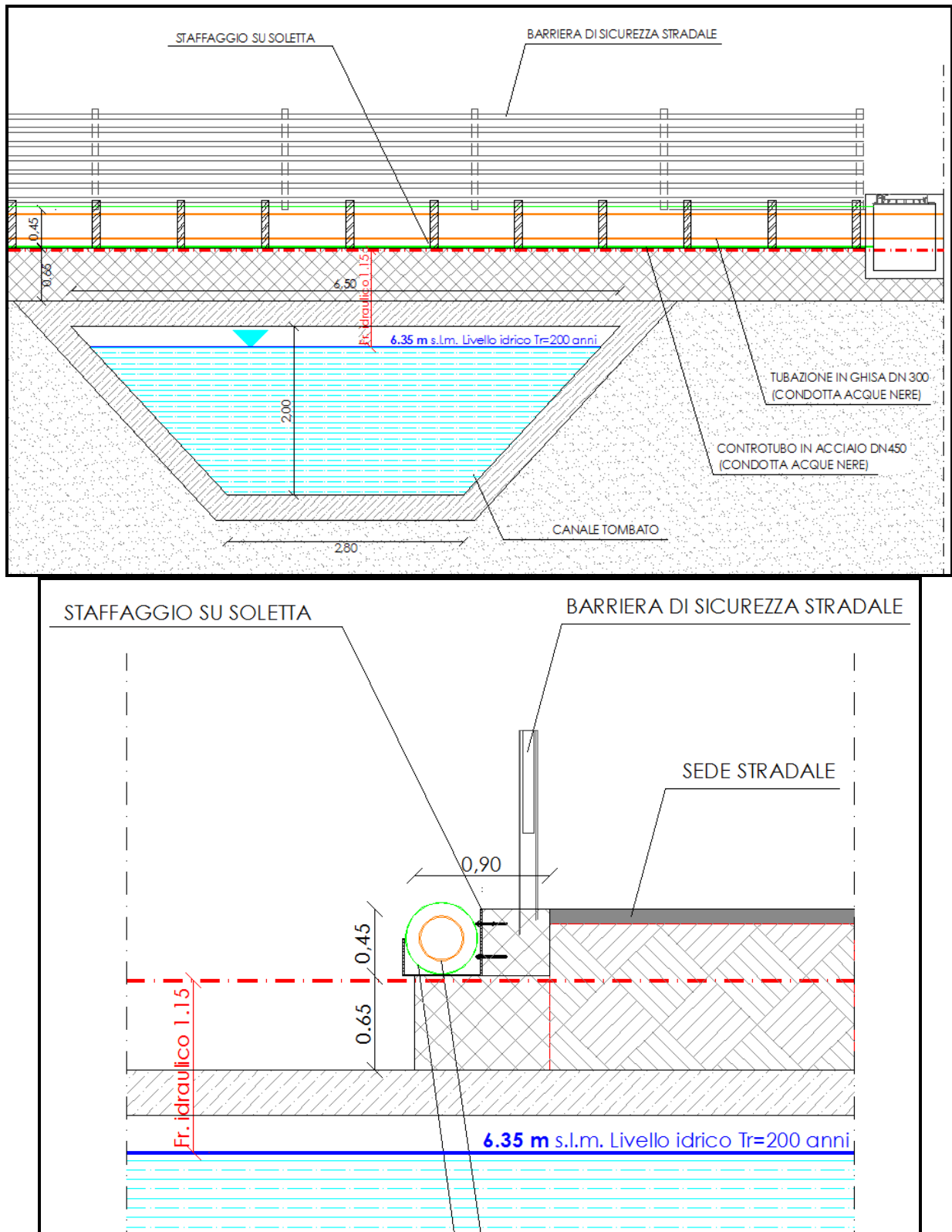


Figura 36 – Stralcio dell'elaborato Tav.11.19. Nella tavola sono riportati: il livello idrico Tr200 e il franco idraulico calcolato.

Dall'analisi dei calcoli eseguiti riportati anche nel particolare costruttivo di risoluzione dell'interferenza n. 32 (elaborato di progetto 11.19), si evince la compatibilità della soluzione progettuale con i livelli idrici considerati e il rispetto del franco idraulico minimo.

## **9 ANALISI IDRAULICA**

I casi particolari degli attraversamenti n. 22 e n. 25 sono stati approfonditi a causa della immediata vicinanza degli impianti di sollevamento S13 e S7.

L'interferenza n. 22 sul rio Turas è stata risolta con un attraversamento pensile sostenuto da degli ancoraggi in cls.

Al fine di verificare la compatibilità di tale soluzione con l'assetto idraulico del corso d'acqua è stata effettuata una analisi di calcolo Hec-Ras in condizioni di moto permanente. È stato pertanto possibile determinare le altezze d'acqua a i differenti tempi di ritorno ed ottenere una perimetrazione delle aree soggette a pericolosità idraulica Hi.

L'interferenza n. 25 su rio Noesala è stata risolta con un attraversamento in subalveo. L'analisi di calcolo in condizioni di moto permanente è stata tuttavia condotta al fine di verificare la compatibilità dell'adiacente impianto di sollevamento S7 con l'assetto idraulico del corso d'acqua e con le aree soggette a pericolosità idraulica Hi.

### **9.1 Determinazione delle condizioni di moto permanente**

#### **DETERMINAZIONE DEL PROFILO DELLA CORRENTE**

Il profilo della corrente è stato determinato ipotizzando condizioni di moto permanente, dato che le variazioni di portata nel tempo in occasione delle piene naturali non sono così rapide da rendere necessaria un'analisi in condizioni di moto vario.

Il buon inasamento della corrente consente altresì di considerare la corrente con una schematizzazione monodimensionale, essendo assenti esondazioni con componenti del moto ortogonali all'asse del corso d'acqua, e potendo così ricorrere a schemi di calcolo sufficientemente semplici da non destare problemi numerici e necessità di complesse analisi di sensitività per la validazione del modello stesso.

In particolare, è stato utilizzato il codice di calcolo HEC RAS, descritto nel paragrafo successivo.

### **9.2 Il codice di calcolo Hec-RAS**

HEC RAS è un codice sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. Il software è in grado di analizzare e risolvere i calcoli legati al tracciamento del profilo idrico di un corso d'acqua in regime di moto permanente e/o in regime di moto vario, nonché le problematiche legate al trasporto solido.

---

In ciascuna di queste tre tipologie di studio il programma è in grado di utilizzare sia le proprietà intrinseche del terreno (in particolare in termini di coefficiente di scabrezza di Manning), sia le proprietà geometriche della sezione del corso d'acqua.

### 9.3 Componenti idrauliche dell'analisi

Questa componente del sistema di modellazione è da utilizzare per il calcolo della superficie idrica di correnti gradualmente variate. Il sistema può analizzare una rete di canali o un singolo corso d'acqua.

Per l'analisi del moto, HEC RAS richiede la portata nota su ogni ramo (o parte di esso), inoltre è necessario definire le condizioni al contorno a monte (che saranno valide per una corrente veloce) e a valle (che saranno valide per una corrente lenta) dei rami unitamente alle caratteristiche delle confluenze; il software permette di imporre una corrente lenta, un regime di corrente veloce ovvero di determinare autonomamente il profilo della corrente in regime misto.

Le condizioni al contorno utilizzabili sono:

- altezza nota del pelo libero;
- passaggio per l'altezza critica;
- altezza di moto uniforme (per una particolare pendenza assegnata); □ scala delle portate.

La procedura di calcolo è basata sulla risoluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia, in cui le perdite di carico sono valutate tramite il coefficiente di scabrezza di Manning.

É possibile valutare i fenomeni di contrazione e allargamento della corrente tramite opportuni coefficienti di contrazione/espansione allorquando si abbiano variazioni di sezione in corti tratti (è il caso ad esempio in cui si hanno restringimenti dovuti al passaggio tra le pile di un ponte ed il conseguente allargamento).

Nei casi in cui la corrente non dovesse essere gradualmente variata viene utilizzata l'equazione del momento della quantità di moto (automaticamente, con l'opzione "regime misto", nei passaggi da corrente veloce a lenta, o su opzione nelle confluenze).

Il punto di partenza è l'input della geometria del sistema, costituito dal corso d'acqua principale e da tutti gli affluenti, le sezioni trasversali, tutte le interferenze (ponti, passaggi all'interno di condotte circolari, a sezione rettangolare e comunque di qualunque forma, chiuse, ma in generale ogni variazione di sezione e/o la sua ostruzione).

Ogni sezione, di un determinato ramo del corso d'acqua, è identificata univocamente da un numero positivo, crescente nel verso opposto a quello di scorrimento della corrente (quindi da valle verso monte).

In generale ognuna di queste sezioni è suddivisa in tre porzioni che in prima istanza possono essere pensate come la savanella centrale (main channel) e le due aree golenali adiacenti (left overbank e right overbank). Tale suddivisione consente di ripartire la corrente in tre porzioni,



considerando, per ognuna, velocità, portata e scabrezza diverse (è il caso, ad esempio, di savanella rivestita ed aree golenali con una certa copertura vegetale), ma con pari energia totale.

Una volta completato l'input geometrico dei dati, occorre fornire i valori di portata da mettere in conto nelle sezioni.

Nei casi di moto permanente il valore della portata  $Q$  è costante nel tempo, e sarà possibile fornire un valore di  $Q$  per ciascuna sezione, o, più semplicemente, si può inserire il valore solo nelle sezioni che hanno un cambiamento di portata. Nei casi di moto vario è possibile fornire un idrogramma con portata variabile col passo temporale desiderato. Nei casi di moto vario è possibile valutare l'efficacia di un'eventuale cassa d'espansione, così come gli effetti di un'idrovora che da tale area di espansione dovesse pompare le acque su un altro corpo idrico etc.

I risultati ottenuti tramite il calcolo possono essere visualizzati graficamente, quali ad esempio l'andamento del profilo longitudinale con l'indicazione del fondo del corso d'acqua, l'altezza critica, l'altezza di moto uniforme, la quota del pelo libero, l'altezza totale e tutte le altre grandezze che servono a descrivere compiutamente il moto.

Ovviamente le stesse grandezze possono essere ricavate in forma tabellare sezione per sezione.

#### **9.4 Determinazione del profilo di moto permanente**

Il calcolo è stato effettuato sulla base dei seguenti elementi:

- il profilo della corrente è stato valutato considerando un moto permanente per tronchi omogenei chiusi alle sezioni di interesse. Rispetto alle reali condizioni del moto, che in generale presenta variazioni di portata nel tempo, si avranno delle differenze, tuttavia, l'involuppo dei massimi livelli idrici riscontrabili in un transitorio di portata variabile non sono, in generale, superiori dei livelli idrici riscontrabili in moto permanente, ovviamente per la data portata assunta; la portata considerata è stata considerata costante lungo i diversi tratti omogenei degli alvei studiati, con incrementi in corrispondenza delle confluenze;
- le perdite di carico sono state valutate con la consueta espressione di Chezy e valutazione del coefficiente mediante la formula di Manning, ponendo cautelativamente il coefficiente  $n=0.035$  corrispondente ad un canale in terra con grado di irregolarità dell'alveo, variazione della sezione ed effetto relativo delle ostruzioni non trascurabile. Per la stima del coefficiente di scabrezza  $n$  si è adottato un metodo utilizzato dal U.S. Soil Conservation Service. Secondo questo metodo, ad ogni elemento che influenza la scabrezza di un alveo viene associato un contributo di scabrezza, e la scabrezza complessiva viene calcolata tramite l'espressione:

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5) n_6 \quad (10)$$

dove  $n$  è il coefficiente di Manning complessivo, mentre gli  $n_i$  sono i contributi dovuti a vari parametri descrittivi delle condizioni dell'alveo.



## 9.5 Attraversamento sul Rio Turas

### 9.5.1 Localizzazione planimetrica del corso d'acqua

Il reticolo idrografico introdotto in Hec Ras e le sezioni utilizzate per le simulazioni sono indicati nella seguente immagine:

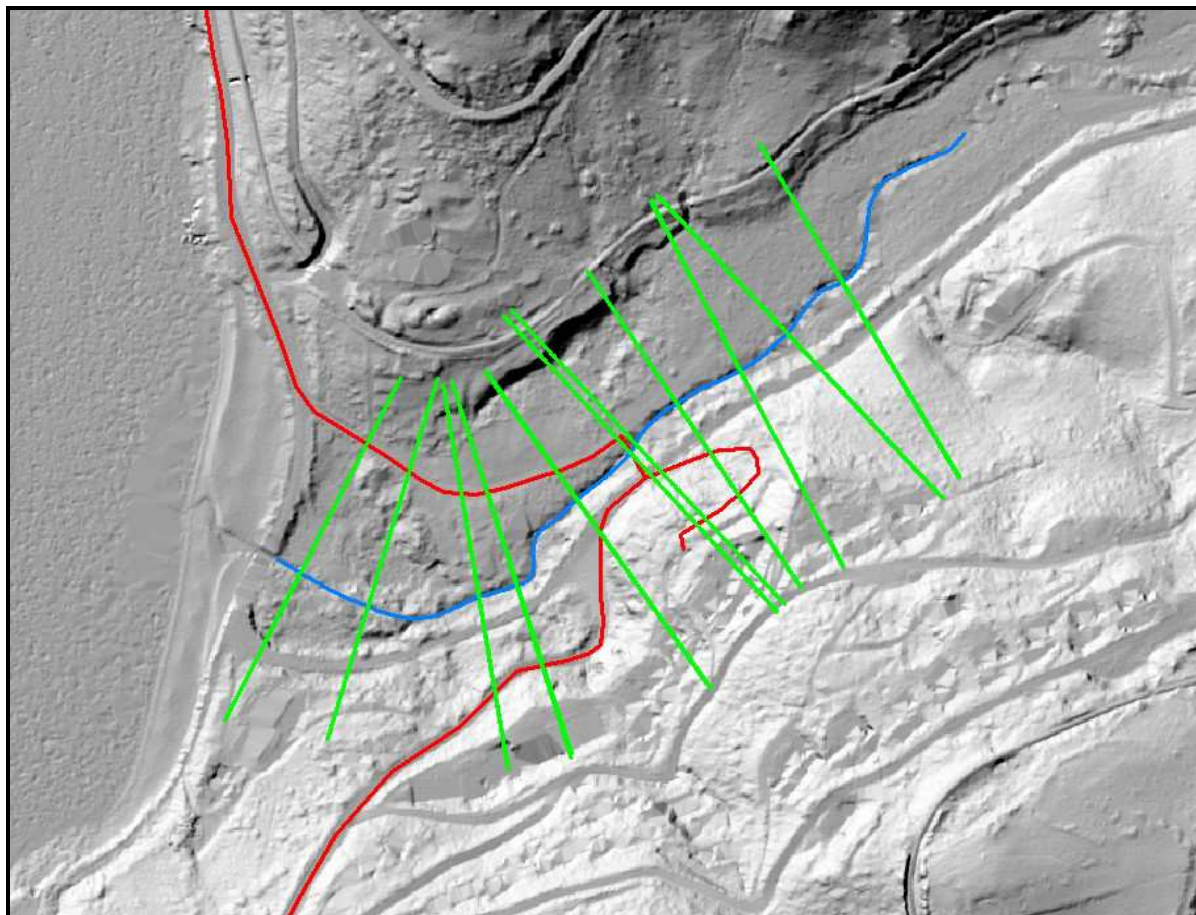


Figura 22 – Ubicazione delle sezioni utilizzate per le simulazioni idrauliche.

### 9.5.2 Verifica idraulica

Le verifiche idrauliche sono state condotte nell'ipotesi di moto permanente mediante l'utilizzo del software River Analysis System dell'Hydrologic Engineering Center degli Stati Uniti (HEC-RAS 5.0.1).

Sono state eseguite due analisi di moto permanente nelle condizioni ante- e post-operam.

Sono stati calcolati i profili del pelo libero relativi alle portate di colmo con portate di piena aventi tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni, prodotte dall'intero bacino imbrifero sotteso dal canale colatore oggetto di studio.

- La geometria delle sezioni trasversali dell'alveo inserite nel software è stata acquisita dalla cartografia in scala 1:2000 e dalla cartografia DTM di precisione (passo di campionamento = 1 m).

Relativamente alla condizione al contorno di valle, in corrispondenza dello sbocco a mare dei vari tratti fluviali, si è fatto riferimento a quanto assunto nel Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.

Nel dettaglio viene assunto il sovrizzo del livello medio del mare, dovuto alla sovrapposizione degli effetti dovuti alla marea astronomica, variazione del livello dovuta alle condizioni di tempesta e sovrizzo dovuto al frangimento, per un valore complessivo pari a 1,80 m s.m.

La scabrezza di Manning è stata assunta pari a 0.030 Nelle aree golenali e pari a 0.05 negli alvei naturali.

La simulazione numerica è stata compiuta in regime mixed.

In totale sono state eseguite quattro simulazioni in moto permanente considerando lo stato attuale del reticolo idrografico con le portate ottenute con tempi di ritorno di 50, 100, 200, 500 anni. I profili del pelo libero sono stati calcolati da una sezione all'altra immediatamente successiva risolvendo l'equazione dell'energia con un processo iterativo. Per maggiori dettagli sui risultati ottenuti si rimanda alle planimetrie, sezioni e profili allegati alla presente relazione.

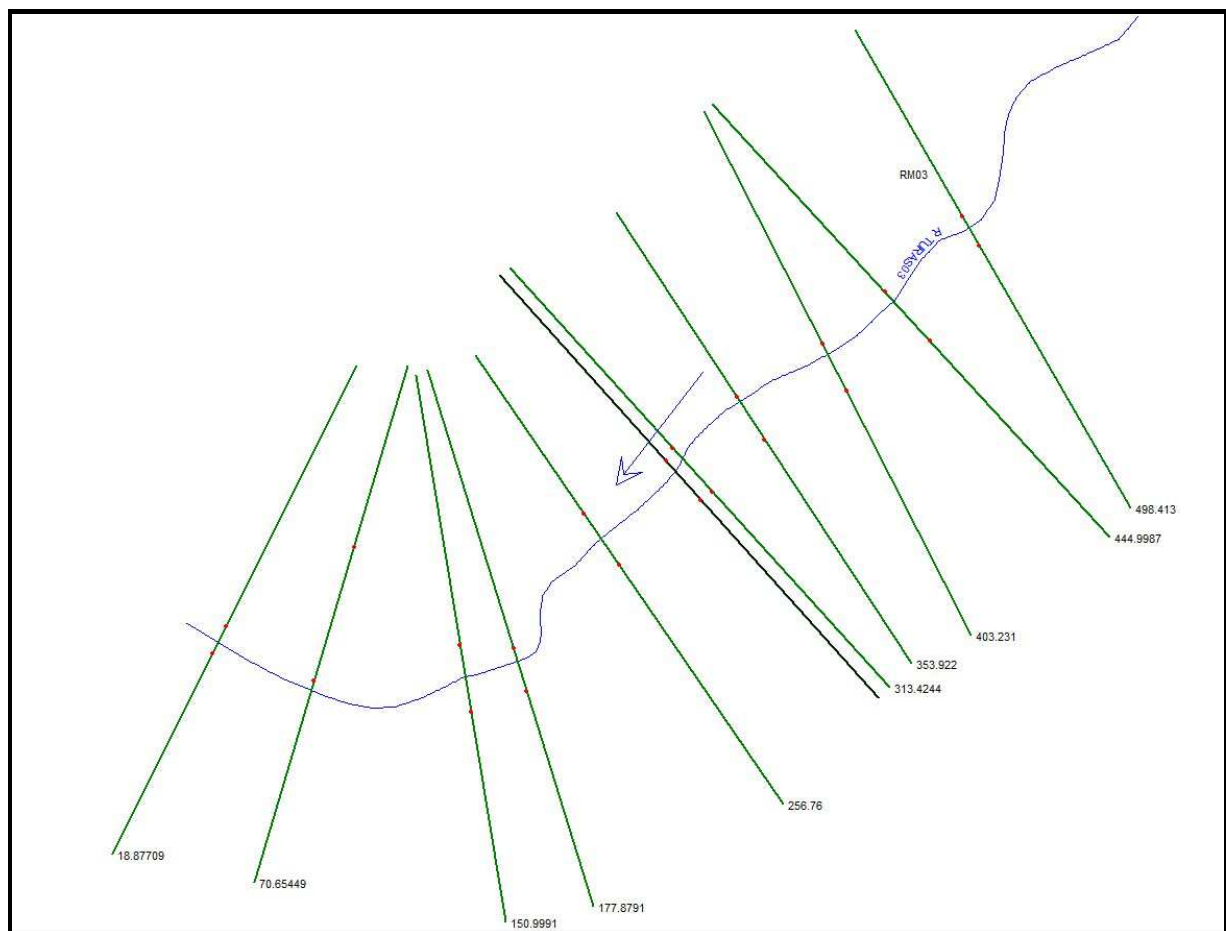


Figura 23 – Geometrie delle sezioni idrauliche (attraversamento rio Turas).

