

PROG. N° 3186

PROGETTO PRELIMINARE

Comune di



Torino

REALIZZAZIONE COLLETTORE MEDIANO ZONA SUD-OVEST AREA METROPOLITANA

INTERVENTO RISANAMENTO COLLETTORE ZONA SUD

RELAZIONI TECNICHE

Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.

Sede legale: Corso XI Febbraio, 14 - 10152 Torino TO I

tel. +39 011 4645.111 - fax. +39 011 4365.575

E-mail: info@smatorino.it Sito web: www.smatorino.it

il Direttore Generale

Dott. Ing. Marco Acri

						documento n°:
3						dt06
2						
1						
0	Emissione	Febbraio 2013	VAUDANO	VAUDANO	ACRI	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE	

Progettista: Ing. Giorgio Vaudano

Collaboratori: A. Follis

Risorse Idriche S.p.A. - Società del gruppo SMAT

Sede legale: C.so XI Febbraio, 14 - 10152 Torino

Tel. +39 011 4645.1250 / 1251 - fax : +39 011 4645.1252

Capitale Sociale € 1.241.760,00 € i.v.

Codice fiscale-Partita IVA e Registro delle imprese di Torino: 06087720014

E-mail: info@risorseidricheto.it



file:

ATO3 3186

PROGETTO

RI0304

ID R.I.

TMED-PRE-dt06.doc

documento

INDICE

1.	PREMESSE.....	2
2.	RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E GESTIONE DELLE TERRE DA SCAVO	2
2.1	Considerazioni progettuali sugli scavi ed opere in presenza di falda.....	3
2.2	Considerazioni progettuali sulla metodologia di scavo.....	3
2.3	Sintetiche notazioni progettuali sulle “considerazioni geologiche e geotecniche”	3
2.4	Prime indicazioni per il piano di gestione delle terre e rocce da scavo	4
3.	PRIME CONSIDERAZIONI INERENTI LA CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	4
4.	STRUTTURE ED OPERE D’ARTE STRUTTURALI	5
4.1	Considerazioni sul dimensionamento statico della galleria e delle opere in pozzo	6
4.1.1	Carichi agenti	6
4.1.2	Indicazioni geotecniche	7
4.2	Verifica statica delle tubazioni.....	7
4.2.1	Verifica statica tubazione prefabbricata in c.a. turbo centrifugato.....	7
4.2.2	Tubazione diametro interno 1600 mm con massima copertura in trincea.....	8
4.2.2	Tubazione diametro interno 1600 mm con massima copertura in galleria.....	8
5.	RELAZIONE IDRAULICA.....	8
5.0	Premesse.....	8
5.1	Collettore fognario esistente.....	9
5.1.0	Impostazioni generali di verifica idraulica.....	9
5.1.1	Metodologia di calcolo della capacità di portata defluente.....	9
5.1.2	Criteri progettuali, parametrici fisici e geometrici adottati	10
5.1.3	Calcolo della capacità di portata defluente	11
5.1.4	Stima della capacità di portata defluente	14
5.1.5	Considerazioni inerenti la portata massima defluente calcolata.....	15
5.2	Sistema fognario di progetto	17
5.2.1	Metodologia di calcolo della capacità di portata di progetto	17
5.2.2	Parametrici fisici e geometrici adottati, criteri progettuali e scelta materiali	17
5.2.3	Scala delle capacità di portata di progetto.....	17
5.2.4	Calcolo della capacità di portata di progetto.....	22
5.3	Prime indicazioni per il dimensionamento delle interconnessioni.....	22
5.4	Approfondimenti necessari nelle successive fasi progettuali.....	23
6.	ALTIMETRIA DEL PROGETTO.....	23

 Risorse Idriche S.p.a. <i>Società del Gruppo SMAT</i> Corso XI febbraio, 14 10152 TORINO	SOCIETA' METROPOLITANA ACQUE TORINO S.p.A. Corso XI febbraio n. 14 10152 TORINO	
---	--	---

COLLETTORE MEDIANO ZONA SUD-OVEST
AREA METROPOLITANA DI TORINO
INTERVENTO RISANAMENTO COLLETTORE ZONA SUD
Prog. 3186
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONI TECNICHE

1. PREMESSE

Nel presente documento sono contenute le trattazioni di alcuni aspetti tecnici che verranno approfonditi nella progettazione definitiva ed esecutiva.

In particolare viene sinteticamente illustrato il piano di gestione delle terre e rocce da scavo, congiuntamente ad alcuni aspetti geognostici locali e diffusi della zona indagata.

Vengono in seguito affrontati alcuni spetti correlati alla statica degli elementi costruttivi presenti nel progetto sia dal punto di vista sismico, sia tipologico strutturale.

Maggior approfondimento, sempre correlato alla fase progettuale in essere, viene dedicato alla relazione idraulica.

2. RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E GESTIONE DELLE TERRE DA SCAVO

La relazione sulle indagini geognostiche e geologiche, congiuntamente alle analisi ambientali sono allegate ai documenti progettuali.

In particolare ci si riferisce esplicitamente ai seguenti documenti: *“Relazione geologica, idrogeologica e sismica – Relazione geotecnica di caratterizzazione – Relazione di caratterizzazione ambientale”, “Rapporto certificativo delle indagini geognostiche – Analisi di laboratorio”, “Rapporto interpretativo delle indagini”* ed *“Inquadramento geologico e geotecnico ai sensi delle N.T.C. 2008 – Caratterizzazione geo meccanica dei terreni ed analisi tenso-deformativa dello scavo per il collettore zona sud Torino”* cui si rimanda per approfondimenti e per competenza.

In tali documenti è possibile conoscere elementi di dettaglio e di approfondimento sulla geologia della zona oggetto di intervento.