### 9.5.3 Risultati del calcolo Hec-RAS

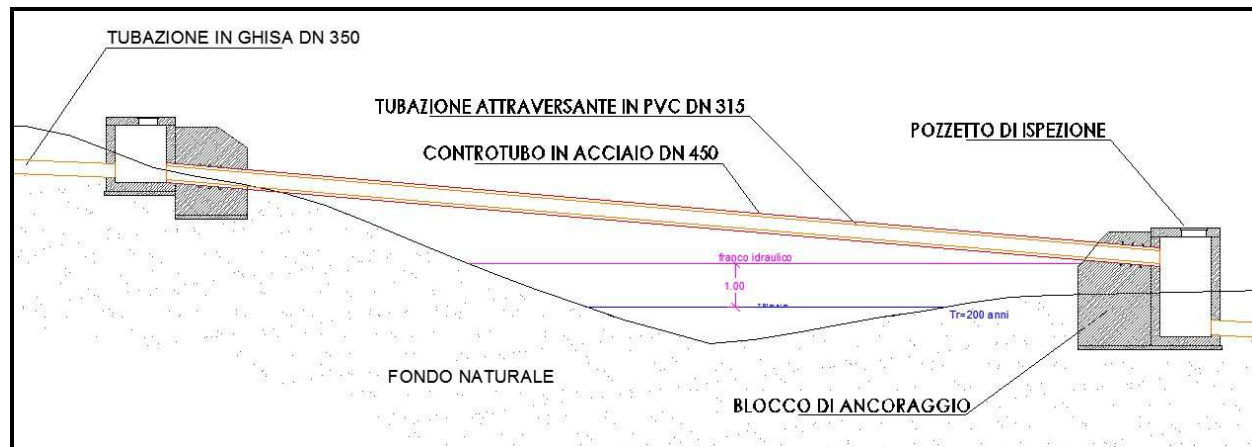
Nel caso specifico dell'attraversamento n. 22 sul rio Turas, il codice di calcolo HEC-RAS è stato utilizzato in condizioni di moto permanente e i valori di portata al colmo applicati nelle simulazioni, che per definizione restano costanti nel tempo, sono stati definiti nell'ambito dell'analisi idrologica.

Per quanto attiene le condizioni al contorno, come già specificato, la portata in ingresso sul tratto considerato è stata valutata pari alla portata al colmo per il tempo di ritorno considerato.

Come si evince dalle figure di seguito la risoluzione dell'attraversamento è stata affrontata posizionando la condotta pensile ad una altezza **tale da rispettare il franco idraulico di 1.00 m ottenuto, ottenuto attraverso le indicazioni contenute nella deliberazione RAS n. 40/11 del 1.10.2012.**

Formula 1	Formula 2	Formula 3
$0,7 \frac{v^2}{2g}$	1,00	$0.87 (y)^{1/2} + \square y'$
(m)	(m)	(m)
<b>0.41</b>	<b>1.00</b>	<b>0.30</b>

**Tabella 7 – Risultati del calcolo del franco idraulico per l'attraversamento n. 22 sul rio Turas.**



**Figura 24 – Stralcio dell'Elab. 3.17. Risoluzione dell'attraversamento n. 22 sul rio Turas.**

A seguito della simulazione idraulica è inoltre emerso che **l'impianto di sollevamento S13 non costituisce ostacolo al deflusso idrico**, come si evince dallo stralcio dell'elaborato 3.17 allegato al progetto, che riporta la perimetrazione delle aree soggette a pericolosità idraulica Hi.

In allegato vengono riportate:

- le sezioni idrauliche con i livelli idrici raggiunti per le portate corrispondenti ai vari tempi di ritorno, **nello scenario ex-post**;
- le principali grandezze idrauliche in forma tabellare, per ciascuna delle sezioni introdotte nel modello di simulazione **relative allo scenario post-operam**.

#### 9.5.4 Verifica di stabilità delle sponde in corrispondenza dell'attraversamento pensile n.22 sul Rio Turas

L'attraversamento pensile è previsto per la risoluzione dell'interferenza con il Rio Turas. È necessario eseguirlo per favorire lo scorrimento dell'acqua a caduta e in questo caso la condotta attraversante sarà in PVC del DN 315 e verrà posata all'interno di un controtubo in acciaio del DN 450. Il tubo camicia verrà installato su due blocchi di ancoraggio, posizionati nelle due sponde del fiume e arriverà sino ai due pozzetti di ispezione (uno per sponda).

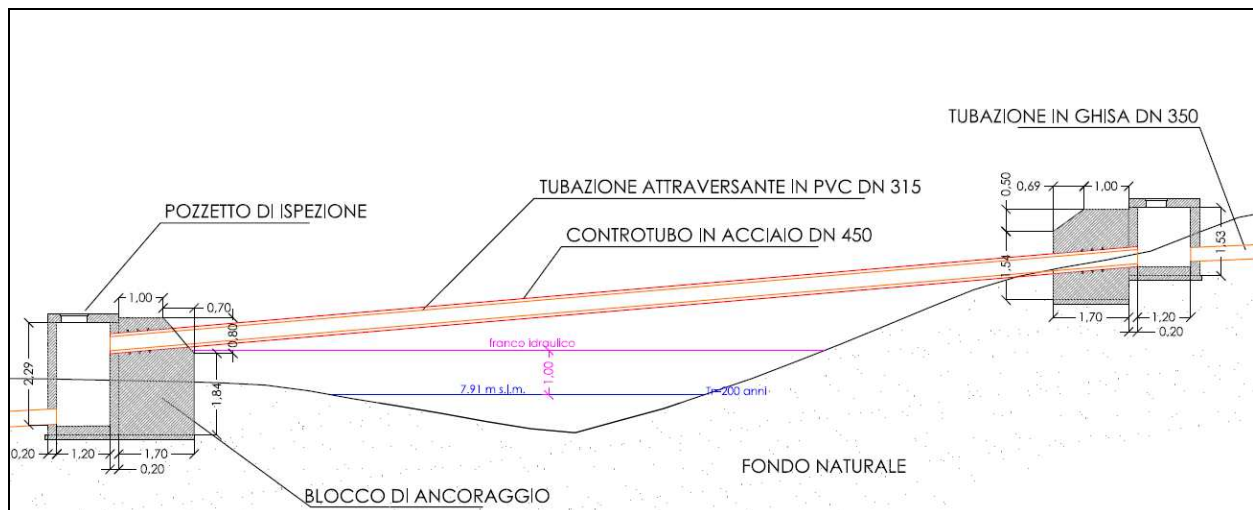


Figura 37 – Attraversamento pensile sul Rio Turas.

Si è resa necessaria la verifica di stabilità nella sponda in sinistra idrografica, caratterizzata da una pendenza pari del 39,4%.

Le sponde del Rio Turas in questo settore del corso d'acqua sono caratterizzate dalla presenza di una fitta vegetazione, carattere questo che ne conferisce stabilità.

Per l'analisi della stabilità della sponda è stata effettuata una verifica comprando la sponda ad un pendio con il metodo dell'equilibrio limite.

Il software utilizzato per tale verifica è Slope della Geostru.

Per il calcolo della stabilità della sponda sono state inseriti i seguenti dati:

- profilo longitudinale del versante mediante rilievo della zona in esame e utilizzo del modello digitale del terreno DTM con passo 1 m, disponibile nel sito del geoportale della Regione Sardegna;
- caratteristiche geotecniche dei sedimenti e dei litotipi caratterizzanti l'area dell'attraversamento sul Rio Turas;
- falda affiorante con quota corrispondente all'altezza idrica riferita al tempo di ritorno  $T_r$  pari ai 200 anni;
- carico sul versante costituito dal peso del blocco di ancoraggio e del pozzetto previsto in progetto (carico distribuito pari a 0,5 kg/cmq).

La definizione delle ipotetiche superfici di rottura, sulle quali effettuare l'analisi, è stata condotta cercando di investigare il maggior numero di superfici della sezione in esame impostando una maglia di centri di rotazione delle superfici circolari e definendo la profondità dell'indagine tracciando un fascio di rette rispetto alle quali le superfici di scivolamento saranno tangenti, definite dalle distanze fra centri di rotazione e le rette.

Caratteristica comune dei metodi dell'equilibrio limite globale è quella di ipotizzare la superficie di scivolamento lungo cui si svilupperà il moto franoso e quindi determinare il Fattore di Sicurezza del pendio attraverso un bilancio tra le forze destabilizzanti, agenti sulla zona in movimento, e le forze resistenti massime generate dalle tensioni presenti lungo tale superficie.

Tutti i metodi noti in letteratura considerano la massa in potenziale movimento suddivisa in conci e delimitata inferiormente da una superficie circolare su cui avverrebbe lo scivolamento.

Le risultanti dei carichi e delle tensioni neutre sono in generale note sia in intensità che in posizione (sono infatti o direttamente definite o facilmente calcolabili dai dati del problema).

Tutte le altre sono da considerare incognite sia in termini di intensità che di posizione.

Per l'intero pendio, che pensiamo di suddividere in  $n$  trincee, si hanno così le seguenti variabili:

- $n-1$  risultanti normali  $E'$  agenti sulle  $(n-1)$  interfacce;
- $n-1$  risultanti tangenziali  $T$  agenti sulle  $(n-1)$  interfacce;
- $n$  risultanti tangenziali  $S$  agenti sulle  $n$  intercette della superficie di scivolamento;
- $n-1$  ascisse di applicazione delle forze normali  $N'$ ,
- 1 fattore di sicurezza  $F$  del pendio;

per un totale quindi di  $(6n-2)$  incognite.

D'altra parte, per ciascuna delle  $n$  strisce del pendio, possiamo scrivere tre equazioni di equilibrio di corpo rigido (in direzione orizzontale, verticale ed alla rotazione) ed una condizione Mohr-Coulomb.

Il problema, così caratterizzato da  $4n$  equazioni e  $(6n-2)$  incognite, risulta ovviamente sottoderterminato e richiede pertanto  $(2n-2)$  assunzioni indipendenti per potere essere risolto in modo univoco.

La maggior parte dei metodi dell'equilibrio limite assume come noto il punto di applicazione della forza normale  $N$  agente alla base della striscia (generalmente posizionato nel punto medio). In tal modo restano ancora  $n-2$  assunzioni da effettuare.



Un modo semplice di introdurre ulteriori assunzioni è quello di definire la posizione delle forze orizzontali di interfaccia E' (come nel metodo di Janbu) od il rapporto T/E' tra le forze verticali ed orizzontali di interfaccia (come nel metodo di Bishop).

Ciò conduce però ad un totale di (n-1) assunzioni e pertanto rende sovradeterminato il problema: diventa cioè impossibile verificare contemporaneamente tutte le equazioni di equilibrio del problema di cui almeno una viene ad essere ignorata (ad esempio l'equazione globale alla traslazione orizzontale nel metodo di Bishop o quella alla rotazione globale nel metodo di Janbu).

Metodi totalmente equilibrati, che verificano cioè tutte le equazioni del problema, si ottengono introducendo un ulteriore parametro incognito che permetta di pareggiare il numero di equazioni e di incognite.

Per i risultati analitici di calcolo si rimanda al report allegato alla presente relazione.

Di seguito si riportano i risultati dei coefficienti di sicurezza ottenuti con i principali metodi utilizzati.

- Metodo di Fellenius

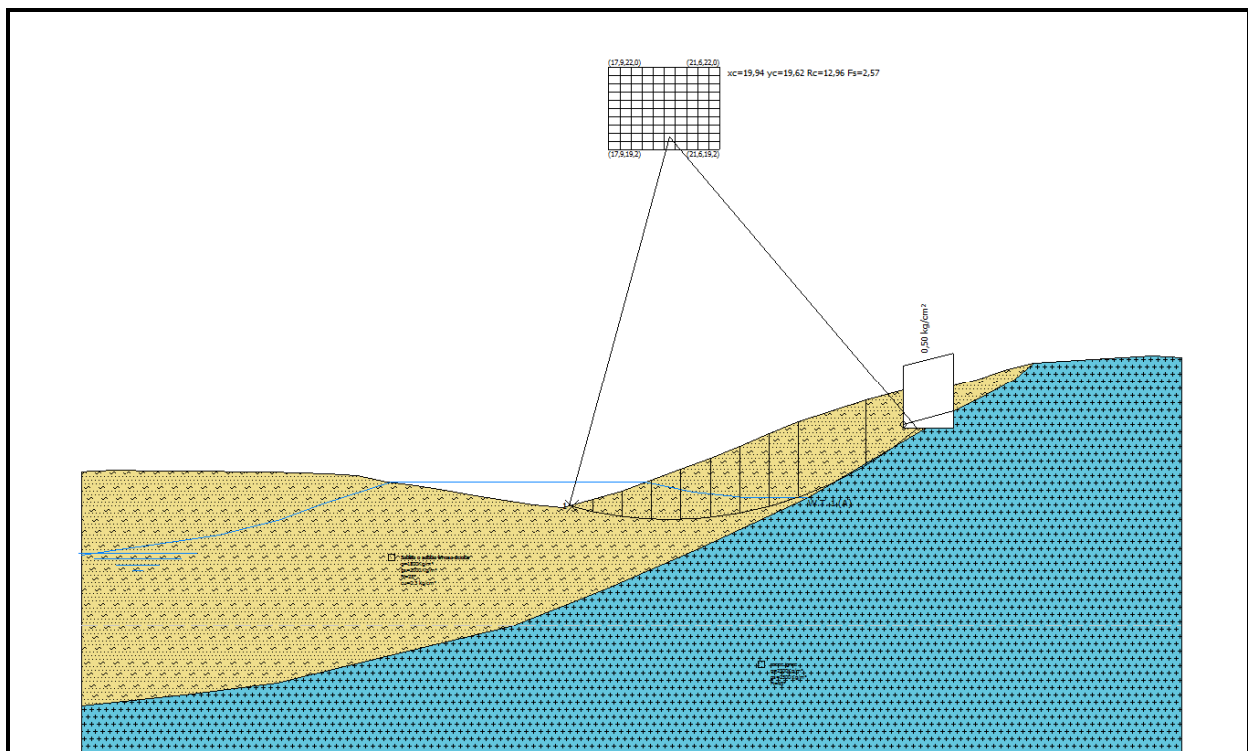


Figura 38 – Calcolo della superficie di rottura con il fattore di sicurezza più basso ( $F_s=2,57$ ). Metodo di Fellenius.

- Metodo di Bishop

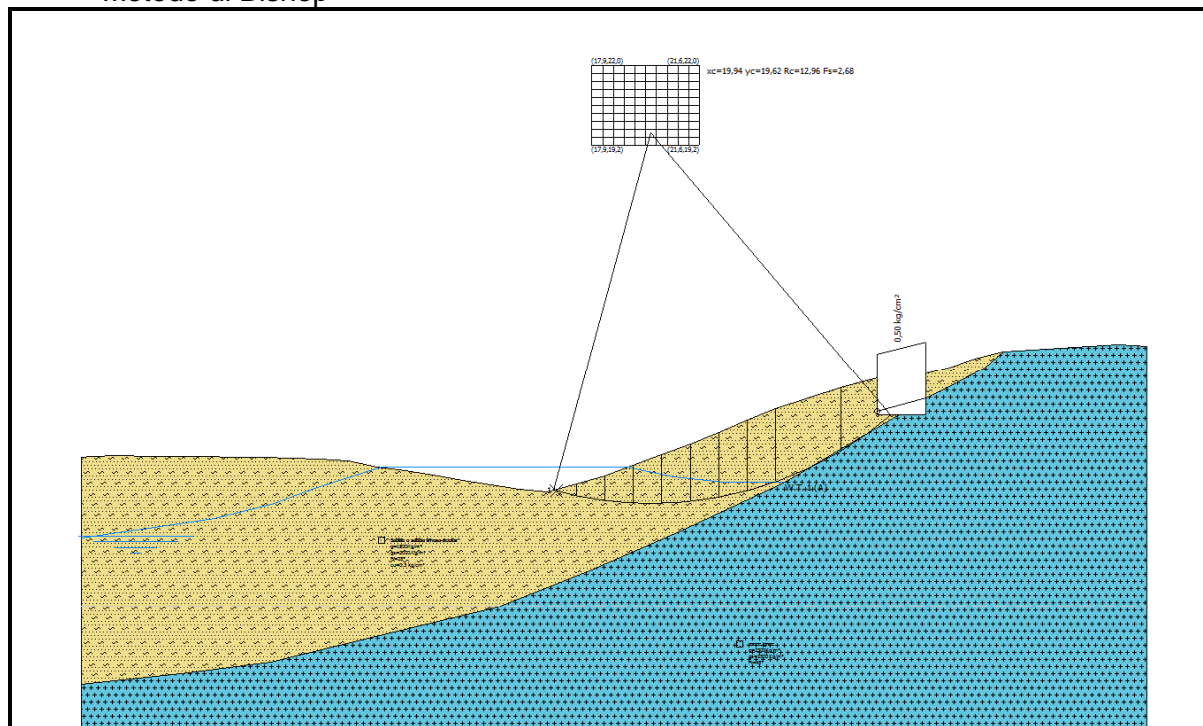


Figura 39 - Calcolo della superficie di rottura con il fattore di sicurezza più basso ( $F_s=2,57$ ). Metodo di Fellenius.

- Metodo di Janbu

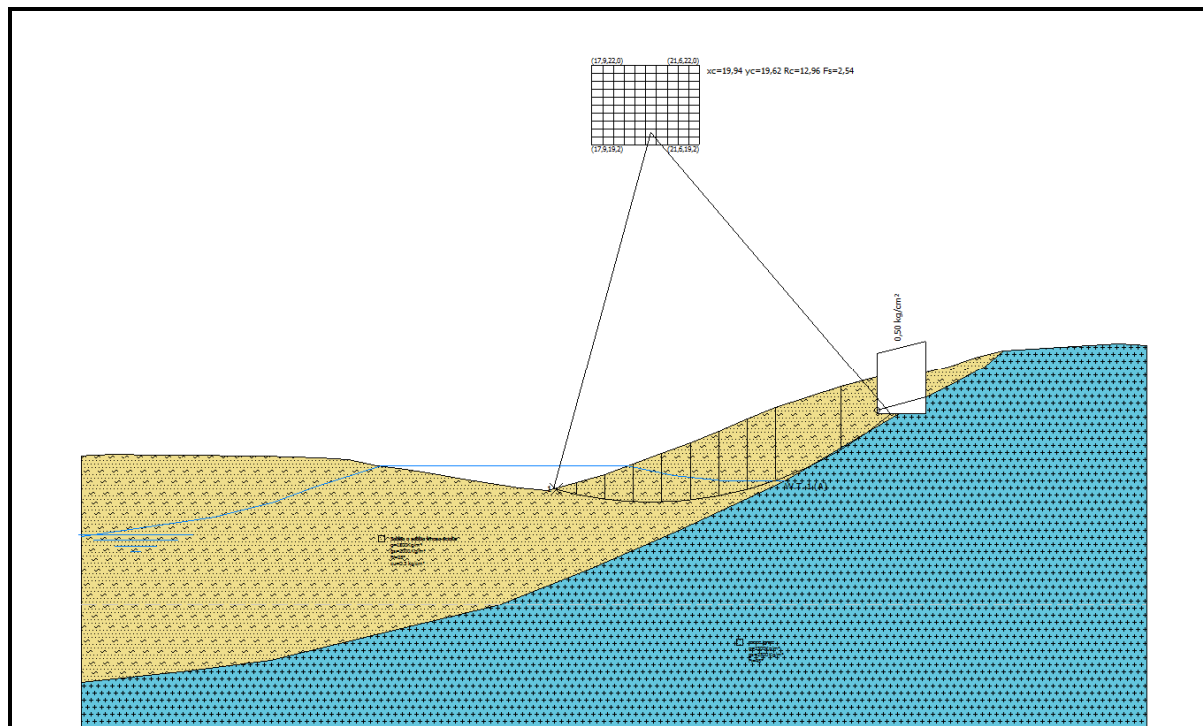


Figura 40 - Calcolo della superficie di rottura con il fattore di sicurezza più basso ( $F_s=2,54$ ). Metodo di Janbu.



- Metodo di Bell

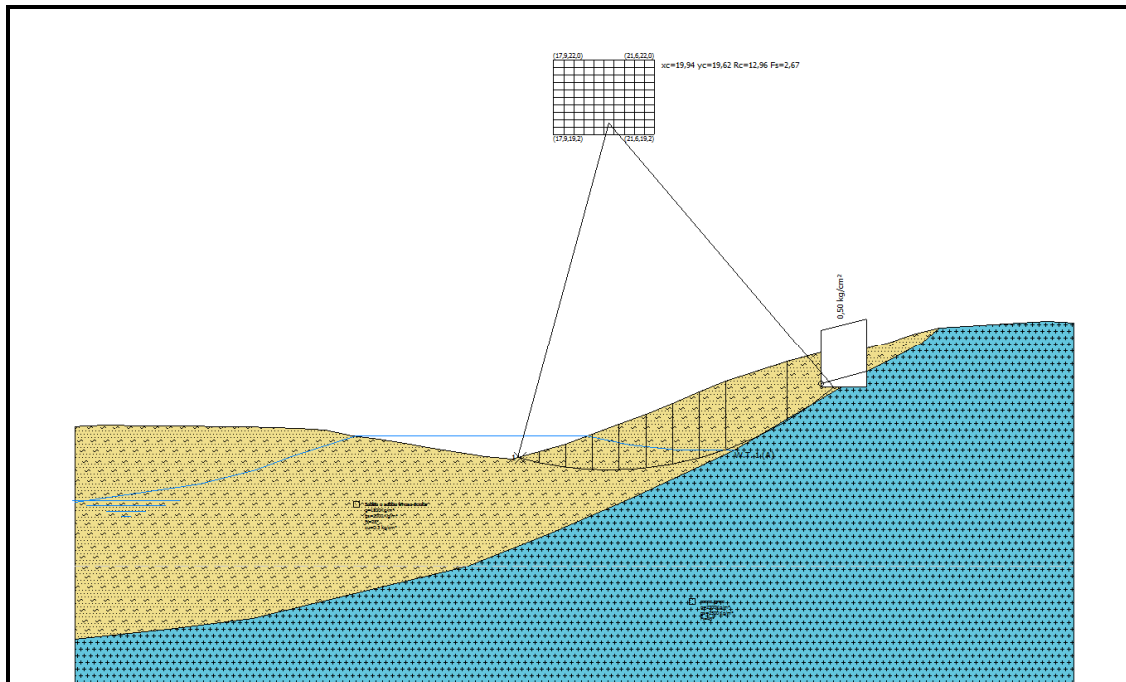


Figura 41 – Calcolo della superficie di rottura con il fattore di sicurezza più basso ( $F_s=2,67$ ). Metodo di Bell.

- Metodo di Sarma

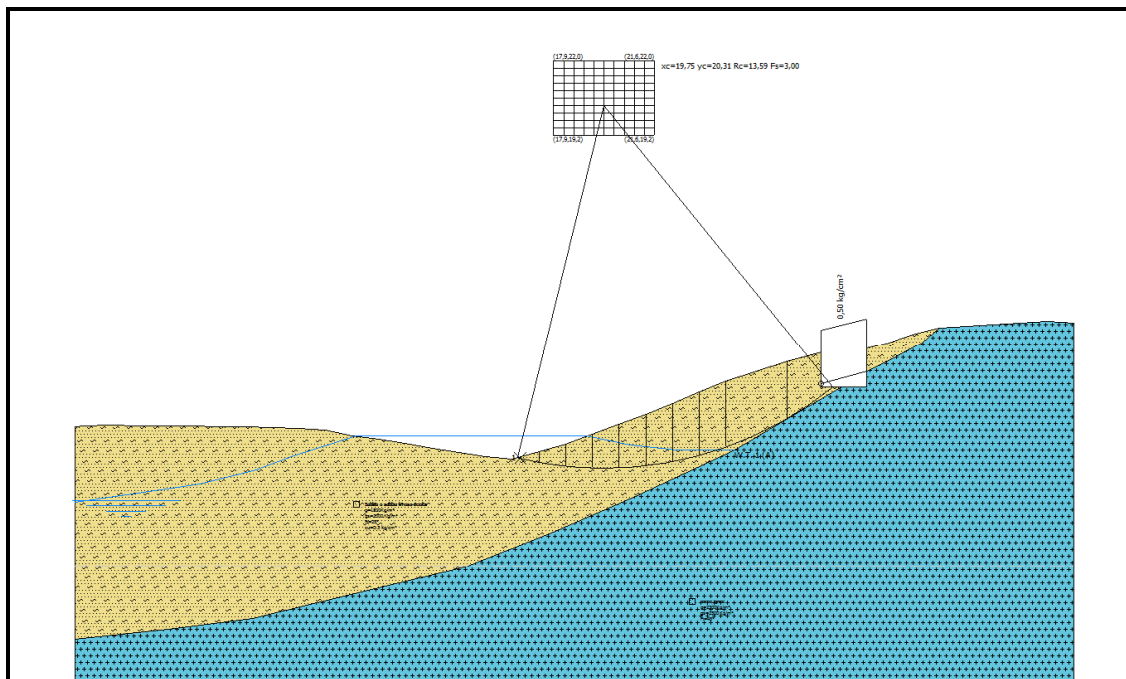


Figura 42 - Calcolo della superficie di rottura con il fattore di sicurezza più basso ( $F_s=3,00$ ). Metodo di Sarma.

- Metodo di Morgenstern-Price

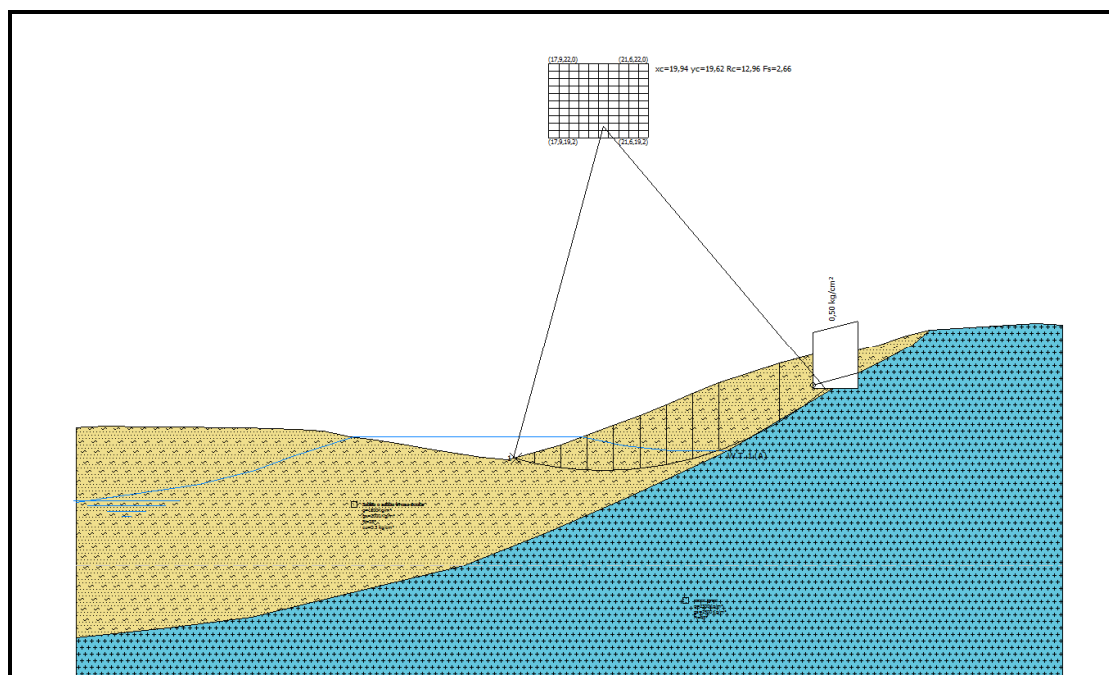


Figura 43 - Calcolo della superficie di rottura con il fattore di sicurezza più basso ( $F_s=2,66$ ). Metodo di Morgenstern-Price.

- Metodo di Spencer

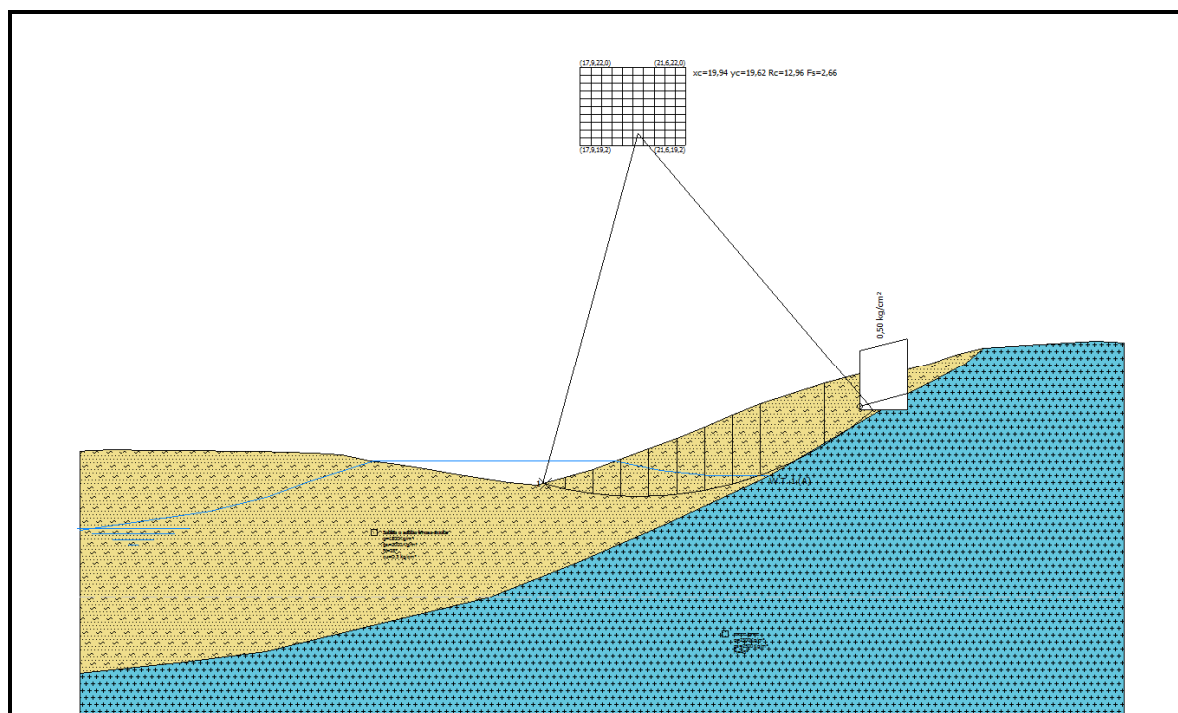


Figura 44 – Calcolo della superficie di rottura con il fattore di sicurezza più basso ( $F_s=2,66$ ). Metodo di Spencer.

- Metodo di Zeng-Liang

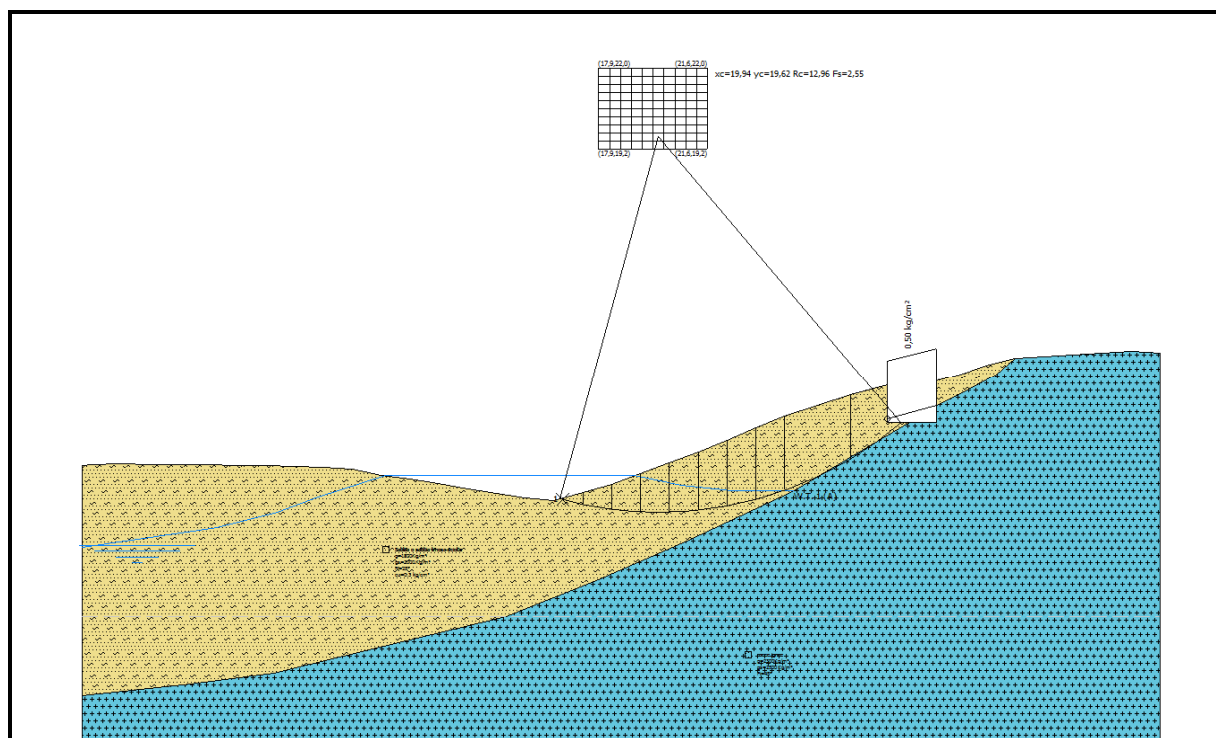


Figura 45 - Calcolo della superficie di rottura con il fattore di sicurezza più basso ( $F_s=2,55$ ). Metodo di Zeng-Liang.

<b>RISULTATI VERIFICHE (Fattori di Sicurezza)</b>	
Fellenius	2,57
Bishop	2,68
Janbu	<b>2,54</b>
Morgenstern-Price	2,66
Spencer	2,66
Bell	2,67
Sarma	3,00
Zen Liang	2,55

L'analisi è stata effettuata nella condizione di inondazione prevista per tempi di ritorno  $T_r$  di 200 anni.

Le superfici di rottura individuate hanno coinvolto il substrato incoerente costituito dai depositi alluvionali quaternari [b].

I risultati hanno prodotto fattori di sicurezza non inferiori a **2.54** (Janbu).

Sebbene venga valutato come più attendibile il metodo di Bishop, in quanto, non trascurando nessun contributo delle forze agenti, risulta il più indicato per le verifiche di stabilità del caso in analisi, sono stati riportati anche i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti con gli altri metodi.

Per i report analitici di calcolo (con il metodo di Bishop), si rimanda all'allegato alla presente relazione.

## **9.6 Attraversamento sul Rio Noesala**

### **9.6.1 Localizzazione planimetrica del corso d'acqua**

Il reticolo idrografico introdotto in Hec Ras e le sezioni utilizzate per le simulazioni sono indicati nella seguente immagine:

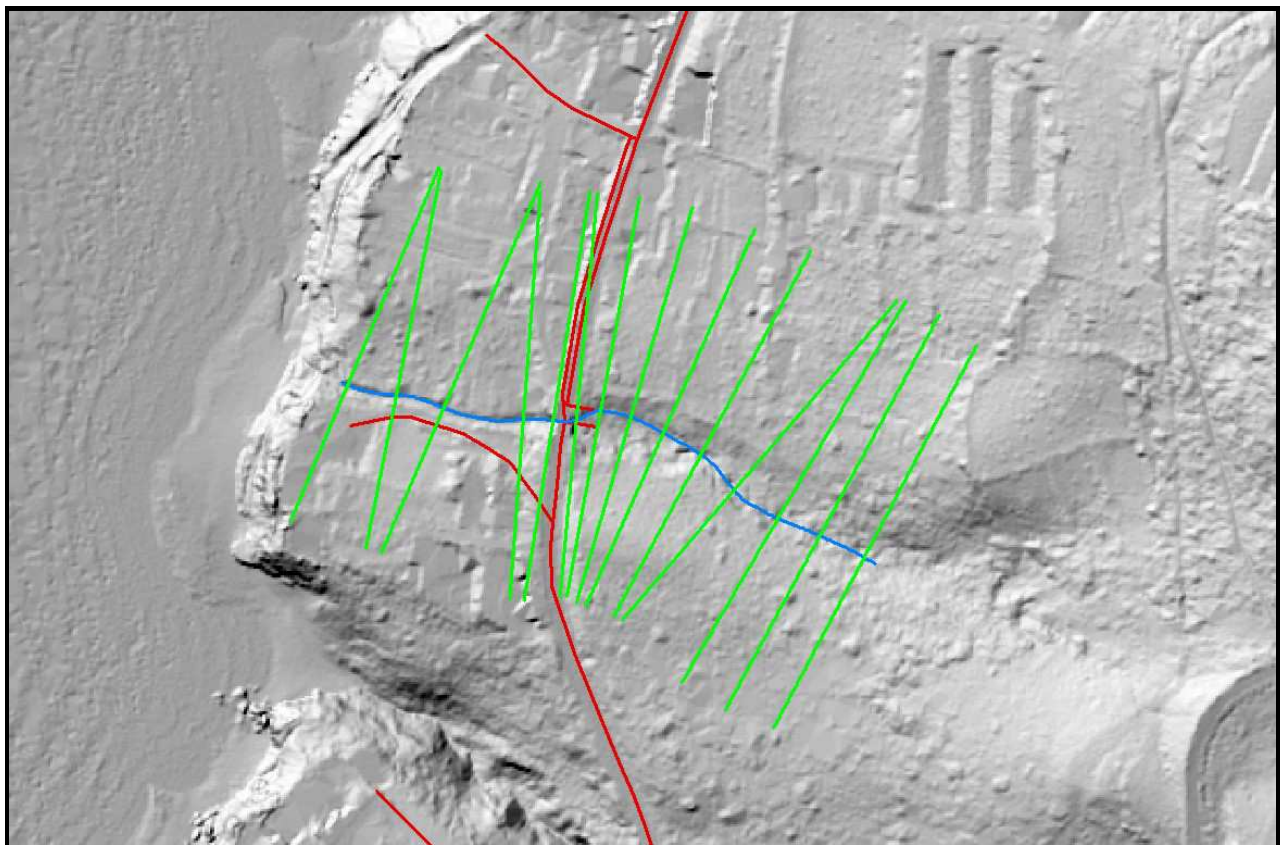


Figura 25 – Ubicazione delle sezioni utilizzate per le simulazioni idrauliche.

### **9.6.2 Verifica idraulica**

Le verifiche idrauliche sono state condotte nell'ipotesi di moto permanente mediante l'utilizzo del software River Analysis System dell'Hydrologic Engineering Center degli Stati Uniti (HEC-RAS 5.0.1).

Sono state eseguite due analisi di moto permanente nelle condizioni ante- e post-operam.

Sono stati calcolati i profili del pelo libero relativi alle portate di colmo con portate di piena aventi tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni, prodotte dall'intero bacino imbrifero sotteso dal canale colatore oggetto di studio.

La geometria delle sezioni trasversali dell'alveo inserite nel software è stata acquisita dalla cartografia in scala 1:2000 e dalla cartografia DTM di precisione (passo di campionamento = 1 m).

Relativamente alla condizione al contorno di valle, in corrispondenza dello sbocco a mare dei vari tratti fluviali, si è fatto riferimento a quanto assunto nel Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.

Nel dettaglio viene assunto il sovrizzo del livello medio del mare, dovuto alla sovrapposizione degli effetti dovuti alla marea astronomica, variazione del livello dovuta alle condizioni di tempesta e sovrizzo dovuto al frangimento, per un valore complessivo pari a 1,80 m s.m.

- La scabrezza di Manning è stata assunta pari a 0.030 Nelle aree golenali e pari a 0.05 negli alvei naturali.
- La simulazione numerica è stata compiuta in regime mixed.
- In totale sono state eseguite quattro simulazioni in moto permanente considerando lo stato attuale del reticolo idrografico con le portate ottenute con tempi di ritorno di 50, 100, 200, 500 anni. I profili del pelo libero sono stati calcolati da una sezione all'altra immediatamente successiva risolvendo l'equazione dell'energia con un processo iterativo. Per maggiori dettagli sui risultati ottenuti si rimanda alle planimetrie, sezioni e profili allegati alla presente relazione.