2.1 Considerazioni progettuali sugli scavi ed opere in presenza di falda

Da quanto emerge dalla *“Inquadramento geologico e geotecnico ai sensi delle N.T.C. 2008 – Caratterizzazione geo meccanica dei terreni ed analisi tenso-deformativa dello scavo per il collettore zona sud Torino”*, cui si rimanda per competenza e per ogni approfondimento, non emerge la presenza di falda sotterranea nella fascia indagata oggetto della progettazione del collettore fognario in questione.

In allegato è presente un profilo longitudinale del collettore in progetto con i livelli di falda desunti dalla citata documentazione tecnica di progetto.

2.2 Considerazioni progettuali sulla metodologia di scavo

La metodologia di scavo adottata nel progetto prevede alcuni distinguere a seconda che si operi in trincea, in galleria a fronte “aperto” o in galleria a fronte “chiuso”.

In particolare per quanto riguarda le opere in trincea, l'adozione di casseri autoaffondanti contemporaneamente all'approfondimento dello scavo costituisce un metodo di contenimento degli smottamenti e quindi costituisce un metodo per contenere possibili effetti dannosi alla realizzazione delle opere e all'ambiente circostante.

Per quanto riguarda la galleria a fronte “aperto”, intendendo con tale metodologia lo scavo di galleria senza l'utilizzo di contropressioni di terra o fango e comunque senza che ci sia un ostacolo fisso al possibile franamento del fronte di scavo durante le fasi di avanzamento scavo, quale può essere la sezione di testata della macchina per realizzare un microtunnelling,. Sarà compito delle successive fasi progettuali e comunque della fase realizzative delle opere considerare se è necessaria o meno la cosiddetta armatura del fronte di scavo, ovvero del “bloccaggio” del fronte.

Per quanto riguarda la galleria con fronte “chiuso”, si tratta come detto della presenza di un ostacolo fisso con sezione chiusa sul fronte addizionata a contropressione di terra o di fango.

In allegato sono presenti alcune valutazioni sulla situazione sovraesposta in galleria (cfr. *“Inquadramento geologico e geotecnico ai sensi delle N.T.C. 2008 – Caratterizzazione geo meccanica dei terreni ed analisi tenso-deformativa dello scavo per il collettore zona sud Torino”*).

2.3 Sintetiche notazioni progettuali sulle “considerazioni geologiche e geotecniche”

Da quanto emerge dalla *“Inquadramento geologico e geotecnico ai sensi delle N.T.C. 2008 – Caratterizzazione geo meccanica dei terreni ed analisi tenso - deformativa dello scavo per il collettore zona sud Torino”*, cui si rimanda per competenza e per ogni approfondimento, *“il tracciato progettuale (...) interesserà i depositi UG2, sabbioso ghiaiosi, dotati di buone caratteristiche geomeccaniche e si un buon grado di addensamento; (...) sarà invece fondamentale determinare le problematiche connesse alla presenza dei livelli limoso ghiaiosi (UG1A), presenti in più punti della parte terminale del tracciato di progetto, in quanto oltre a presentare caratteristiche geomeccaniche inferiori rispetto agli altri depositi in esame, possono essere potenziale sede di falde sospese in ragione della loro permeabilità”*.

Tali considerazioni inducono quindi a valutare la necessità di consolidamenti superficiali ed eventualmente dal fronte di scavo al fine di poter aumentare localmente le caratteristiche geomeccaniche dei livelli limoso ghiaiosi (UG1A) presenti. Tale situazione viene anche ripresa nel

paragrafo denominato “Linee caratteristiche teoriche e cedimento superficiale” della documentazione “Inquadramento geologico e geotecnico ai sensi delle N.T.C. 2008 – Caratterizzazione geo meccanica dei terreni ed analisi tenso - deformativa dello scavo per il collettore zona sud Torino”, cui si rimanda per competenza e per ogni approfondimento.

Per quanto concerne la possibile presenza di “falde sospese”, tutte le opere in pozzo/camera, saranno impermeabilizzate in fase di realizzazione nelle zone in cui sarà possibile apporre manti impermeabili (ad esempio solai di copertura delle camere).

2.4 Prime indicazioni per il piano di gestione delle terre e rocce da scavo

Per quanto concerne il piano di gestione delle terre e rocce da scavo, alla luce di quanto riportato nelle “Considerazioni conclusive” della “Relazione ambientale” cui si rimanda per competenza e per approfondimenti, si riporta quanto segue:

- “non si evidenziano (...) stati di potenziale contaminazione delle matrici suolo e sottosuolo dell'area in oggetto”
- “i referti analitici non riportano superamenti delle CSR più restrittive per i siti ad uso verde e destinazioni residenziali ai sensi della normativa vigente”

Tenuto altresì conto che secondo le disposizioni vigenti della Città di Torino sulla gestione dei rinterri nei tratti di via oggetto di manomissione del suolo pubblico, occorre rinterrare con materiale misto anidro, il presente progetto – almeno in questa fase preliminare – non può che prevedere il trasporto a discarica autorizzate del terreno movimentato per la realizzazione dei tratti in trincea e per la parte dei pozzi / camere di ispezione nei primi 3 metri di approfondimento.

Per quanto concerne il terreno di risulta derivante dallo scavo in galleria tradizionale, lo stesso viene considerato riutilizzabile essenzialmente per il riempimento dei tratti in trincea di cui sopra e per le camere di grandi dimensioni previste nel parco Colonnetti.

L'esubero eventuale, dovrà essere stimato in volume nella successiva fase progettuale, e sarà oggetto di un possibile riutilizzo.

Per quanto concerne lo smarino del tratto realizzato in microtunnelling, lo stesso, a seconda degli additivi adottati nella fase di creazione e ricircolo dei fanghi dovrà essere lavato e ricondotto ad una percentuale di presenza di parte liquida compatibile con quella del terreno non trattato, e sarà oggetto di piano di gestione ad opera dell'impresa esecutrice dello scavo.