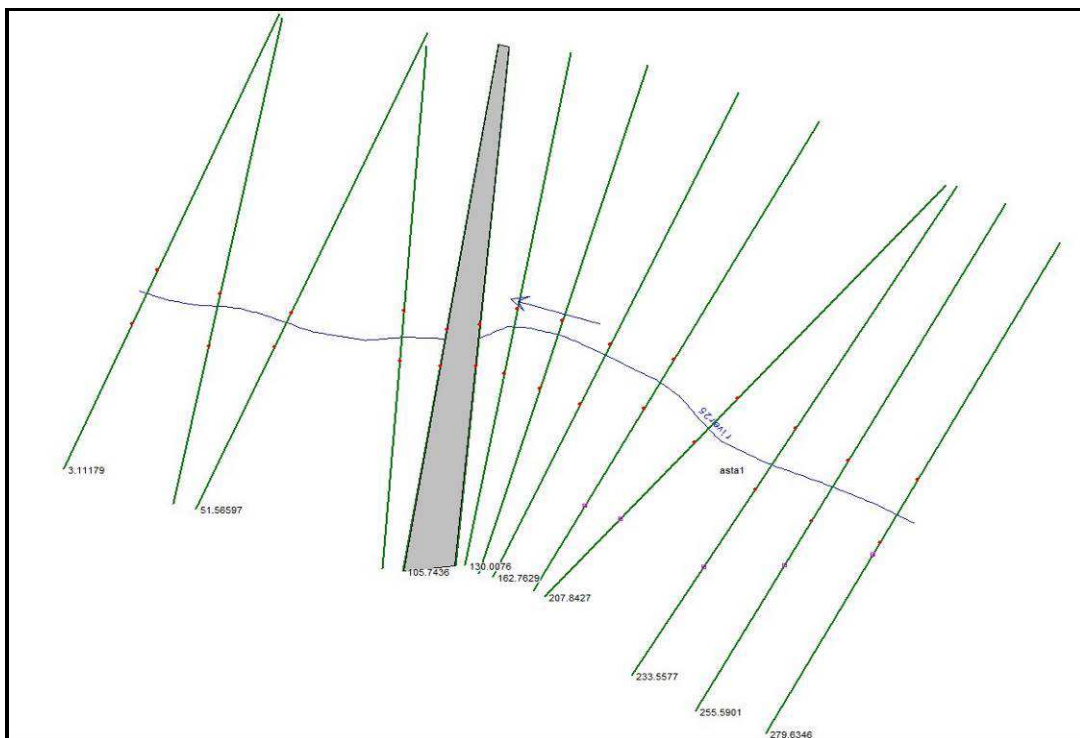


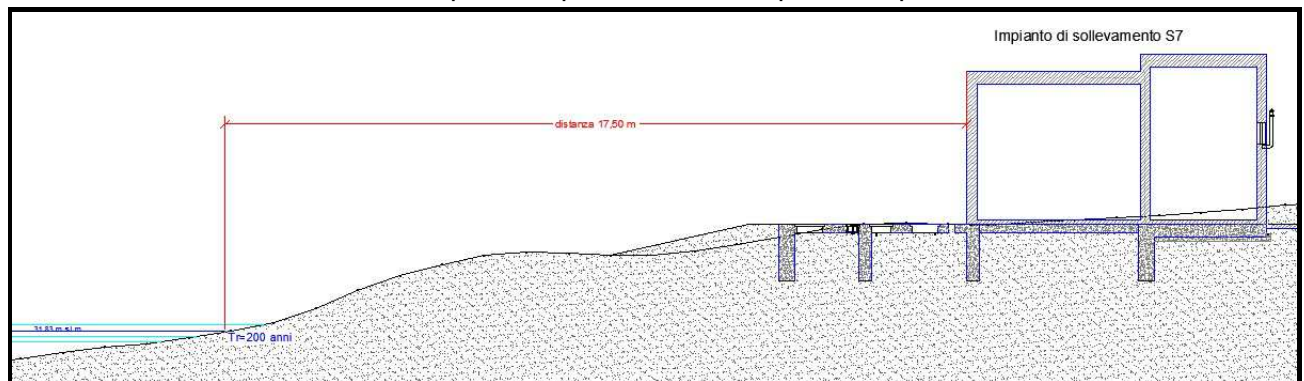
Figura 26 - Geometrie delle sezioni idrauliche (attraversamento rio Noesala).



### 9.6.3 Risultati del calcolo Hec-RAS

Nel caso specifico dell'attraversamento n. 25 sul rio Noesala, il codice di calcolo HEC-RAS è stato utilizzato in condizioni di moto permanente e i valori di portata al colmo applicati nelle simulazioni, che per definizione restano costanti nel tempo, sono stati definiti nell'ambito dell'analisi idrologica.

Per quanto attiene le condizioni al contorno, come già specificato, la portata in ingresso sul tratto considerato è stata valutata pari alla portata al colmo per il tempo di ritorno considerato.



**Figura 27 – Stralcio dell'Elab. 3.18. Ubicazione dell'impianto di sollevamento S7 rispetto al corso d'acqua rio Noesala.**

A seguito della simulazione idraulica è emerso che **l'impianto di sollevamento S7 non costituisce ostacolo al deflusso idrico**, come si evince dallo stralcio dell'elaborato 3.18 allegato al progetto, che riporta la perimetrazione delle aree soggette a pericolosità idraulica  $H_i$ .

In allegato vengono riportate:

- le sezioni idrauliche con i livelli idrici raggiunti per le portate corrispondenti ai vari tempi di ritorno, **nello scenario ex-post** ;
- le principali grandezze idrauliche in forma tabellare, per ciascuna delle sezioni introdotte nel modello di simulazione **relative allo scenario post-operam**.

I TECNICI

Dott. Ing. Giuseppe DELITALA

Dott. Geol. Alberto GORINI

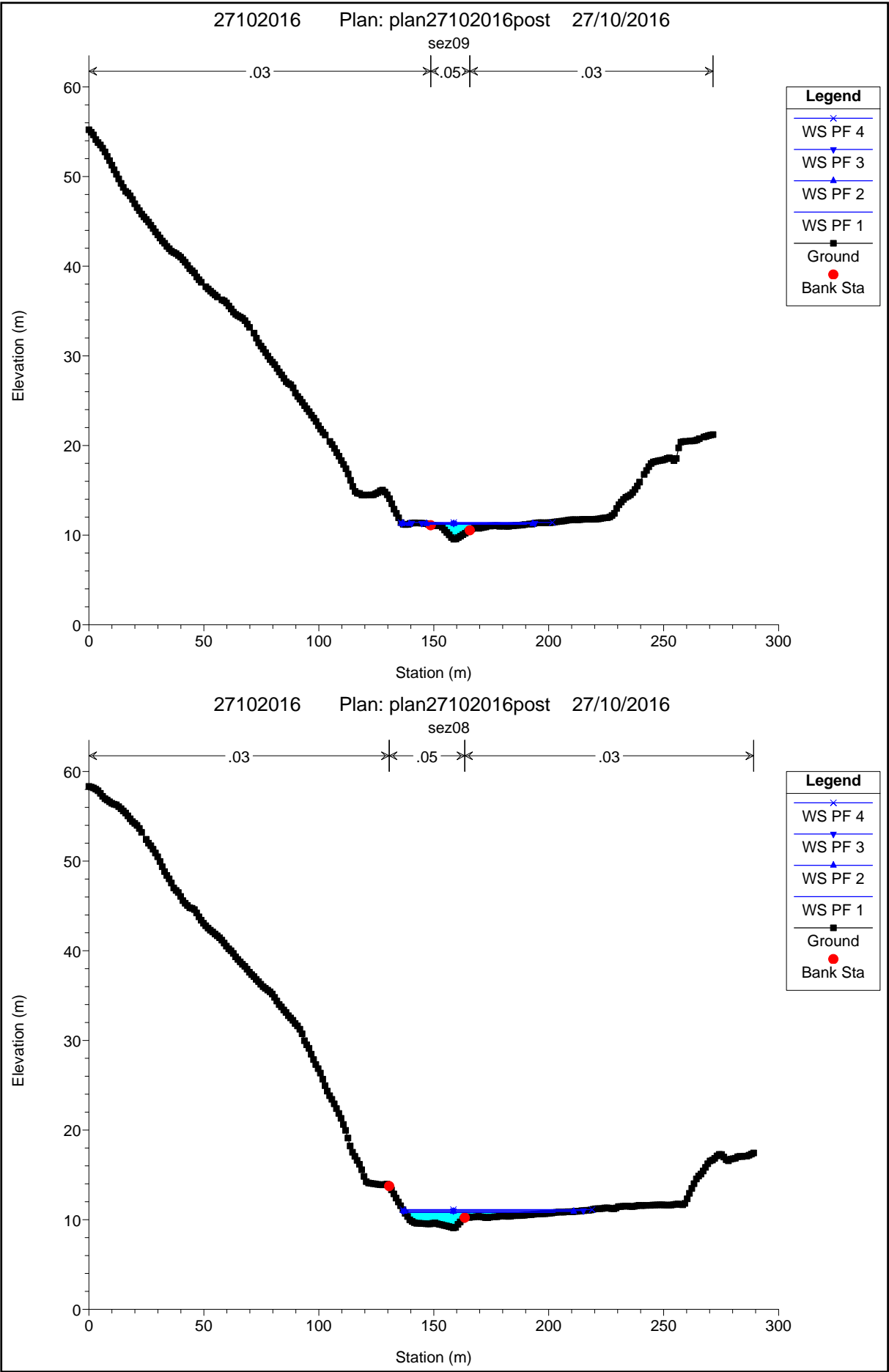


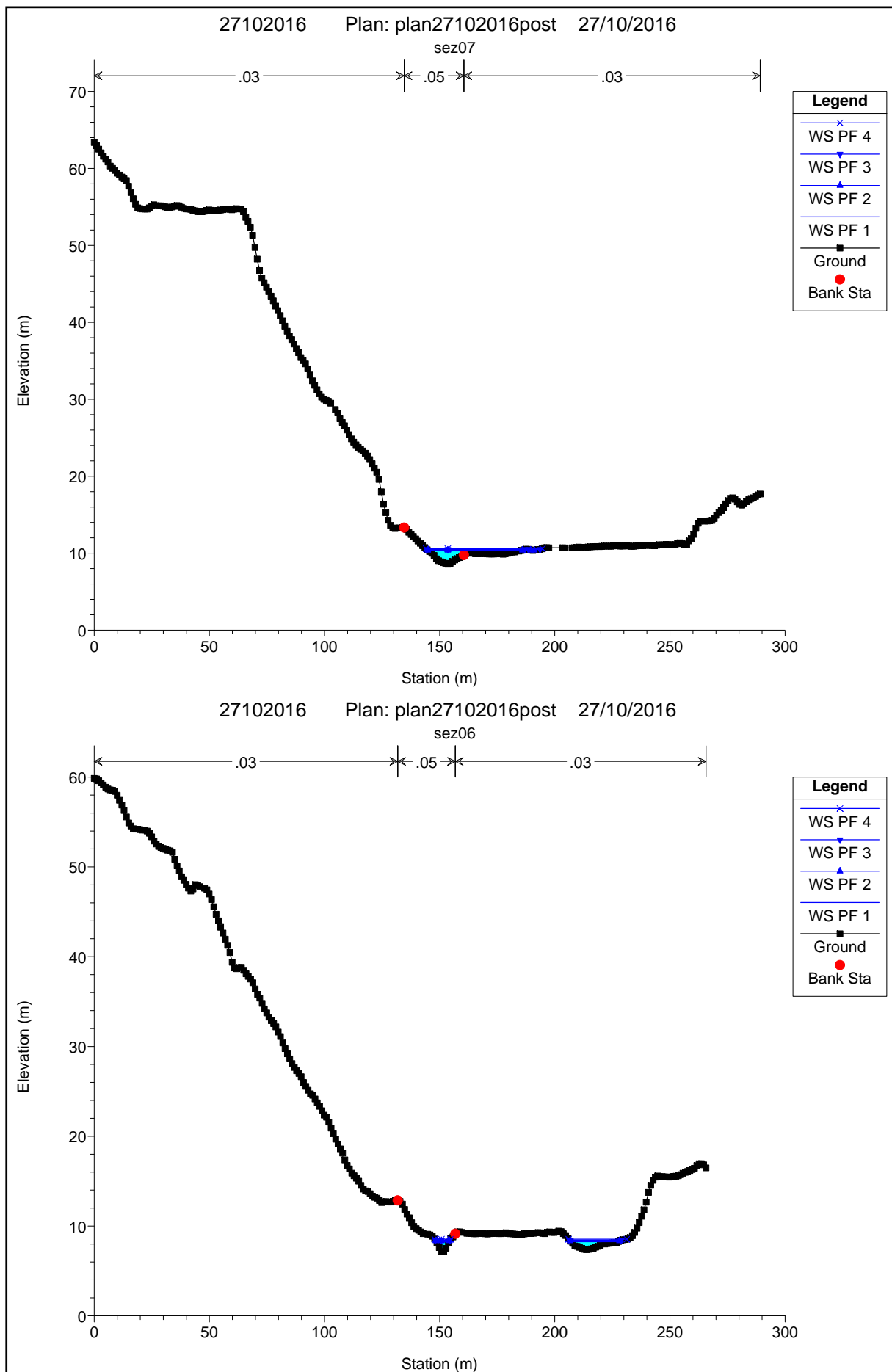
## **Allegati**

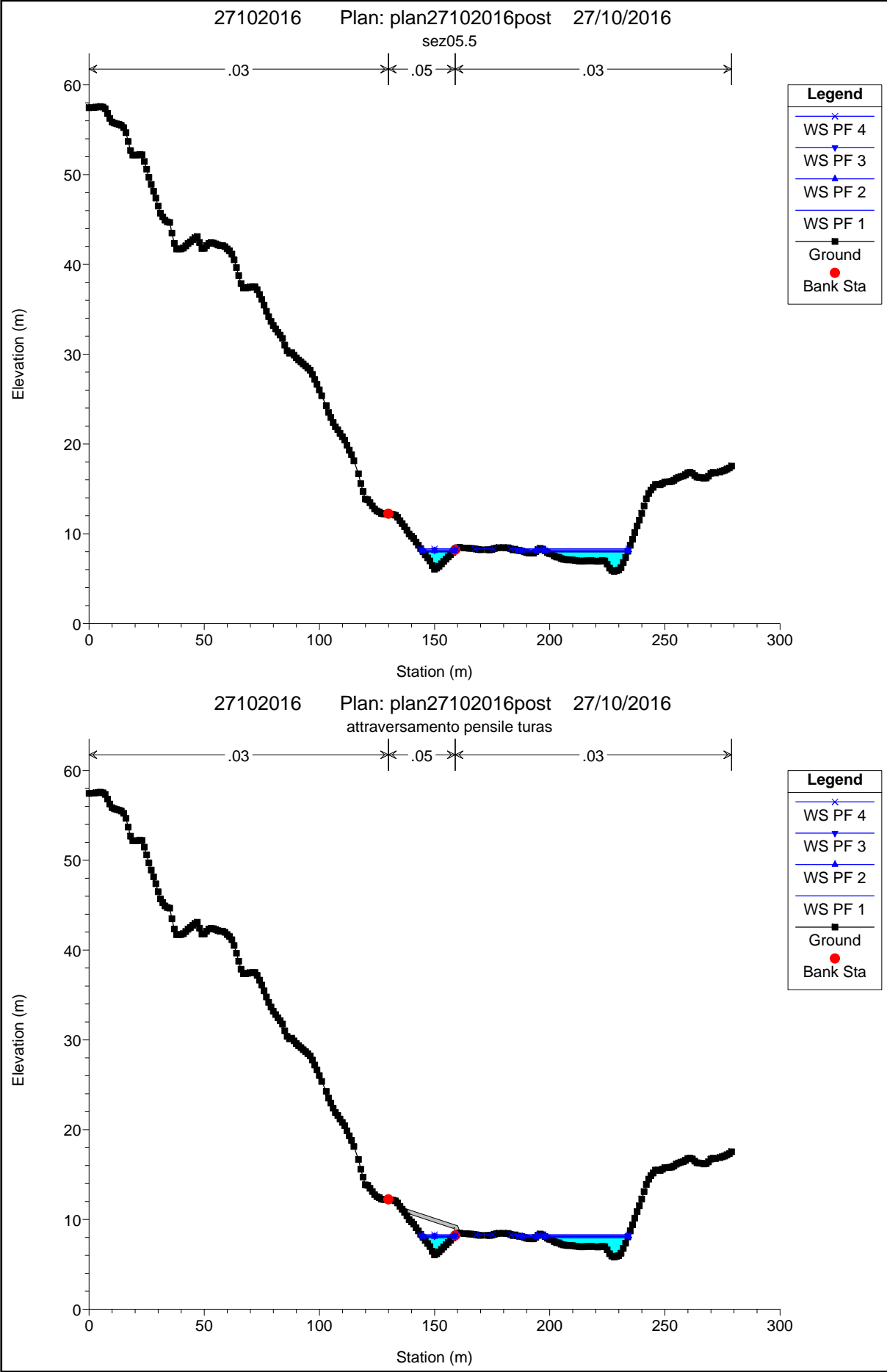
- *Sezioni idrauliche attraversamento Rio Turas*
  - *Tabella di calcolo Hec-RAS attraversamento Rio Turas*
  - *Sezioni idrauliche attraversamento Rio Noesala*
  - *Tabella di calcolo Hec-RAS attraversamento Rio Noesala*
  - *Report di calcolo verifica di stabilità della sponda in sinistra del Rio Turas (attraversamento n. 22)*
-

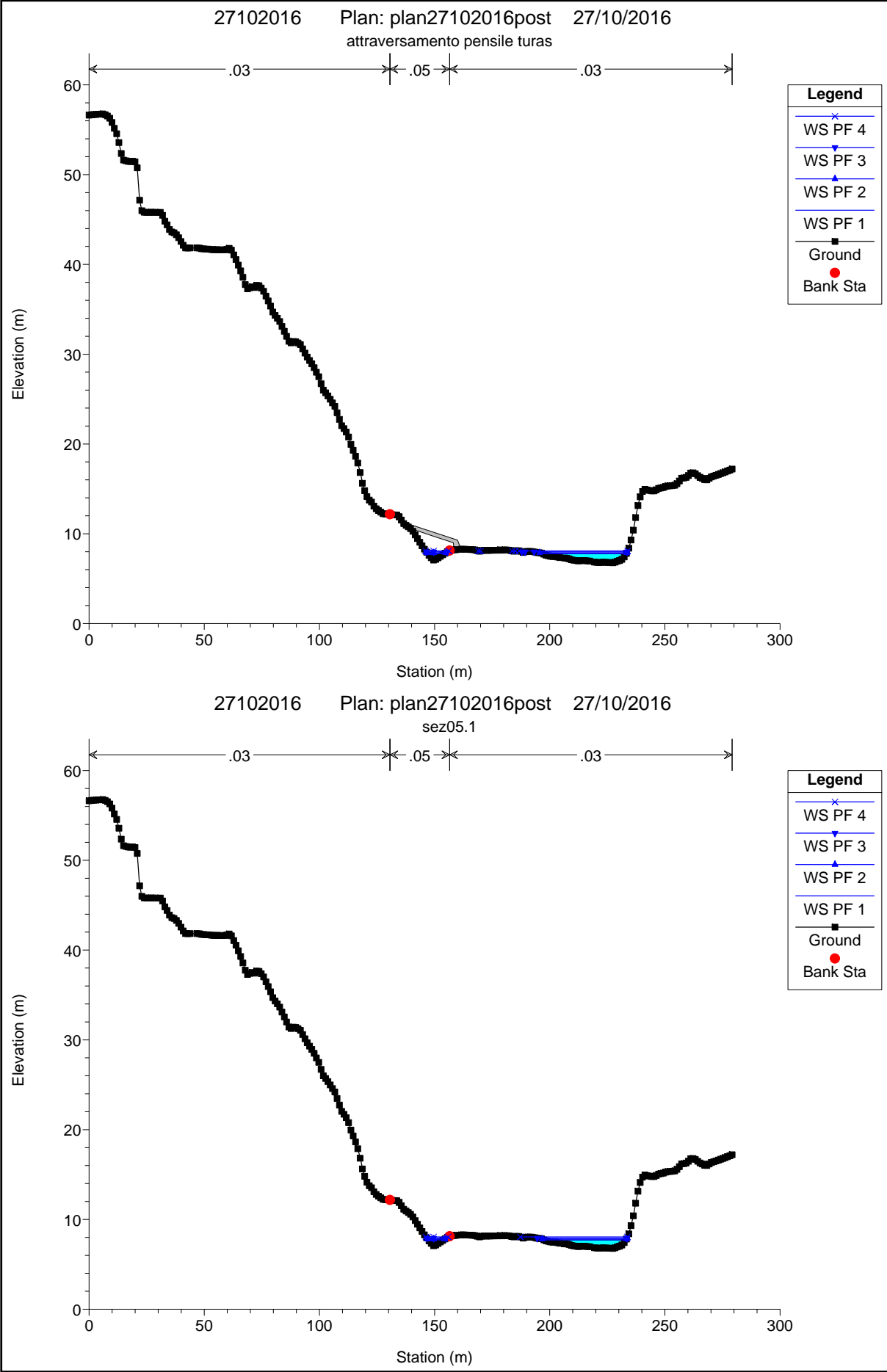


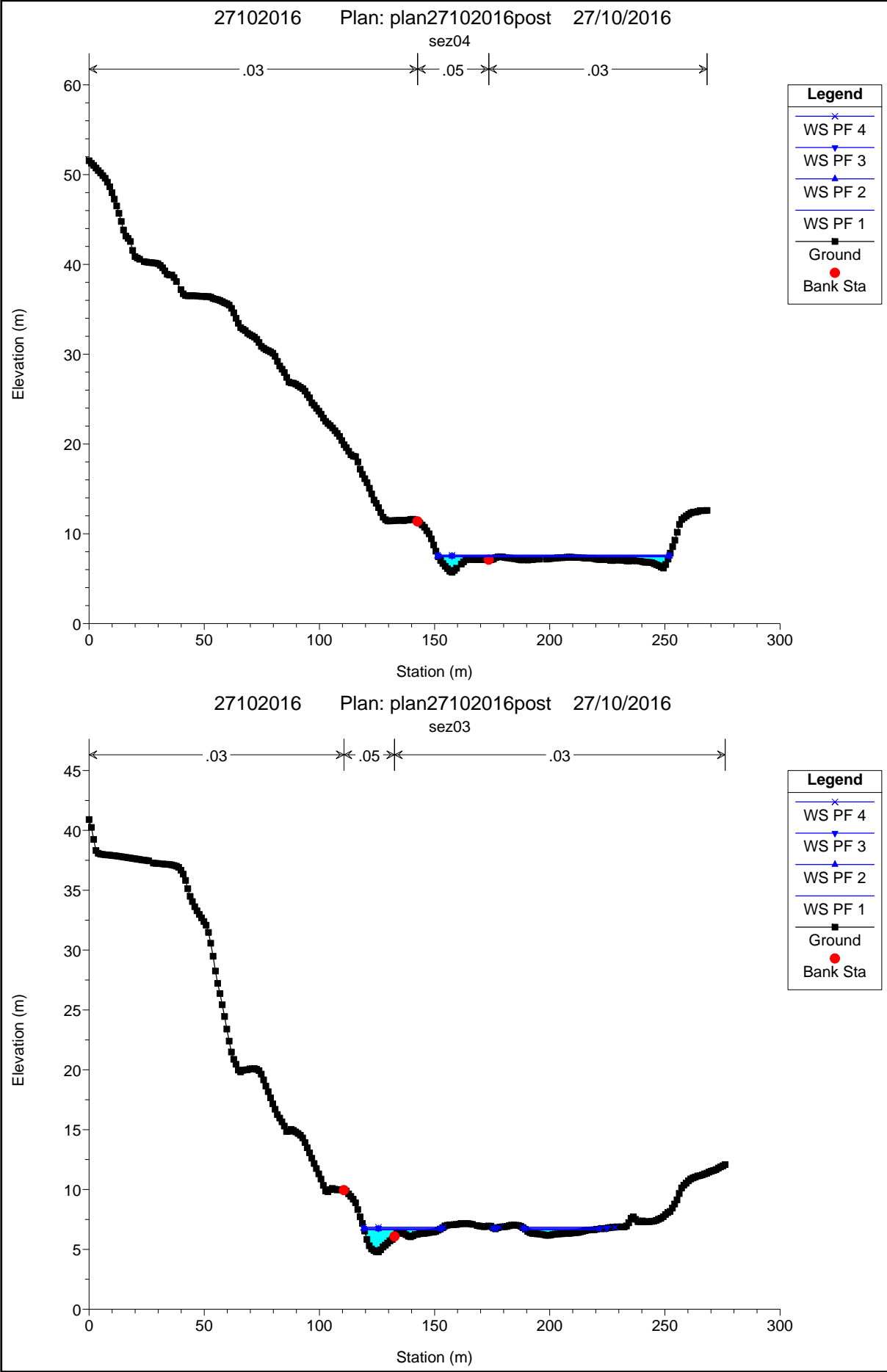
Rio Turas - Attraversamento pensile

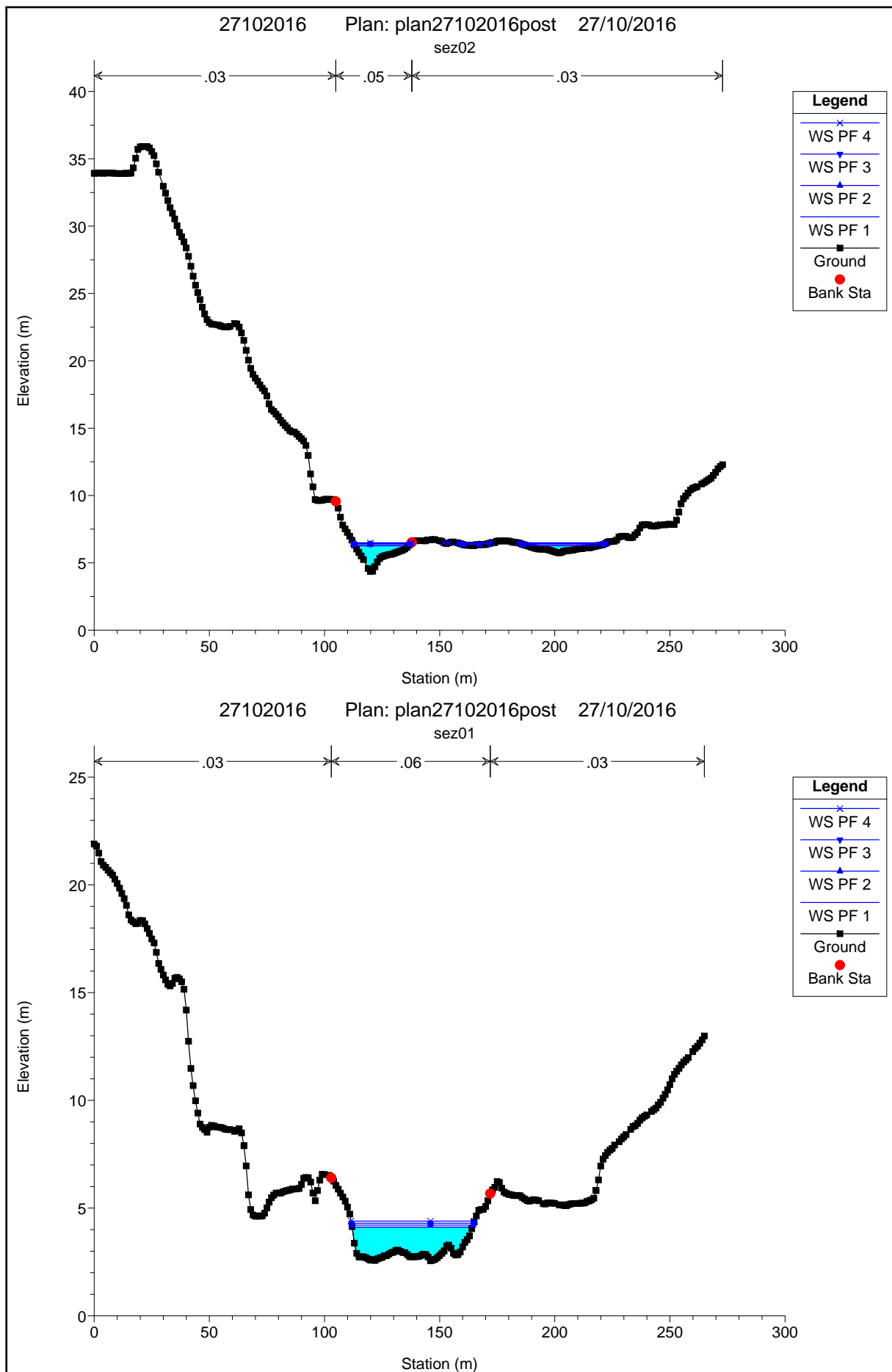












27102016      Plan: plan27102016post    27/10/2016  
sez00

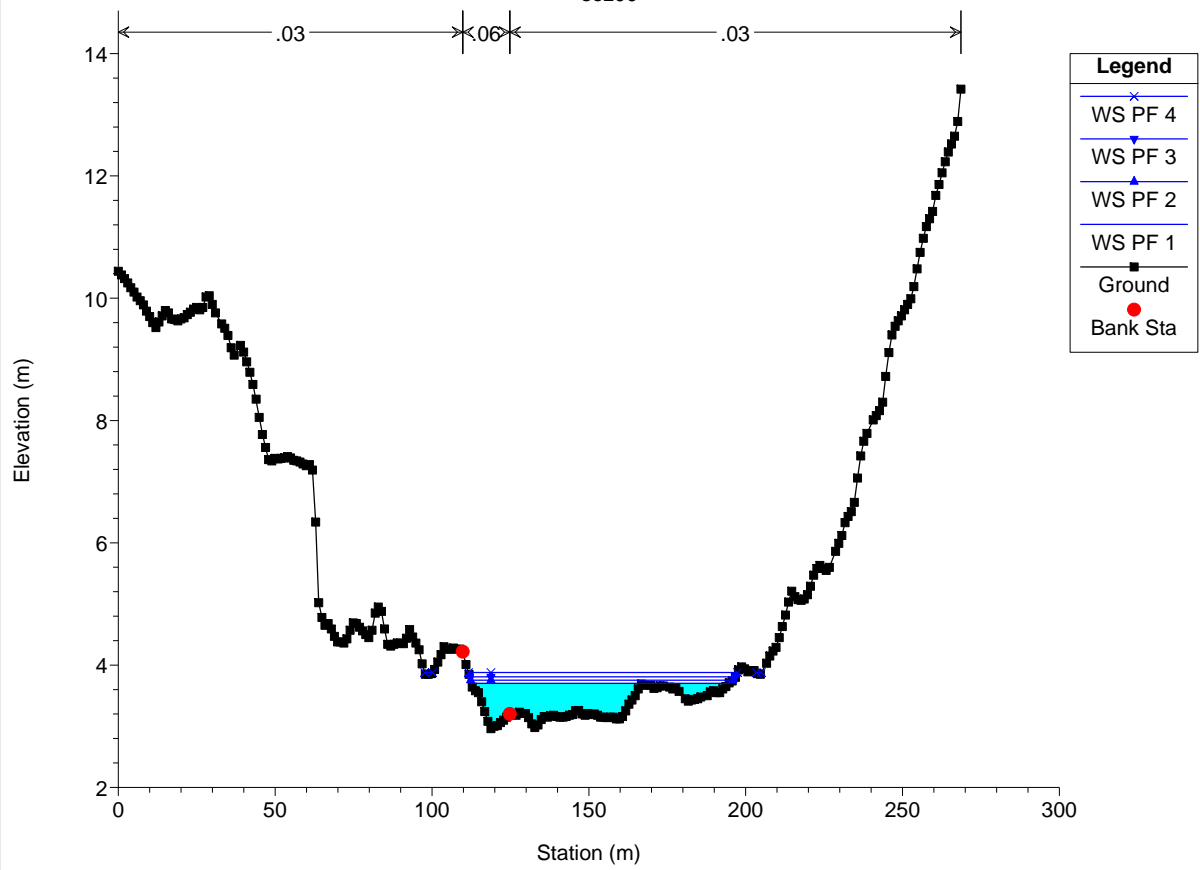


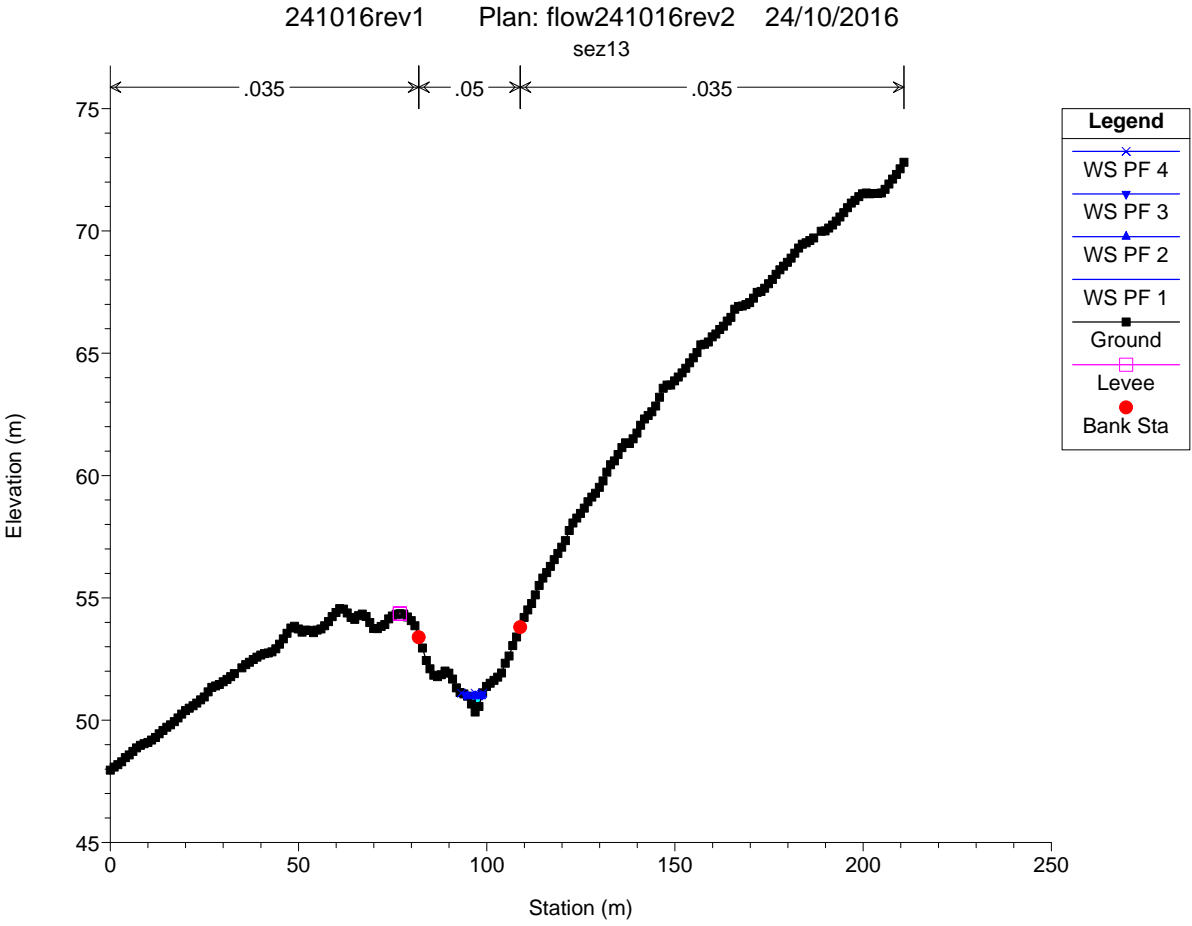


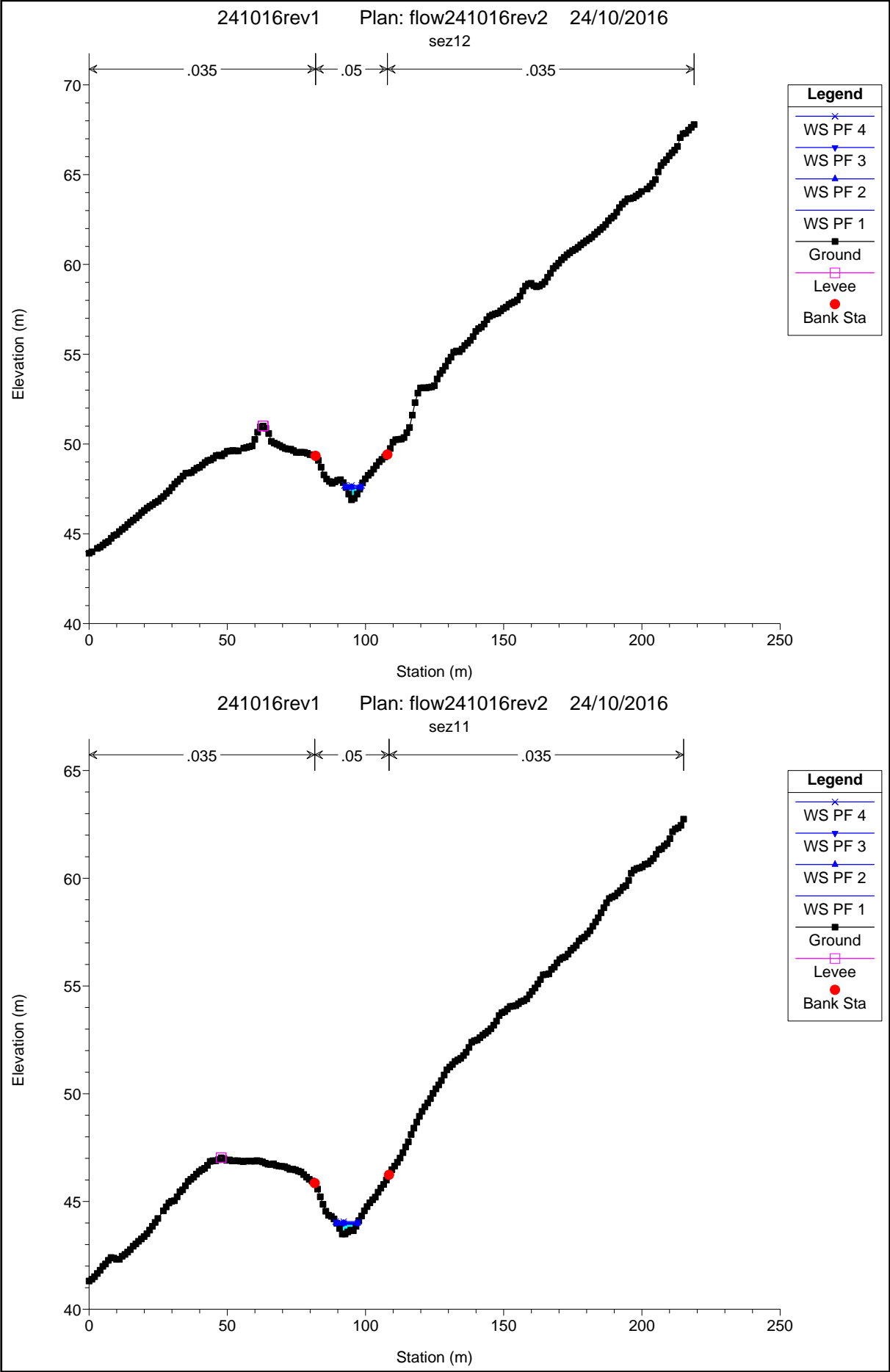
Tabella attraversamento rio Turas

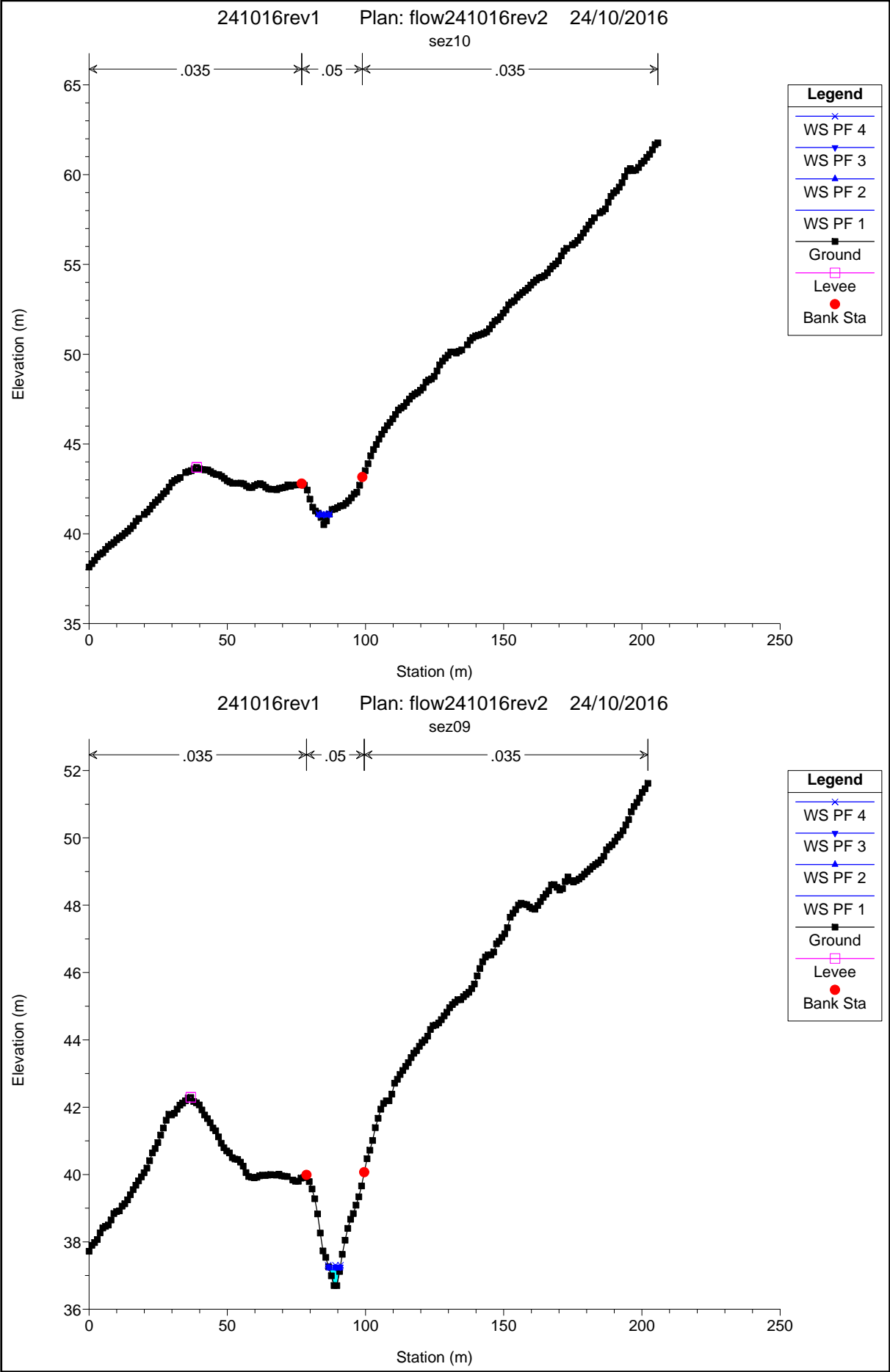
HEC-RAS Plan: rturas River: RTURAS03 Reach: RM03