3. PRIME CONSIDERAZIONI INERENTI LA CLASSIFICAZIONE SISMICA

Per quanto concerne l'inquadramento sismico è stata introdotta la zona 4 nella nuova classificazione sismica del territorio italiano, ai sensi dell' O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 all'interno della quale ricade il comune di Torino e per la quale la stessa OPCM dà facoltà alle Regioni di imporre o meno l'obbligo di progettazione antisismica. In particolare secondo la Classificazione ai sensi della DGR n. 11-13058 del 19.01.2010, in vigore a partire dal 01/01/2012 a seguito di approvazione della D.G.R. Piemonte n. 4-3084 del 12/12/2011 (pubblicata sul B.U.R.P n.50 del 15.12.2011), la zona oggetto di intervento è in zona sismica 4.

La Regione Piemonte con la Deliberazione D.G.R. N.61-11017 del 17/11/2003 “Deliberazione della Giunta della Regione Piemonte in merito alla riclassificazione a rischio sismico del territorio regionale”, indica “di non introdurre, per la zona 4, l'obbligo della progettazione antisismica, ad esclusione di alcuni tipi di edifici e di costruzioni rientranti tra quelli di interesse strategico di nuova costruzione che verranno individuati con successivo atto deliberativo, come previsto dall'articolo 2, comma 4 dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274”.

Pertanto nelle successive andrà approfondito l'inquadramento antisismico, indagando se l'opera in progetto ricada o meno nelle costruzioni rientranti tra quelli di interesse strategico o meno. In prima battuta le strutture in progettazione non appartengono alle cosiddette strutture a carattere sia strategico che rilevante elencate all'interno del DPCM 21.10.2003 "*Disposizioni attuative dell'articolo 2 commi 2,3,4 della OPCM 3274/2003*", "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*".

4. STRUTTURE ED OPERE D'ARTE STRUTTURALI

Per ogni elemento strutturale analizzato si effettueranno:

- analisi dei carichi agenti
- analisi delle sollecitazioni
- verifiche delle sezioni più sollecitate.

Le verifiche dovranno essere condotte secondo quanto indicato nell'EC2.

Le combinazioni di carico adoperate con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi saranno in linea di massima le seguenti.

S.L.U. - Stati Limite Ultimi

Verifica resistenza delle sezioni

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_{1k}$$

con:

F_d	=	azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche
G_k	=	valore caratteristico delle azioni permanenti (peso proprio, ricarica del terreno, strato di finitura, peso dell'acqua)
Q_{1k}	=	valore caratteristico dell'azione variabile di base (sovraccarico stradale)
γ_g	=	coeff. parziale di sicurezza delle azioni permanenti = 1.4
γ_q	=	coeff. parziale di sicurezza delle azioni variabili = 1.5

S.L.E. - Stati Limite di Esercizio

Verifica mantenimento dei requisiti di funzionalità dell'opera in esercizio (limitazione delle tensioni e delle deformazioni, controllo delle fessurazioni)

Gli Stati Limite di Esercizio da considerare saranno:

- Limitazione delle tensioni
- Controllo delle fessurazioni
- Limitazione delle deformazioni

La combinazione da considerare, data la unicità dell'azione variabile (carichi stradali), risulta essere in linea di massima unica per i tre tipi di verifica:

$$F_d = G_k + Q_{1k}$$

Il calcolo delle tensioni, dove possibile, sarà stato effettuato sia col minimo valore di sforzo assiale di esercizio, al fine di ottenere la situazione più sfavorevole alla fessurazione, sia con il massimo valore di sforzo assiale di esercizio al fine di ottenere la situazione più sfavorevole per i valori di tensione nel calcestruzzo.

4.1 Considerazioni sul dimensionamento statico della galleria e delle opere in pozzo

Al fine di dimensionare staticamente la galleria oggetto del progetto, occorrerà individuare alcune sezioni tipo in modo tale da consentire le individuazioni di situazioni di carico omogenee nei vari siti di scavo.

In particolare occorrerà indagare i parametri geometrici definitivi dello scavo con i fattori che influenzano maggiormente il dimensionamento statico quali

- caratteristiche geologiche e geotecniche del mezzo scavato,
- l'entità della copertura
- la quota di falda dal piano campagna ed il carico idraulico conseguente
- la presenza di edifici limitrofi alla zona di scavo, la presenza di fondazioni profonde, strutture sotterranee (sottopassi veicolari e/o parcheggi)

al fine di approdare alla conoscenza dei seguenti concetti:

- condizioni di stabilità del manufatto galleria a breve e lungo termine
- dimensionamento strutturale del rivestimento in conci prefabbricati
- interferenze con infrastrutture esistenti
- interventi di consolidamento preventivo

In particolare occorrerà seguire il seguente iter progettuale:

1. Inquadramento geologico e geotecnico
2. Previsioni di comportamento statico del terreno
3. Individuazione e dimensionamento degli interventi di stabilizzazione: valutazione del rischio sui fabbricati, infrastrutture, calcoli di previsione di subsidenze, individuazione interventi di presidio;
4. Dimensionamento strutturale
5. Verifiche in corso d'opera: monitoraggio del terreno e della superficie durante lo scavo
6. Particolarità costruttive: arrivo e partenza della macchina nei pozzi

4.1.1 Carichi agenti

Per le opere di sostegno scavi dovranno essere considerate, nelle diverse situazioni di analisi e nelle combinazioni di carico più sfavorevoli, le seguenti combinazioni di carichi agenti:

- peso proprio della struttura
- spinta delle terre e comportamento geotecnico delle strutture
- spinta idrostatica dovuta alla falda, distinguendo la fase costruttiva a breve termine e la fase di esercizio a lungo termine
- sovraccarico dovuto alla differenza di quota del piano di campagna rispetto alla quota di testa delle paratie (variabile)
- carico variabile pari ad almeno 20kPa dietro le paratie quale sovraccarico stradale

Per i solai e le opere in cemento armato definitive interne ai pozzi ed ai manufatti interrati, nelle diverse situazioni di analisi e nelle combinazioni di carico più sfavorevoli, dovranno essere presi in considerazione principalmente i seguenti carichi agenti:

- peso proprio della struttura
- reazioni normali relative al contrasto alle paratie propri dei solai in fase di scavo
- spinta idrostatica dovuta alla falda (per quanto concerne i solai di fondo, le pareti dei pozzi e i ricoprimenti /tamponamenti interni, compresi i solai intermedi)

- carichi permanenti relativi alle finiture (pavimentazioni, riempimenti, tramezzature)
- carichi permanenti relativi al ripristino superficiale (per quanto concerne il solaio di copertura)
- carichi variabili relativi ai sovraccarichi stradali (per quanto concerne il solaio di copertura)
- carichi variabili relativi ai liquami di sistema ed agli impianti di sistema e non (impianti necessari alla manutenzione del sistema, sistemi mobili di estrazione di materiale dai pozzi etc.)

4.1.2 Indicazioni geotecniche

Per quanto concerne la progettazione esecutiva geotecnica delle opere ci si dovrà attenere in particolare ma non esclusivamente a quanto prescritto dalle seguenti Norme.

<i>Progettazione geotecnica – Eurocodice 7</i> Regole generali	UNI EN 1997-1
<i>Progettazione geotecnica – Eurocodice 7</i> Prove di laboratorio	UNI ENV 1997-2

4.2 Verifica statica delle tubazioni

La verifica statica delle tubazioni dovrà prevedere ogni tipologia di materiale impiegato, diametro adottato e profondità di posa impostata. Il tutto dovrà essere relazionato ad un carico stradale di prima categoria, anche se la posa dovesse avvenire al di fuori da strade cosiddette di prima categoria. Tale posizione è giustificata essenzialmente dal fatto che i siti di posa sono collocati in ambiente urbano con notevole traffico veicolare e pertanto la possibilità di carichi stradali di prima categoria anche al di fuori della viabilità ordinaria è sempre possibile.

Secondo tale impostazione segue la verifica statica per una tubazione in conglomerato cementizio armato prefabbricato di tipo turbo centrifugato.

4.2.1 Verifica statica tubazione prefabbricata in c.a. turbo centrifugato

Al fine di valutare la congruità della resistenza meccanica da adottare per le tubazioni prefabbricate in progetto si è verificata la fessurazione della tubazione in seguito all'applicazione dei carichi insistenti.

In particolare si sono considerati il carico dovuto al peso proprio del terreno ed i carichi stradali di 1° categoria così come definito da D.M.LL.PP. dello 04/05/1990.

In particolare si è valutato il carico sulla tubazione con la seguente formula:

$$W = \frac{W_{p+a} \cdot F_S}{C_P}$$

ove con W_{p+a} si indica il carico totale sulla tubazione (peso proprio del terreno e carichi stradali), con F_S il fattore di sicurezza che consente di pervenire al carico di rottura della tubazione e con C_P il coefficiente riduttivo dovuto al fattore di posa.

4.2.2 Tubazione diametro interno 1600 mm con massima copertura in trincea

Adottando la profondità di posa massima da profilo longitudinale, pari a circa 6.70 m al di sotto del piano stradale e quindi con una copertura sopra la tubazione di circa 4,70 m, si ottiene un carico lineico sulla tubazione pari a:

$$W_{p+a} \approx 300 \text{ kN/m (a titolo cautelativo)}$$

Adottando un fattore F_s pari a 1.50 e considerando un fattore di posa (rinfiato completo in calcestruzzo) 2.25 (cautelativo), si ottiene:

$$W \approx 200 \text{ kN/m.}$$

Da cui:

$$R_{\text{tubazione}} \approx 1,25 \text{ kN/m per centimetro di diametro (160 cm)}$$

Per cui, sempre a titolo cautelativo e considerato che le situazioni di posa locali possono essere molteplici, viene adottata una tubazione con 1,50 kN/m per centimetro di diametro (160 cm).

4.2.2 Tubazione diametro interno 1600 mm con massima copertura in galleria

La presente verifica ha titolo puramente indicativo e di massima, in quanto la tubazione dovrà resistere anche agli sforzi indotti nella spinta delle stesse lungo il cavo della galleria scavata con il microtunnelling e quindi la sua resistenza e conformazione dovranno essere oggetto di un approfondimento nelle successive fasi progettuali.

Adottando la profondità di posa massima da profilo longitudinale, pari a circa 11,00 m al di sotto del piano stradale e quindi con una copertura sopra la tubazione di circa 9,00 m, si ottiene un carico lineico sulla tubazione pari a:

$$W_{p+a} \approx 400 \text{ kN/m (a titolo cautelativo)}$$

Adottando un fattore F_s pari a 1.50 e considerando un fattore di posa (rinfiato completo in calcestruzzo) 2.70 (cautelativo), si ottiene:

$$W \approx 230 \text{ kN/m.}$$

Da cui:

$$R_{\text{tubazione}} \approx 1,43 \text{ kN/m per centimetro di diametro (160 cm)}$$

Per cui, posto quanto espresso in precedenza, le tubazioni in questione non dovranno avere una resistenza inferiore a 1,50 kN/m per centimetro di diametro (160 cm).

5. RELAZIONE IDRAULICA

5.0 Premesse

La relazione idraulica si pone l'obiettivo di approdare al dimensionamento del collettore in progetto in modo che sia in grado di trasportare verso valle le portate convogliate dal collettore esistente.

A tal fine occorre in primo luogo valutare la portata massima collettibile dal sistema fognario esistente.

Per ottenere questo dato, si sono ricavati dalla cartografia esistente tutte le quote di fondo scorrevole del collettore compreso tra il punto di interconnessione di monte lungo Strada Castello Antico di Mirafiori e Corso Maroncelli e le varie dimensioni dello stesso tra pozzo e pozzo.

A seguito di tali dati essenzialmente geometrici si sono stese alcune valutazioni idrauliche qui di seguito riportate e si è proceduto al dimensionamento del collettore in progetto.