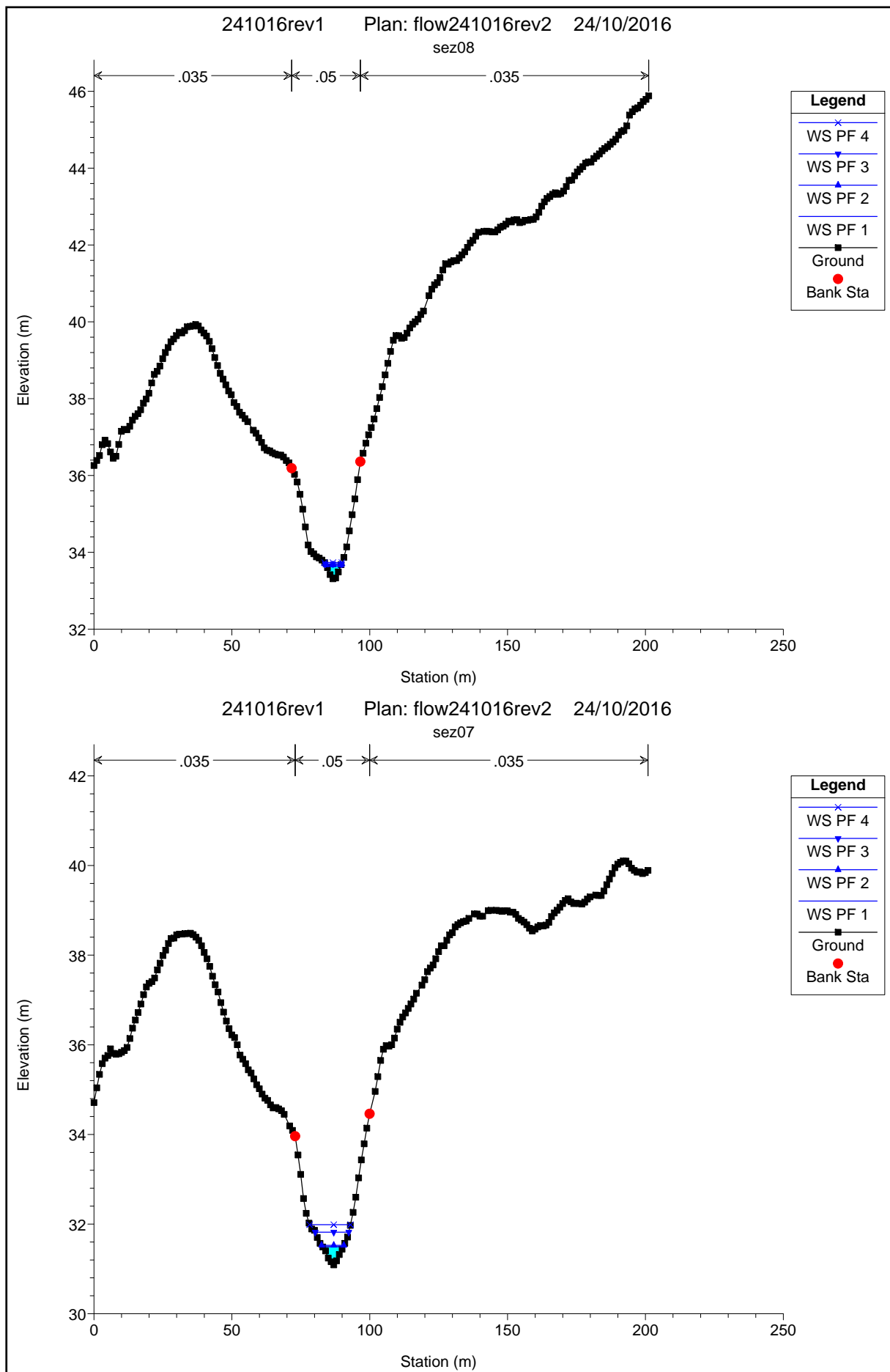
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RM03	498.413	PF 1	57.24	9.54	11.20	11.33	11.63	0.030045	3.09	20.27	44.35	1.07
RM03	498.413	PF 2	69.21	9.54	11.27	11.43	11.74	0.030011	3.25	23.44	49.17	1.08
RM03	498.413	PF 3	82.13	9.54	11.33	11.51	11.85	0.030033	3.39	26.52	53.46	1.09
RM03	498.413	PF 4	98.99	9.54	11.41	11.57	11.96	0.030014	3.57	31.43	65.91	1.11
RM03	444.9987	PF 1	57.24	9.08	10.80	10.45	10.89	0.003781	1.38	45.18	65.50	0.40
RM03	444.9987	PF 2	69.21	9.08	10.91	10.57	11.00	0.003735	1.44	52.65	73.81	0.40
RM03	444.9987	PF 3	82.13	9.08	11.01	10.64	11.11	0.003669	1.49	59.97	78.23	0.40
RM03	444.9987	PF 4	98.99	9.08	11.13	10.75	11.23	0.003473	1.52	69.59	82.29	0.40
RM03	403.231	PF 1	57.24	8.57	10.30	10.30	10.59	0.014891	2.54	24.48	39.66	0.78
RM03	403.231	PF 2	69.21	8.57	10.39	10.39	10.71	0.015004	2.64	27.95	42.67	0.79
RM03	403.231	PF 3	82.13	8.57	10.48	10.48	10.82	0.014177	2.67	32.30	47.61	0.77
RM03	403.231	PF 4	98.99	8.57	10.59	10.59	10.95	0.014344	2.79	37.50	50.54	0.79
RM03	353.922	PF 1	57.24	7.14	8.25	8.57	9.25	0.054893	3.40	13.28	26.05	1.32
RM03	353.922	PF 2	69.21	7.14	8.34	8.67	9.40	0.048983	3.33	15.66	27.41	1.26
RM03	353.922	PF 3	82.13	7.14	8.43	8.78	9.57	0.046433	3.35	17.93	28.73	1.24
RM03	353.922	PF 4	98.99	7.14	8.53	8.90	9.72	0.043872	3.40	21.26	32.06	1.21
RM03	313.4244	PF 1	57.24	6.05	7.99	7.40	8.06	0.001498	0.75	49.99	53.16	0.24
RM03	313.4244	PF 2	69.21	6.05	8.10	7.48	8.18	0.001598	0.80	56.01	56.55	0.25
RM03	313.4244	PF 3	82.13	6.05	8.20	7.58	8.30	0.001696	0.85	62.15	60.49	0.26
RM03	313.4244	PF 4	98.99	6.05	8.32	7.69	8.43	0.001825	0.93	70.16	73.71	0.27
RM03	306.175	Bridge										
RM03	306.174	PF 1	57.24	7.06	7.73	7.72	8.02	0.010293	1.01	24.69	42.51	0.54
RM03	306.174	PF 2	69.21	7.06	7.81	7.81	8.14	0.010230	1.08	28.17	44.07	0.55
RM03	306.174	PF 3	82.13	7.06	7.91	7.91	8.26	0.009749	1.15	32.71	47.31	0.54
RM03	306.174	PF 4	98.99	7.06	8.04	8.04	8.39	0.009646	1.25	39.59	56.04	0.55
RM03	256.76	PF 1	57.24	5.71	7.44		7.54	0.007979	1.40	40.72	99.89	0.53
RM03	256.76	PF 2	69.21	5.71	7.50	7.38	7.61	0.007402	1.42	46.87	100.32	0.52
RM03	256.76	PF 3	82.13	5.71	7.56	7.44	7.68	0.006943	1.44	52.93	100.52	0.51
RM03	256.76	PF 4	98.99	5.71	7.63	7.48	7.77	0.006661	1.48	59.90	100.74	0.50
RM03	177.8791	PF 1	57.24	4.79	6.64	6.60	6.84	0.009392	2.21	30.98	62.36	0.63
RM03	177.8791	PF 2	69.21	4.79	6.71	6.67	6.92	0.009774	2.32	35.29	65.74	0.64
RM03	177.8791	PF 3	82.13	4.79	6.77	6.75	7.01	0.010114	2.43	39.81	71.71	0.66
RM03	177.8791	PF 4	98.99	4.79	6.85	6.81	7.10	0.010140	2.51	45.92	78.42	0.66
RM03	150.9991	PF 1	57.24	4.35	6.26	6.26	6.50	0.017329	2.27	26.91	53.64	0.80
RM03	150.9991	PF 2	69.21	4.35	6.35	6.35	6.59	0.015966	2.29	32.18	66.79	0.78
RM03	150.9991	PF 3	82.13	4.35	6.42	6.42	6.67	0.015595	2.34	37.08	73.63	0.78
RM03	150.9991	PF 4	98.99	4.35	6.49	6.49	6.77	0.015839	2.44	42.48	80.52	0.79
RM03	70.65449	PF 1	57.24	2.55	4.12	3.36	4.16	0.002317	0.90	63.29	52.22	0.26
RM03	70.65449	PF 2	69.21	2.55	4.21	3.43	4.26	0.002693	1.02	68.05	52.66	0.29
RM03	70.65449	PF 3	82.13	2.55	4.30	3.51	4.36	0.003089	1.13	72.62	53.08	0.31
RM03	70.65449	PF 4	98.99	2.55	4.40	3.59	4.48	0.003596	1.27	77.92	53.59	0.34
RM03	18.87709	PF 1	57.24	2.96	3.70	3.70	3.89	0.014894	1.24	30.48	82.02	0.57
RM03	18.87709	PF 2	69.21	2.96	3.75	3.75	3.97	0.014269	1.28	34.79	83.63	0.57
RM03	18.87709	PF 3	82.13	2.96	3.81	3.81	4.05	0.013310	1.31	39.49	84.76	0.56
RM03	18.87709	PF 4	98.99	2.96	3.88	3.88	4.14	0.012198	1.33	45.53	89.82	0.54