5.1 Collettore fognario esistente

5.1.0 Impostazioni generali di verifica idraulica

Come riportato è stato indagato il collettore consortile a livello di quota di fondo scorrevole e a livello di dimensioni geometriche e forma del collettore esistente secondo i dati cartografici di S.M.A.T.

Successivamente la analisi della capacità di portata del collettore è stata effettuata secondo l'impostazione fisica di moto uniforme e quindi con la formula di Chèzy.

Con tale impostazione fisica non è possibile calcolare il deflusso nei tratti a pendenza nulla o negativa e non si tiene conto delle singolarità del tracciato, altimetriche e variazioni di sezione che a seconda del regime di moto reale influenzano il deflusso della condotta.

Tuttavia si ritiene che tale impostazione idraulica sia cautelativa rispetto ai citati scopi dell'indagine in quanto rigurgiti o effetti di riempimento anomalo di una condotta fognaria possono solamente diminuire la portata massima teorica transitabile.

Sicuro è che indagando il collettore consortile esistente, il regime di moto che si instaura al suo interno è sicuramente di tipo vario e la pendenza rilevata tratto per tratto è ricavata dalla profondità del pozzo di ispezione esistente e non mediante una livellazione all'interno del collettore. Per altro quest'ultima rilevazione stante il deflusso continuo, perenne e consistente risulta difficilmente e/o pericolosamente praticabile.

5.1.1 Metodologia di calcolo della capacità di portata defluente

Si riporta di seguito l'impostazione matematico fisica adottata per il dimensionamento progettuale.

La modellizzazione utilizzata è stata impostata in riferimento alle condizioni di moto uniforme, indisturbato considerando le caratteristiche idrodinamiche secondo la formulazione del coefficiente di scabrezza di Gauckler – Strickler ed utilizzando i parametri geometrico idraulici di seguito indicati.

$$Q = \Omega \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot J_f}$$

Ove con i seguenti simboli si è indicati:

$\chi = K_s \cdot R^{\frac{1}{6}}$	indice di scabrezza
K_s	coefficiente di scabrezza espresso in $\frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}$
R	raggio idraulico = $\frac{\Omega}{C_B}$
Ω	area bagnata
C_B	contorno bagnato
J_f	pendenza fondo scorrevole

5.1.2 Criteri progettuali, parametrici fisici e geometrici adottati

Posto che il collettore esistente, come desumibile dalla planimetria allegata e dal relativo profilo longitudinale, presente numerose singolarità, per altro in linea con lo sviluppo cittadino dello stesso, si possono elencare i seguenti dati significativi.

Lunghezza complessiva	=	2.470 m
Forma del collettore	=	policentrico e circolare
o Dimensioni del collettore policentrico	=	1.500 x 1.650 in mm
o Sviluppo collettore policentrico	=	2.232 m (90%)
o Materiale del collettore policentrico	=	conglomerato cementizio
• Dimensioni del collettore circolare	=	1.000 mm
• Sviluppo del collettore circolare	=	238 m (10%)
• Materiale del collettore circolare	=	acciaio incamiciato
Quota di fondo scorrevole di valle	=	219,59 m s.l.m.
Quota di fondo scorrevole di monte	=	227,63 m s.l.m. ⁽¹⁾
Differenza di quota	=	8,04 m ⁽²⁾
Pendenza media	=	0,326 %

Oltre ad alcuni tratti con sviluppo 13 m e un altro con sviluppo 29 m in cui si registra una pendenza negativa sensibilmente paragonabile ad un tratto in piano relativamente alle dimensioni del collettore ed al tirante idraulico che si instaura all'interno del collettore, in alcuni tratti la pendenza locale del collettore indagato si discosta dalla pendenza media. In particolare la pendenza dei singoli tratti si mantiene costante in un intorno dello 0,30% $\pm$ 0.2 % per uno sviluppo cumulato del 77 % del totale ed in un intorno dello 0,30% $\pm$ 0.1 % per uno sviluppo del 73% del totale.

Posto quanto sopra si è proceduto ad una verifica della capacità di portata tratto per tratto a seconda della tipologia di sezione, della dimensione e della pendenza del fondo scorrevole del collettore esistente secondo i seguenti parametri fisici tratti da note tabelle presenti in letteratura tecnico idraulica.

Coefficiente di scabrezza collettore policentrico	=	67	$\frac{m^{1/3}}{s}$
Coefficiente di scabrezza collettore circolare	=	85	$\frac{m^{1/3}}{s}$

Inoltre per quanto concerne il calcolo delle dimensioni geometriche del collettore di forma policentrica richieste dalla modellizzazione sopra descritta, il raggio idraulico piuttosto che il contorno bagnato e l'area sottesa dal tirante idraulico calcolati sono stati desunti tramite il disegno della sezione in varie configurazioni.

In particolare si sono indagate 3 configurazioni con 3 differenti tiranti idraulici: 70%, 80% e 90% del riempimento verticale totale, approdando al fatto che il raggio idraulico risulta rispettivamente pari a 0.38 m, 0.45 m e 0.46 m.