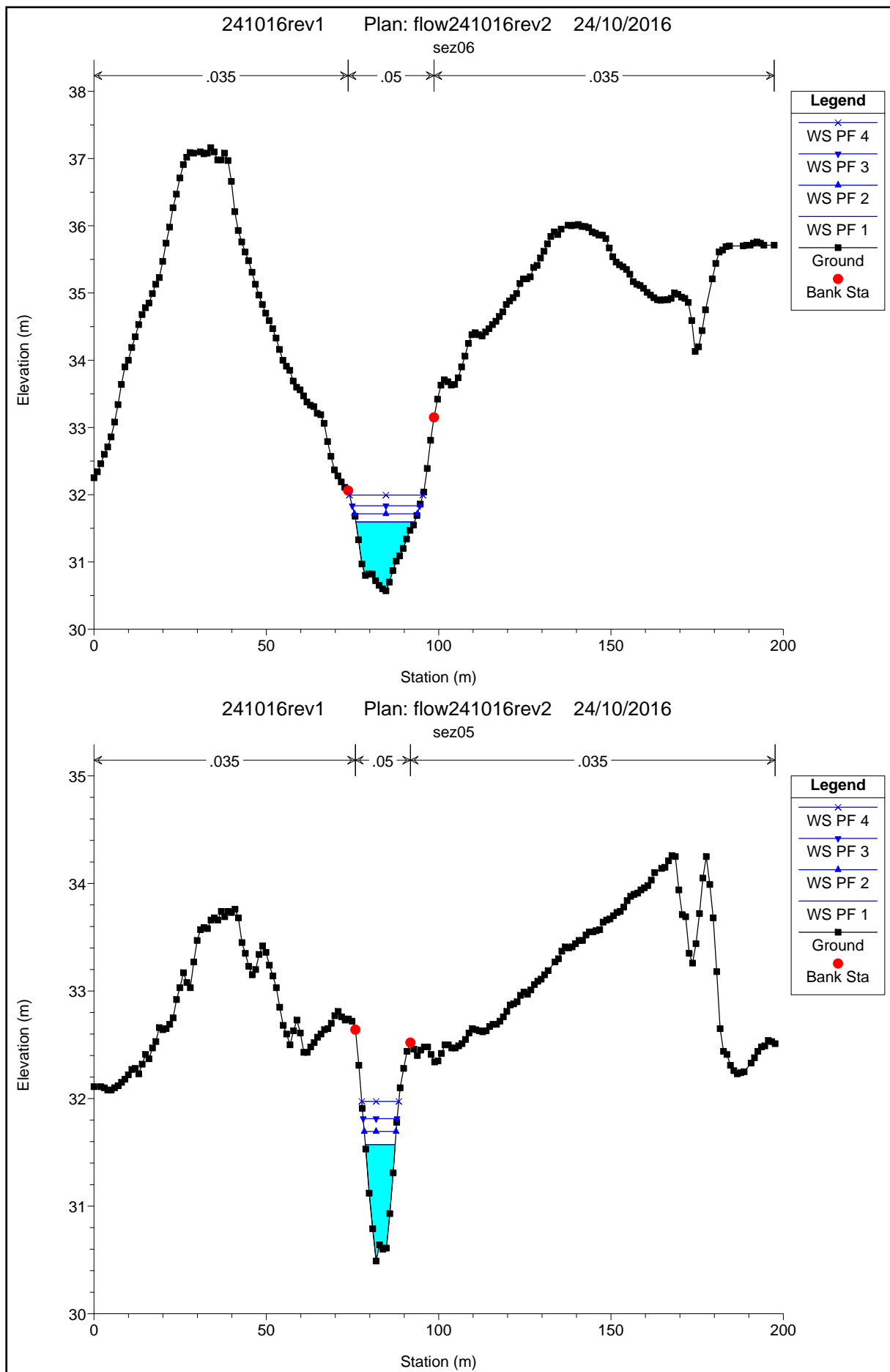
Attraversamento n. 25 sul rio Noesala

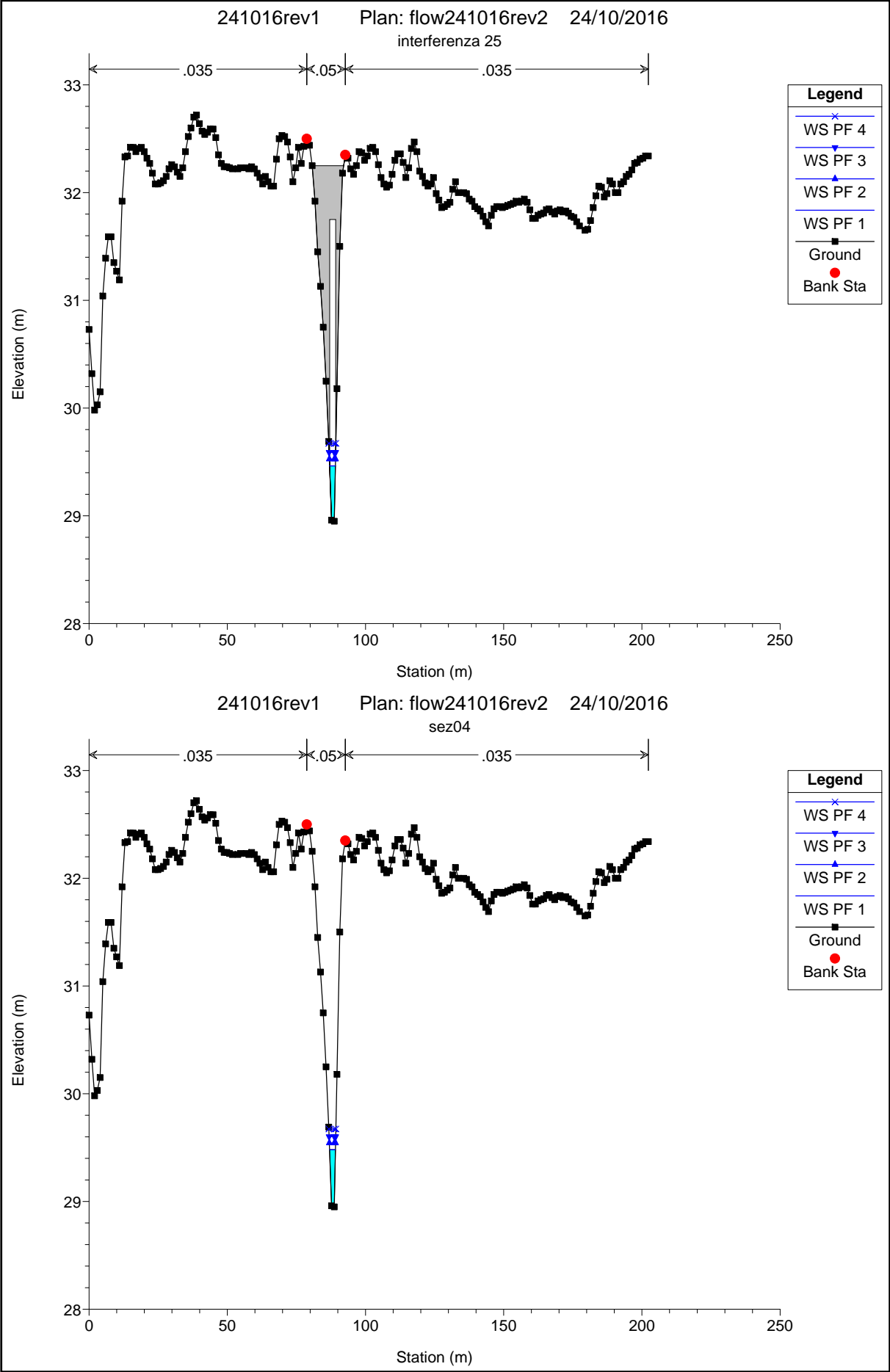




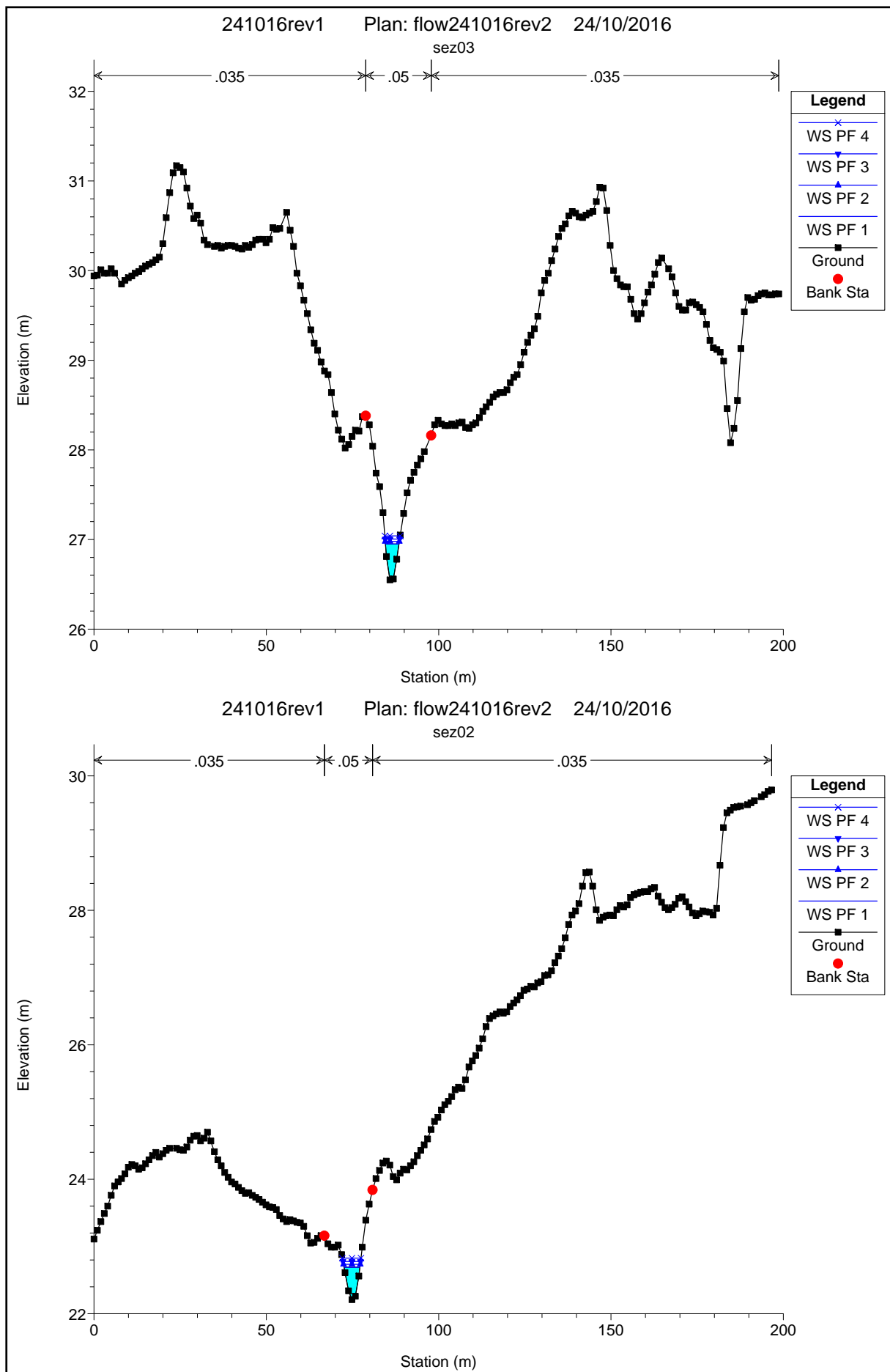












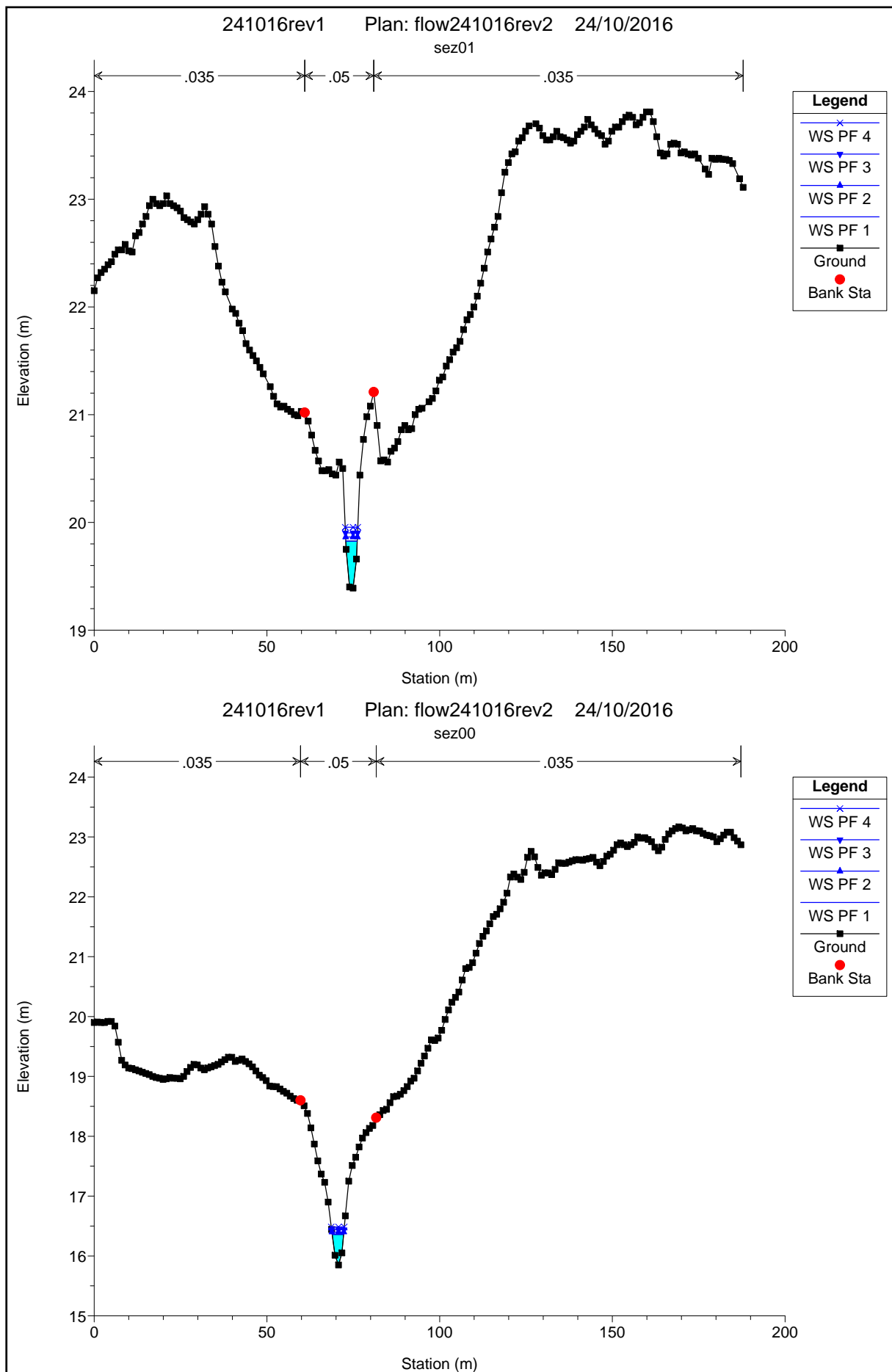


Tabella attraversamento rio Noesala

HEC-RAS Plan: r25 River: river25 Reach: asta1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
asta1	279.6346	PF 1	3.44	50.33	50.94	51.10	51.37	0.100159	2.92	1.18	3.53	1.62
asta1	279.6346	PF 2	4.11	50.33	50.98	51.15	51.46	0.100089	3.05	1.35	3.78	1.63
asta1	279.6346	PF 3	4.80	50.33	51.04	51.20	51.51	0.100083	3.03	1.58	4.52	1.64
asta1	279.6346	PF 4	5.78	50.33	51.11	51.26	51.57	0.100155	3.01	1.92	5.59	1.64
asta1	255.5901	PF 1	3.44	46.89	47.53	47.53	47.71	0.035605	1.89	1.82	4.96	1.00
asta1	255.5901	PF 2	4.11	46.89	47.58	47.58	47.78	0.035160	1.97	2.08	5.25	1.00
asta1	255.5901	PF 3	4.80	46.89	47.63	47.63	47.84	0.034239	2.03	2.36	5.59	1.00
asta1	255.5901	PF 4	5.78	46.89	47.69	47.69	47.92	0.033681	2.12	2.73	6.01	1.00
asta1	233.5577	PF 1	3.44	43.49	43.94	43.94	44.08	0.038298	1.69	2.04	7.10	1.01
asta1	233.5577	PF 2	4.11	43.49	43.98	43.98	44.14	0.036295	1.75	2.35	7.45	0.99
asta1	233.5577	PF 3	4.80	43.49	44.02	44.02	44.19	0.036029	1.83	2.63	7.76	1.00
asta1	233.5577	PF 4	5.78	43.49	44.07	44.07	44.25	0.034977	1.91	3.03	8.21	1.00
asta1	207.8427	PF 1	3.44	40.50	41.00	41.26	41.90	0.283937	4.20	0.82	3.13	2.63
asta1	207.8427	PF 2	4.11	40.50	41.04	41.31	42.02	0.287266	4.40	0.93	3.38	2.67
asta1	207.8427	PF 3	4.80	40.50	41.07	41.36	42.10	0.276380	4.49	1.07	3.63	2.65
asta1	207.8427	PF 4	5.78	40.50	41.12	41.43	42.22	0.270173	4.63	1.25	3.99	2.65
asta1	183.9253	PF 1	3.44	36.70	37.18	37.33	37.64	0.116085	2.99	1.15	3.81	1.73
asta1	183.9253	PF 2	4.11	36.70	37.22	37.38	37.72	0.116318	3.13	1.31	4.04	1.75
asta1	183.9253	PF 3	4.80	36.70	37.26	37.44	37.81	0.119164	3.29	1.46	4.24	1.79
asta1	183.9253	PF 4	5.78	36.70	37.30	37.50	37.92	0.120888	3.47	1.66	4.50	1.82
asta1	162.7629	PF 1	3.44	33.31	33.64	33.81	34.21	0.239113	3.34	1.03	5.11	2.38
asta1	162.7629	PF 2	4.11	33.31	33.67	33.86	34.29	0.239333	3.49	1.18	5.47	2.40
asta1	162.7629	PF 3	4.80	33.31	33.70	33.89	34.36	0.234968	3.60	1.33	5.83	2.40
asta1	162.7629	PF 4	5.78	33.31	33.73	33.94	34.45	0.233216	3.76	1.54	6.28	2.42
asta1	145.114	PF 1	3.44	31.09	31.50	31.56	31.72	0.086815	2.12	1.62	7.49	1.45
asta1	145.114	PF 2	4.11	31.09	31.53	31.60	31.77	0.087901	2.21	1.86	8.10	1.48
asta1	145.114	PF 3	4.80	31.09	31.82	31.63	31.87	0.008021	0.97	4.92	12.16	0.49
asta1	145.114	PF 4	5.78	31.09	31.99	31.68	32.02	0.004278	0.80	7.19	14.79	0.37
asta1	130.0076	PF 1	3.44	30.57	31.59	30.98	31.60	0.000516	0.33	10.52	17.02	0.13
asta1	130.0076	PF 2	4.11	30.57	31.72	31.01	31.72	0.000438	0.32	12.66	18.28	0.12
asta1	130.0076	PF 3	4.80	30.57	31.83		31.84	0.000380	0.32	14.90	19.60	0.12
asta1	130.0076	PF 4	5.78	30.57	31.99		32.00	0.000319	0.32	18.17	21.33	0.11
asta1	117.1685	PF 1	3.44	30.49	31.57	31.01	31.59	0.001387	0.57	6.04	8.65	0.22
asta1	117.1685	PF 2	4.11	30.49	31.69	31.05	31.71	0.001244	0.58	7.13	9.23	0.21
asta1	117.1685	PF 3	4.80	30.49	31.81	31.09	31.83	0.001130	0.58	8.27	9.83	0.20
asta1	117.1685	PF 4	5.78	30.49	31.97	31.15	31.99	0.001007	0.58	9.92	10.75	0.19
asta1	111.45		Bridge									
asta1	105.7436	PF 1	3.44	28.95	29.48	29.75	30.38	0.199422	4.19	0.82	2.14	2.16
asta1	105.7436	PF 2	4.11	28.95	29.54	29.83	30.48	0.187524	4.29	0.96	2.27	2.11
asta1	105.7436	PF 3	4.80	28.95	29.60	29.91	30.58	0.177581	4.38	1.09	2.40	2.07
asta1	105.7436	PF 4	5.78	28.95	29.67	30.05	30.73	0.171698	4.54	1.27	2.55	2.06
asta1	91.22749	PF 1	3.44	26.55	26.95	27.13	27.54	0.179933	3.39	1.01	3.91	2.12
asta1	91.22749	PF 2	4.11	26.55	26.98	27.18	27.66	0.191068	3.64	1.13	4.07	2.21
asta1	91.22749	PF 3	4.80	26.55	27.00	27.23	27.77	0.201704	3.88	1.24	4.22	2.29
asta1	91.22749	PF 4	5.78	26.55	27.04	27.29	27.92	0.210692	4.15	1.39	4.42	2.37
asta1	51.56597	PF 1	3.44	22.21	22.69	22.78	23.00	0.076699	2.46	1.40	4.60	1.42
asta1	51.56597	PF 2	4.11	22.21	22.74	22.83	23.07	0.074624	2.56	1.61	4.86	1.42
asta1	51.56597	PF 3	4.80	22.21	22.78	22.88	23.13	0.072985	2.65	1.81	5.11	1.42
asta1	51.56597	PF 4	5.78	22.21	22.83	22.94	23.22	0.072111	2.78	2.08	5.42	1.43
asta1	27.49731	PF 1	3.44	19.39	19.83	20.01	20.43	0.154867	3.43	1.00	3.30	1.99
asta1	27.49731	PF 2	4.11	19.39	19.87	20.07	20.54	0.154256	3.63	1.13	3.41	2.01
asta1	27.49731	PF 3	4.80	19.39	19.90	20.13	20.64	0.152990	3.80	1.26	3.51	2.02
asta1	27.49731	PF 4	5.78	19.39	19.96	20.20	20.76	0.148679	3.98	1.45	3.64	2.02
asta1	3.11179	PF 1	3.44	15.85	16.36	16.53	16.91	0.133664	3.28	1.05	3.29	1.86
asta1	3.11179	PF 2	4.11	15.85	16.40	16.59	17.01	0.134470	3.46	1.19	3.46	1.88
asta1	3.11179	PF 3	4.80	15.85	16.44	16.65	17.11	0.135736	3.62	1.32	3.61	1.91
asta1	3.11179	PF 4	5.78	15.85	16.49	16.72	17.24	0.139147	3.85	1.50	3.79	1.95

## Relazione di calcolo stabilità pendio (Bishop)

### Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

### Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

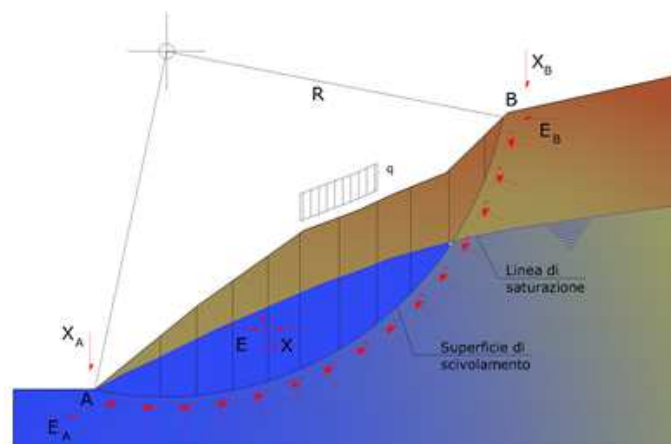
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione ( $c$ ) e angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

### Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



### Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

- $n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;
- $n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$ ;
- $(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_i$ ;
- $(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_i$ ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ .

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$ ;
- equazioni relative al criterio di rottura  $n$ .

Totale numero di equazioni  $4n$ .

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quanto si fa l'assunzione che  $N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

### Metodo di Fellenius (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

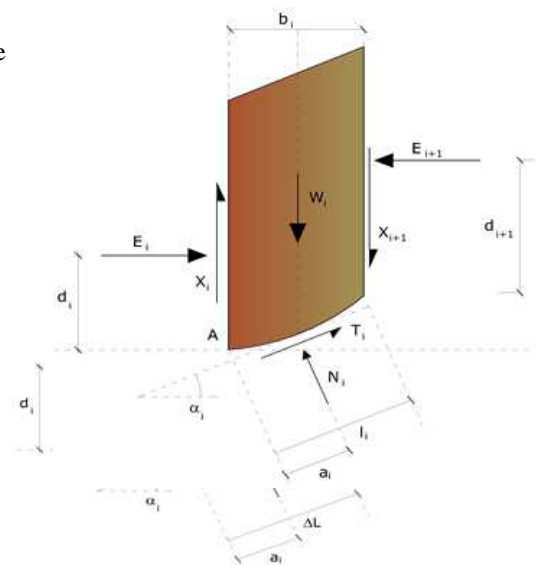
- $n$  valori delle forze normali  $N_i$ ;
- $n$  valori delle forze da taglio  $T_i$ ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite  $(2n+1)$ .

Le equazioni a disposizione sono:

- $n$  equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- $n$  equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \phi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

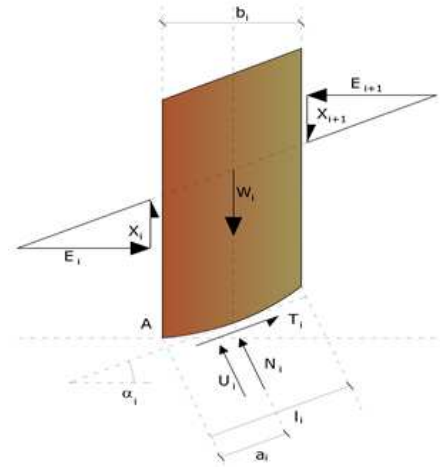
**Metodo di Bishop (1955)**

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

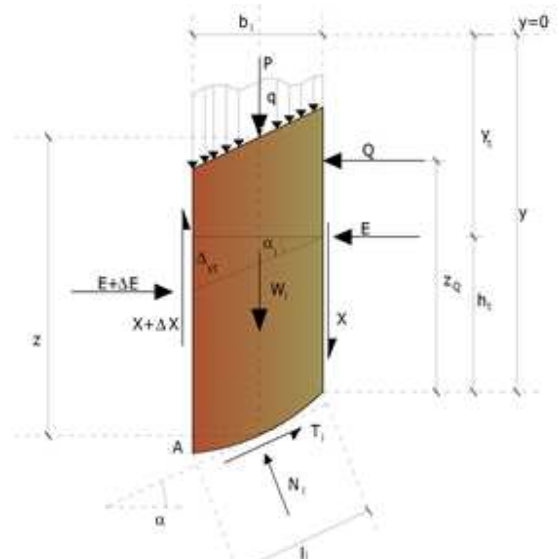
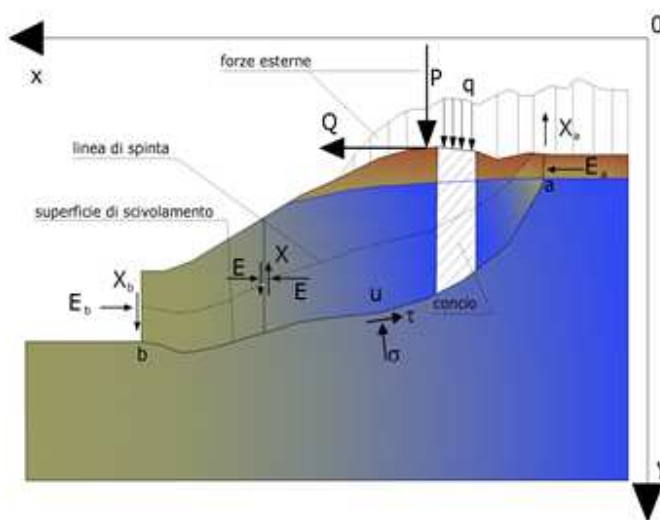
I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

**Metodo di Janbu (1967)**

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

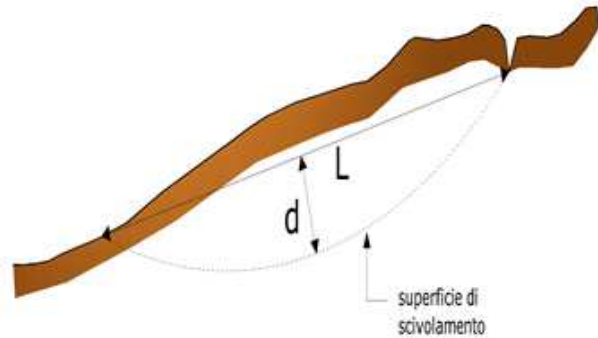
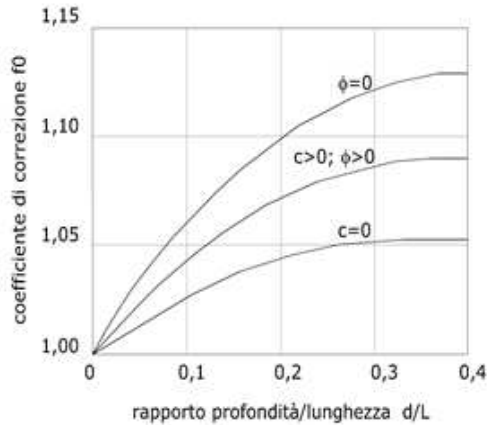


*Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso*

Assumendo  $\Delta X_i = 0$  si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove  $f_0$  è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



### Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno,  $W$ , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali  $K_x W$  e  $K_z W$ , le forze orizzontali e verticali  $X$  e  $Z$  applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio  $\sigma$  e  $\tau$  agenti sulla superficie potenziale di scivolamento. Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori  $u$  che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' $i$ -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

$F$  = il fattore di sicurezza;

$c_i$  = la coesione efficace (o totale) alla base dell' $i$ -esimo concio;

$\Phi_i$  = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' $i$ -esimo concio;

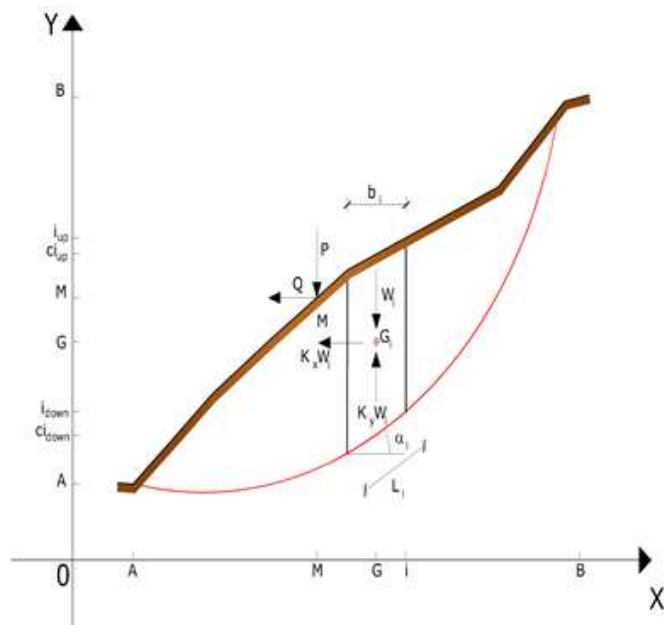
$L_i$  = la lunghezza della base dell' $i$ -esimo concio;

$u_{ci}$  = la pressione dei pori al centro della base dell' $i$ -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[ C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$





in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei concii}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left( \frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove  $x_0$  ed  $x_n$  sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre  $x_{ci}$  rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno  $K_z$  può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore  $(1 - K_z)$ .