¹ La quota di fondo scorrevole di monte dovrà essere oggetto di indagine in quanto la quota riportata in cartografia sembra palesemente errata e precisamente di circa 4,00 m rispetto ad una quota di fondo scorrevole plausibile

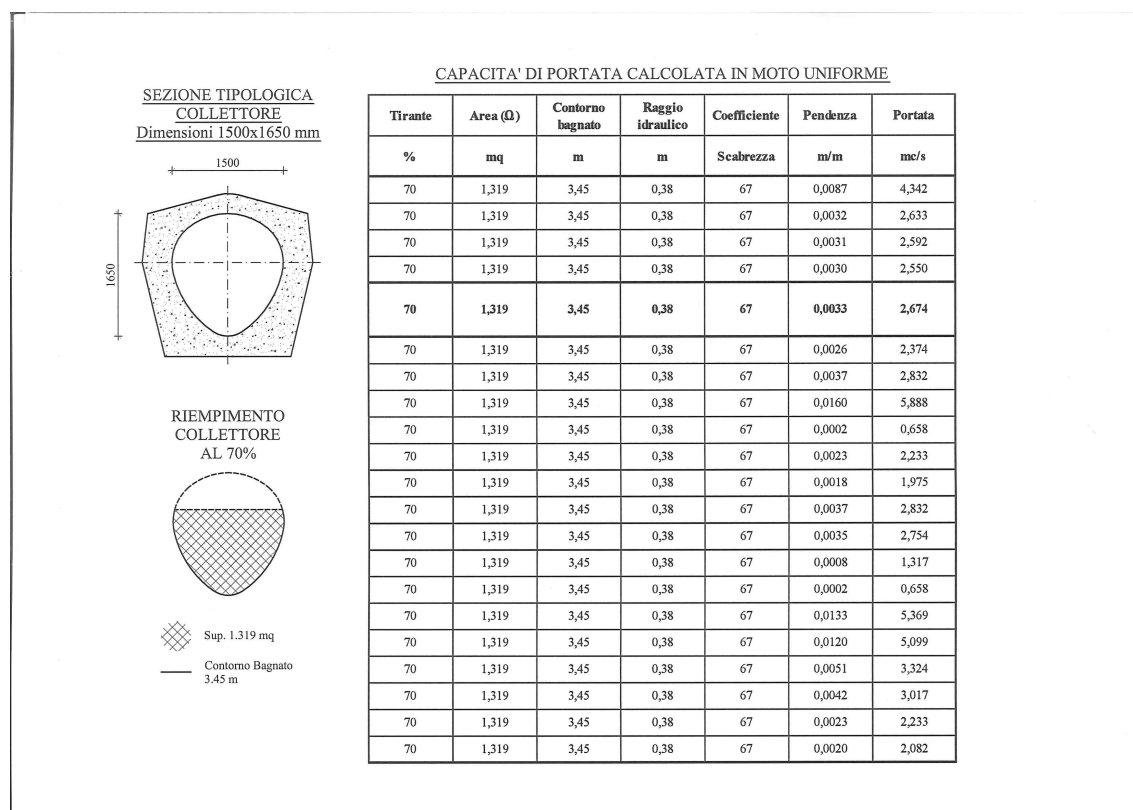
² Vedasi nota precedente

In allegato sono presenti gli schemi geometrici citati ove emergono le caratteristiche geometriche della sezione.

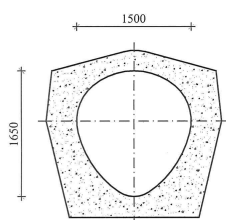
5.1.3 Calcolo della capacità di portata defluente

Per il calcolo della capacità di portata defluente, posto quanto testé riportato sulla schematizzazione idraulica e sulle grandezze geometriche coinvolte, in allegato è presente una tabulazione ove sono state calcolate le portate con riempimento del collettore policentrico con 3 differenti tiranti idraulici: 70%, 80% e 90% a seconda delle varie pendenze del fondo scorrevole tratto per tratto.

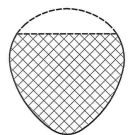
Come emerge, la capacità di portata massima la si ottiene con un riempimento verticale del collettore al 90% del tirante idrico.



SEZIONE TIPOLOGICA
COLLETTORE
Dimensioni 1500x1650 mm



RIEMPIMENTO
COLLETTORE
AL 80%

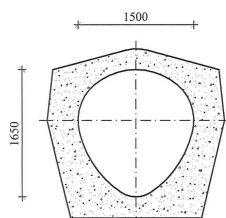


Sup. 1.549 mq
Contorno Bagnato
3.67 m

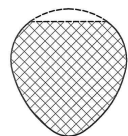
CAPACITA' DI PORTATA CALCOLATA IN MOTO UNIFORME

Tirante	Area (Ω)	Contorno bagnato	Raggio idraulico	Coefficiente	Pendenza	Portata
%	mq	m	m	Scabrezza	m/m	mc/s
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0087	5,447
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0032	3,303
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0031	3,251
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0030	3,198
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0033	3,355
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0026	2,978
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0037	3,552
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0160	7,387
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0002	0,826
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0023	2,801
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0018	2,478
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0037	3,552
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0035	3,455
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0008	1,652
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0002	0,826
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0133	6,735
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0120	6,397
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0051	4,170
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0042	3,784
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0023	2,801
80	1,549	3,67	0,42	67	0,0020	2,612

SEZIONE TIPOLOGICA
COLLETTORE
Dimensioni 1500x1650 mm



RIEMPIMENTO
COLLETTORE
AL 90%



Sup. 1.743 mq
Contorno Bagnato
3.81 m

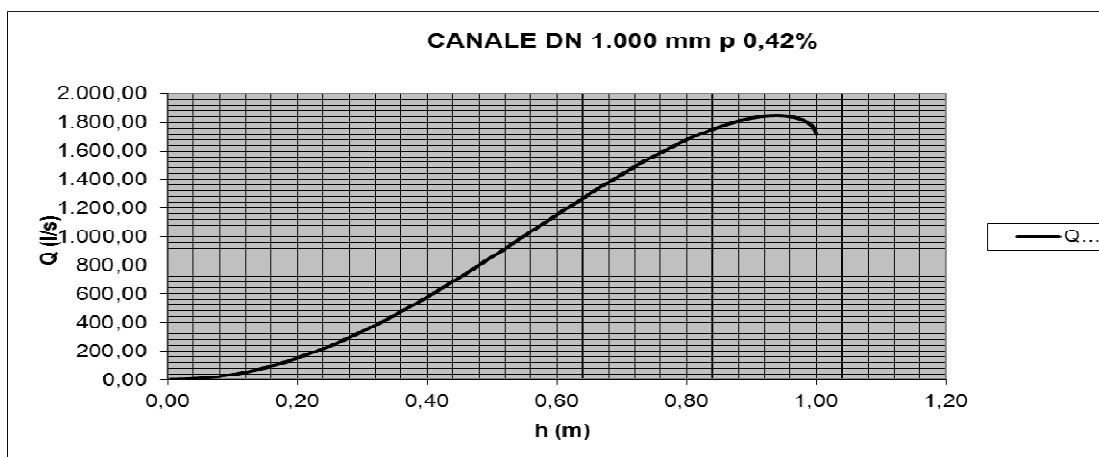
CAPACITA' DI PORTATA CALCOLATA IN MOTO UNIFORME

Tirante	Area (Ω)	Contorno bagnato	Raggio idraulico	Coefficiente	Pendenza	Portata
%	mq	m	m	Scabrezza	m/m	mc/s
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0087	6,467
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0032	3,922
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0031	3,860
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0030	3,798
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0033	3,983
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0026	3,535
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0037	4,217
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0160	8,770
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0002	0,981
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0023	3,325
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0018	2,942
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0037	4,217
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0035	4,102
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0008	1,961
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0002	0,981
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0133	7,996
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0120	7,595
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0051	4,952
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0042	4,493
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0023	3,325
90	1,743	3,81	0,46	67	0,0020	3,101

Per quanto concerne il collettore di diametro 1.000 mm in acciaio si presenta qui di seguito la scala della capacità di portata per le due pendenze di fondo scorrevole rilevate in cartografia.

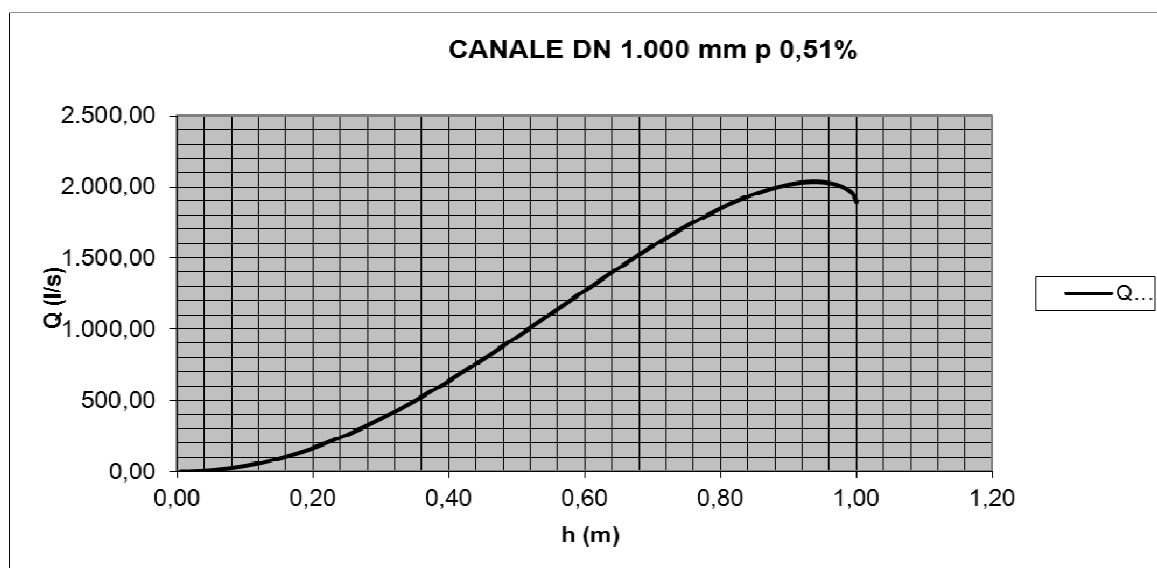
COLLETTORE DN 1000 - PENDENZA 0,0042 - ACCIAIO

h/r	h	Q	V
-	m	l/s	m/s
0,01	0,01	0,1	0,12
0,10	0,05	8,2	0,56
0,20	0,10	35,8	0,88
0,50	0,25	235,2	1,53
1,00	0,50	858,4	2,19
1,50	0,75	1.565,7	2,48
1,85	0,93	1.844,7	2,43
1,86	0,93	1.846,1	2,43
1,87	0,94	1.846,9	2,42
1,88	0,94	1.846,9	2,41
1,89	0,95	1.846,2	2,40
1,90	0,95	1.844,9	2,39
1,91	0,96	1.842,7	2,46
1,92	0,96	1.839,5	2,37
2,00	1,00	1.717,0	2,19



COLLETTORE DN 1000 - PENDENZA 0,0051 - ACCIAIO

h/r	h	Q	V
-	m	l/s	m/s
0,01	0,01	0,1	0,14
0,10	0,05	9,1	0,62
0,20	0,10	39,5	0,97
0,50	0,25	259,2	1,69
1,00	0,50	946,0	2,41
1,50	0,75	1.725,3	2,73
1,85	0,93	2.032,7	2,68
1,86	0,93	2.034,3	2,67
1,87	0,94	2.035,1	2,66
1,88	0,94	2.035,2	2,66
1,89	0,95	2.034,5	2,65
1,90	0,95	2.032,9	2,64
1,91	0,96	2.030,5	2,71
1,92	0,96	2.027,0	2,62
2,00	1,00	1.892,0	2,41



5.1.4 Stima della capacità di portata defluente

Per la stima delle capacità di portata del sistema fognario si sono considerate le pendenze minime e massime del collettore e la pendenza media del collettore.

Il tratto in acciaio non è stato considerato, anche se rappresenta una evidente diminuzione della capacità di portata in moto uniforme, in quanto si ritiene probabile che in quel tratto, qualora

transiti la massima capacità di portata nel collettore posto a monte, si instauri un fenomeno di moto in pressione all'interno del tratto in questione che di fatto diminuisce la riduzione di capacità di portata locale del collettore ipotizzato con un moto a pelo libero nel suo complesso.