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza  $F$ , sostituendo l'espressione di  $N_i$  e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario  $C_3$ . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

### Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica  $K_C$ ) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in  $n$  strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale  $N_i$  agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

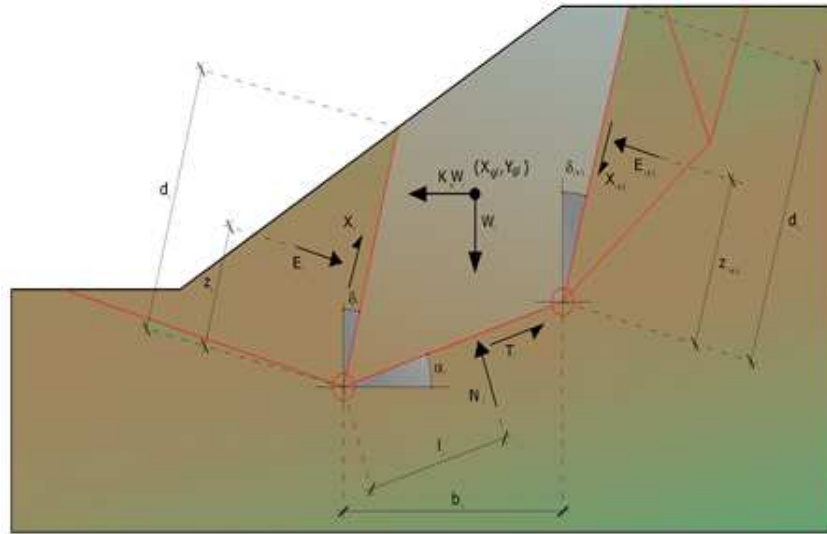
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\begin{aligned} \sum \Delta E_i &= 0 \\ \sum \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

dove  $E_i$  e  $X_i$  rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico  $i$ .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



*Azioni sull' iesimo concio, metodo di Sarma*

$$\sum \Delta X_i \cdot \text{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \text{tg}(\psi_i - \alpha') + (x_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1** , ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$K=K_c$     **Accelerazione critica** se  $F=1$   
 $F=F_s$     **Fattore di sicurezza in condizioni statiche** se  $K=0$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne  $X_i$  ed  $E_i$  tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze  $X_i$ :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove  $Q_i$  è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla  $i$ -esima faccia del concio  $i$ , e  $\lambda$  rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di  $K_C$ ,  $\lambda$  e  $F$ , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

### Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo  $\theta$ ;
2. tutti i momenti sono nulli  $M_i = 0$  con  $i=1 \dots n$ .

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione  $f(x) = 1$ . Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ \frac{F_s + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

$R$  = raggio dell'arco di cerchio;

$\theta$  = angolo d'inclinazione della forza  $Q_i$  rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\begin{aligned} \sum (Q_i \cos \theta) &= 0 \\ \sum (Q_i \sin \theta) &= 0 \end{aligned}$$

Con l'assunzione delle forze  $Q_i$  parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo ( $F_{sm}$ ) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo ( $F_{sf}$ ) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo  $\theta$ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

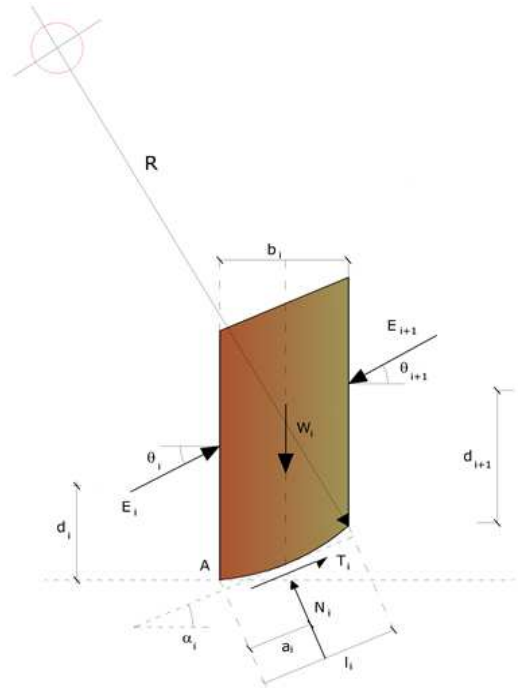
### Metodo di Morgenstern e Price (1965)

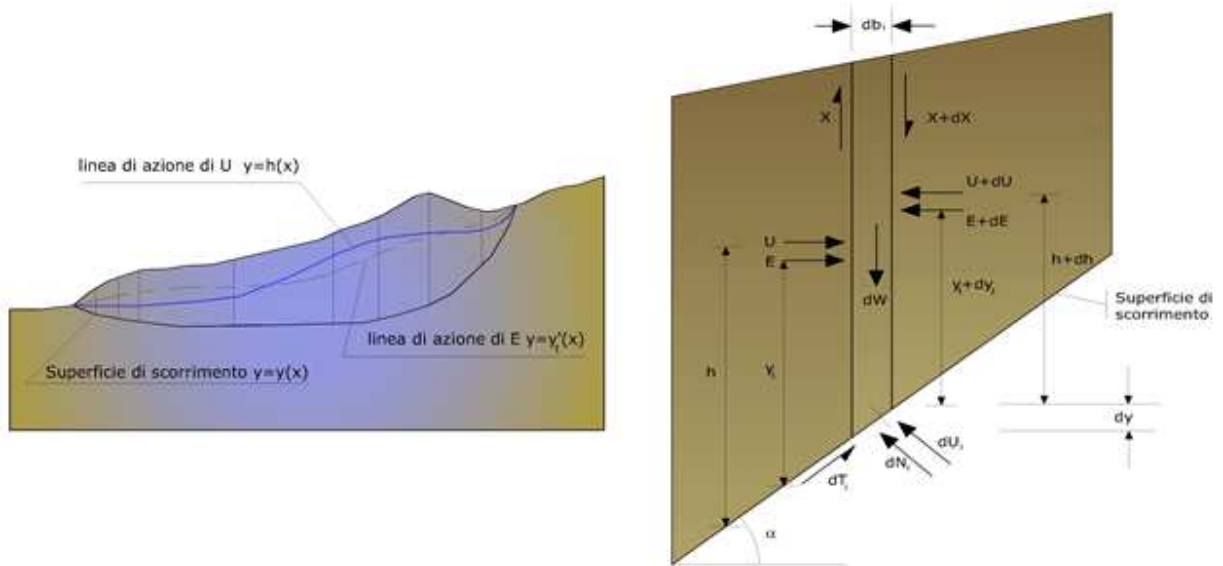
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo  $X = \lambda f(x)E$ , dove  $\lambda$  è un fattore di scala e  $f(x)$ , funzione della posizione di  $E$  e di  $X$ , definisce una relazione tra la variazione della forza  $X$  e della forza  $E$  all'interno della massa scivolante. La funzione  $f(x)$  è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite  $E$ ,  $X$ , il coefficiente di sicurezza  $F_s$ , il peso della striscia infinitesima  $dW$  e la risultante delle pressioni neutra alla base  $dU$ .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$\begin{aligned} c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \tan \phi' \left( \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \tan \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \\ = \frac{dE}{dx} - \tan \alpha \left( \frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right) \end{aligned}$$





Azioni sul concio  $i$ -esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta “**equazione dei momenti**”, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

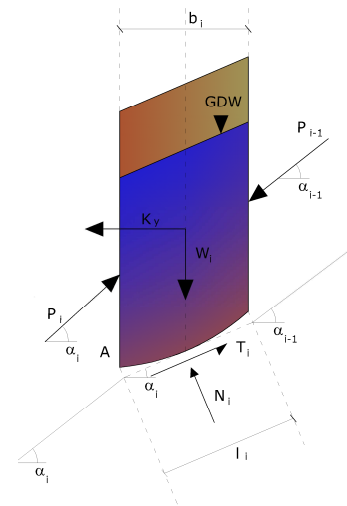
Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

### Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei  $i$  pali ( $s/d$ ) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a  $(8n-4)$ , ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- $K_y$  sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da  $(n-1)$  a  $(7n-3)$ ;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da  $n$  a  $(6n-3)$ ;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da  $(n-1)$  a  $(5n-2)$ ;
- Le forze  $(P_{i-1})$  e  $P_i$  si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia ( $\alpha_i$ ), riducendo il numero di incognite da  $(n-1)$  a  $(4n-1)$ ;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da  $(n)$  a  $(3n-1)$ ;



Il numero totale di incognite quindi è ridotto a (3n), da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R, chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore  $R_p$  che tiene conto dell'effetto arco.

### Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- $W$  peso concio;
- $K_x$  coefficiente sismico orizzontale;
- $K_y$  coefficiente sismico verticale.

### Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminare un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia  $m \times n$  e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

### Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

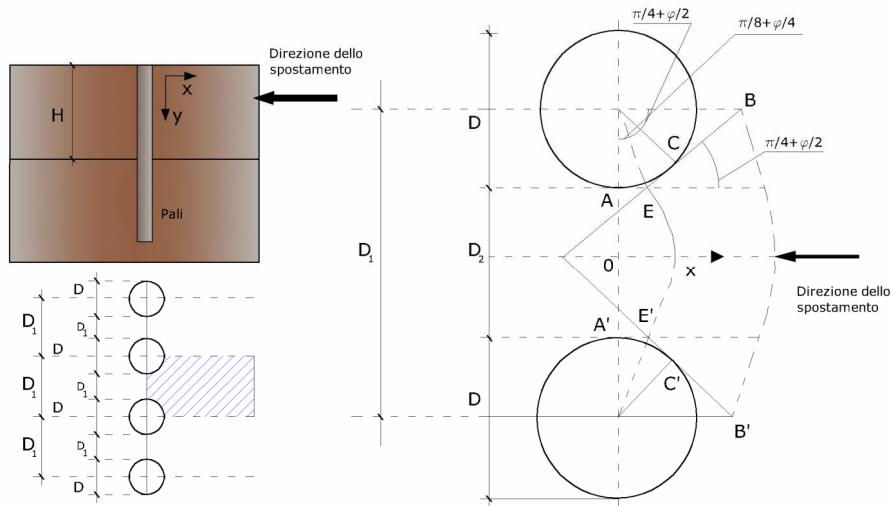
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativo nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo-terreno).

### Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella

fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli  $+(45 + \varphi/2)$  e  $-(45 + \varphi/2)$ ;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A', ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[ \frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left( e^{k_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[ D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[ D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

**C** = coesione terreno;

**φ** = angolo di attrito terreno;

**γ** = peso specifico terreno;

**D<sub>1</sub>** = interasse tra i pali;

**D<sub>2</sub>** = spazio libero fra due pali consecutivi;

$$N_\varphi = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[ 2 \tan \varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1 / (N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[ (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore  $H$ , è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere  $c = 0$ , l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[ D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con  $\phi = 0$  e  $C \neq 0$ , si ha:

$$P(z) = C \left[ D_1 \left( 3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2) / D_2 \tan \pi/8 \right) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$
$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$
$$P = C \cdot H \left[ D_1 \left( 3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2) / D_2 \tan \pi/8 \right) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico  $P$ , influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali ( $D_2/D_1$ ), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ( $D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$  e  $D_2 = D_1 \rightarrow P \rightarrow$  valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

#### **Metodo del carico limite di Broms**

Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

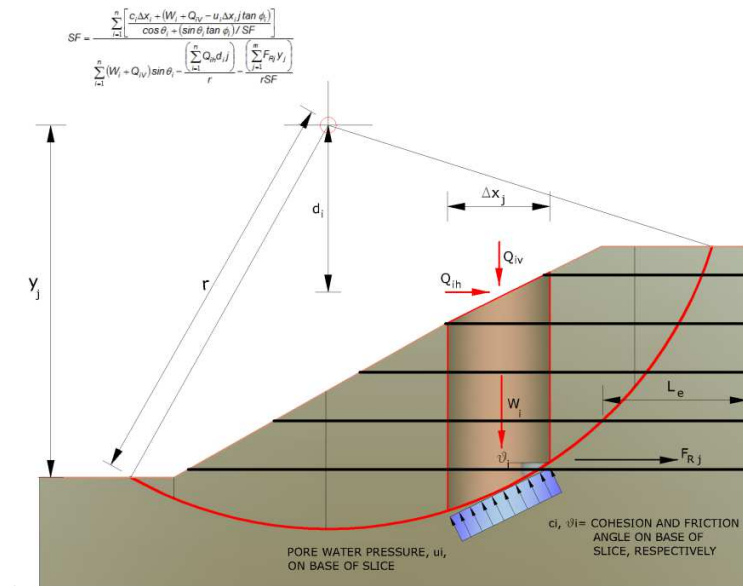
Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

#### **Elemento Rinforzo**

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.





Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo,  $T_{Allow}$ , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)}$$

dove:

- $\delta$  Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
- $T_{Pullout}$  Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza  $L_e$  all'interno della parte stabile del terreno;
- $L_e$  Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
- $f_b$  Coefficiente di *Pullout*;
- $\sigma'_v$  Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra  $T_{Allow}$  e  $T_{Pullout}$ , la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della  $T'$ .

### Ancoraggi

Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

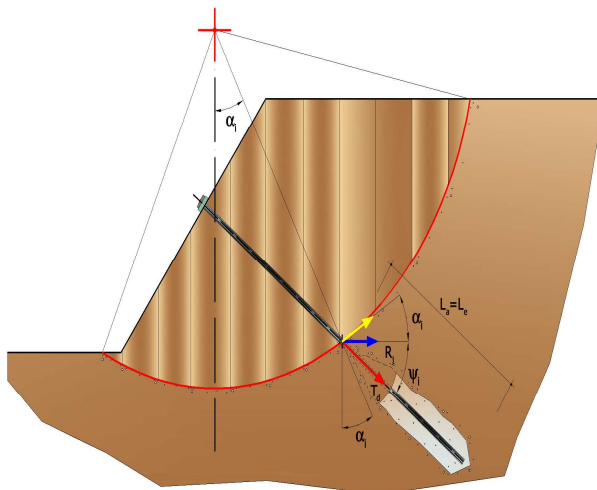
Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

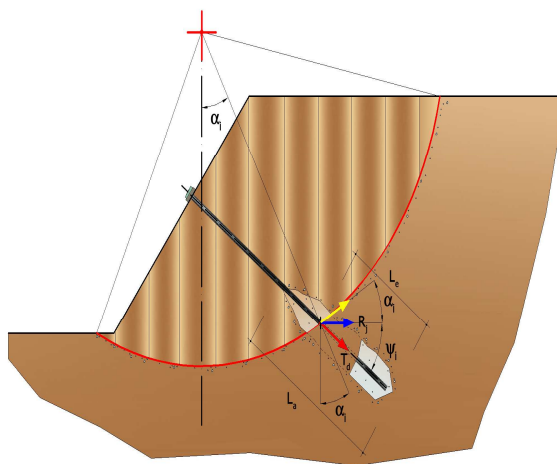
Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene

realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



*Bulbo completamente ancorato*



*Bulbo parzialmente ancorato*

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per i *chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con  $R_j$  si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left( \frac{1}{i} \right) \cdot \left( \frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

$T_d$  tiro esercizio;  
 $\Psi_i$  inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;  
 $i$  interasse;  
 $L_e$  lunghezza efficace;  
 $L_a$  lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.

#### Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Normativa	[A2+M1+R2]
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

#### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	17,87 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	19,2 m
Ascissa vertice destro superiore xs	21,64 m
Ordinata vertice destro superiore ys	21,99 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

#### Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	8,28
2	0,34	8,29
3	1,33	8,31
4	2,33	8,31
5	3,33	8,31
6	4,33	8,29
7	5,33	8,27

8	6,33	8,25
9	7,33	8,23
10	8,33	8,19
11	9,33	8,13
12	10,33	7,93
13	11,32	7,79
14	12,32	7,63
15	13,32	7,47
16	14,32	7,3
17	15,32	7,14
18	16,32	7,05
19	17,32	7,34
20	18,32	7,62
21	19,32	7,98
22	20,32	8,36
23	21,31	8,74
24	22,31	9,14
25	23,31	9,55
26	24,31	9,97
27	26,58	10,72
28	27,87	11,06
29	27,87	9,75
30	29,57	9,75
31	29,57	11,2
32	30,31	11,38
33	31,31	11,74
34	32,3	11,99
35	33,3	12,03
36	34,3	12,11
37	35,3	12,16
38	36,3	12,21
39	37,3	12,17
40	37,31	12,17

**Falda**

Nr.	X (m)	y (m)
1	0,0	5,45
2	1,91	5,71
3	4,65	6,12
4	6,74	6,65
5	8,17	7,16
6	10,5	7,91
7	19,11	7,91
8	20,74	7,58
9	22,46	7,41
10	24,63	7,41

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	0,0	0,34
2	3,72	0,73
3	6,62	1,11
4	10,3	2,0
5	14,67	3,05
6	17,87	4,33

7	20,92	5,67
8	24,63	7,41
9	27,32	8,96
10	28,63	9,75
11	29,57	9,75
12	29,57	10,33
13	30,39	10,73
14	31,65	11,42
15	32,3	11,99
16	33,3	12,03
17	34,3	12,11
18	35,3	12,16
19	36,3	12,21
20	37,3	12,17
21	37,31	12,17

**Coefficienti parziali azioni**

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

**Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

**Stratigrafia**

Strato	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0.1	0.3	28	1800	2000	Sabbia o sabbia limosa sciolta	
2	10	0	45	2300	2500	rocce ignee	

**Carichi distribuiti**

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm <sup>2</sup> )
1	27,8626	9,88	29,5626	10,32834	0,5

**Risultati analisi pendio**

Fs minimo individuato	2,68
Ascissa centro superficie	19,94 m
Ordinata centro superficie	19,62 m
Raggio superficie	12,96 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

**xc = 19,943 yc = 19,616 Rc = 12,96 Fs=2,677**

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,78	-13,5	0,8	165,23	0,0	0,0	0,1	28,0	698,4	253,8	350,5
2	1,0	-9,4	1,01	647,34	0,0	0,0	0,1	28,0	1073,1	743,7	526,0
3	1,0	-5,0	1,0	1097,45	0,0	0,0	0,1	28,0	1199,3	1154,3	603,9
4	1,0	-0,6	1,0	2942,09	0,0	0,0	0,1	28,0	1110,6	1838,8	738,4
5	1,0	3,9	1,0	3525,33	0,0	0,0	0,1	28,0	892,9	2578,6	886,2
6	1,0	8,3	1,01	3999,26	0,0	0,0	0,1	28,0	679,3	3207,0	1014,2
7	1,0	12,8	1,02	4344,61	0,0	0,0	0,1	28,0	427,1	3760,7	1129,7
8	1,0	17,4	1,05	4551,28	0,0	0,0	0,1	28,0	158,0	4218,7	1229,0
9	2,27	25,2	2,51	10043,61	0,0	0,0	0,1	28,0	0,0	9749,8	2872,4
10	1,76	35,6	2,17	7896,0	0,0	0,0	0,1	28,0	0,0	7994,0	2397,9

**Indice**

1.Dati generali	15
2.Vertici profilo	15
3.Falda	16
4.Vertici strato .....1	16
5.Coefficienti parziali azioni	16
6.Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	17
7.Stratigrafia	17
8.Risultati analisi pendio	17
Indice	18