Posto quanto sopra si possono evidenziare i seguenti dati:

Capacità di portata mc/s	Condizioni di verifica idraulica -
3.983	Pendenza fondo scorrevole media del collettore dello 0.33%
4.215	Media aritmetica di tutti i dati rilevati
4.146	Media aritmetica con esclusione dei due dati massimi e minimi (portata massima pari a 8.77 mc/s e minima 0.981 mc/s)
3.841	Media aritmetica con esclusione dei dati che comportano deviazioni dalla media aritmetica di tutti valori oltre il $\pm 50\%$ (in numero di 7 contro i 21 totale e quindi valore calcolato su il 66% dei valori)

Alla luce dei valori sopra riportati, la capacità di portata del collettore consortile nel tratto indagato può essere assunta cautelativamente pari a poco meno di 4 mc/s e tale dato viene considerato come riferimento progettuale.

5.1.5 Considerazioni inerenti la portata massima defluente calcolata

A confronto dei dati sopra riportati, si sono ricavati in modo altrettanto teorico gli abitanti equivalenti potenzialmente servibili dal volume di acqua nel tempo che transita nel collettore.

La metodologia adottata per il calcolo è la seguente:

$$Q_{pn} = k \cdot k' \cdot Q_{mn}$$

$$Q_{mn} = \Phi \frac{n \cdot d}{86.400}$$

ove si sono indicati con i simboli contenuti nelle due formule, i seguenti parametri:

Q_{pn}	=	portata nera massima nel giorno ed ora di massimo consumo
K	=	coefficiente di ragguaglio alle ore di maggior consumo = 3,0 (calcolato secondo indicazioni ATV ovvero 24/8)
K'	=	coefficiente di ragguaglio alle giorno di maggior consumo = 1,65 (calcolato come media tra 1,3 e 2,0 secondo l'ASCE)
Q_{mn}	=	portata media giornaliera in tempo asciutto
Φ	=	coefficiente di afflusso in fognatura = 0,80
n	=	abitanti equivalenti serviti
d	=	dotazione idrica = 300 l/ab./die
86.400	=	fattore di conversione l/die in l/s

Pertanto esplicitando rispetto a n , si ottengono gli abitanti equivalenti.

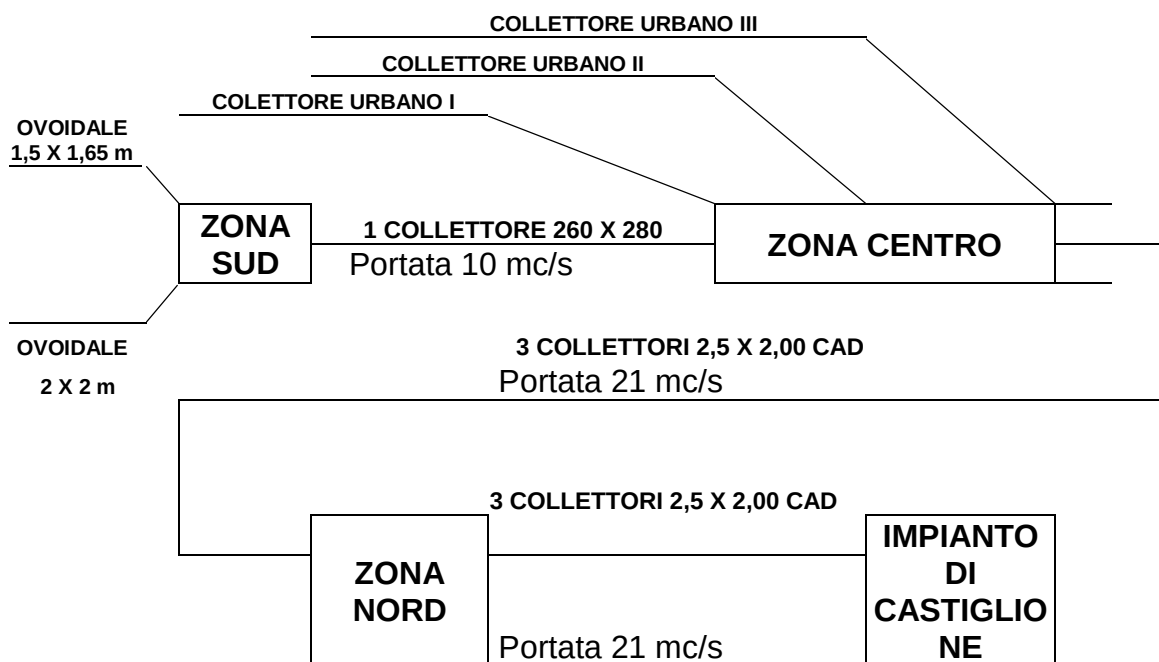
In particolare occorre ipotizzare una dotazione idrica media che viene assunta pari a 300 l/ab/die, ovvero l'estremo superiore dell'intervallo riportato nel "Piano D'ambito ATO 3 Torinese; Relazione di Piano", approvato con Deliberazione n. 107/2002 della Conferenza dell'ATO/3 TORINESE in data 6 dicembre 2002 e adeguato a seguito Deliberazione n. 169/2004 della Conferenza dell'ATO/3 TORINESE in data 27 maggio 2004 e compreso tra 250-300 l/ab/die.

Inoltre la portata viene ricondotta ad una stima della portata media giornaliera, annullando i coefficienti di ragguaglio pari a $3,0 \times 1,65 = 4,95$.

Alla luce di quanto sopra si ottiene:

$$n = \frac{Q_{\max} \cdot 86.400}{k \cdot k' \cdot d} \approx 232.000 \text{ abitanti equivalenti}$$

Posto quanto sopra, comunque i dati risultano compatibili con la seguente schematizzazione a livello di dimensioni dei collettori affluenti alla zona sud di Torino.



Nello schema sono altresì riportate le portate massime dei collettori:

- collettore consortile cittadino: 10 mc/s
- collettori verso l'impianto di Castiglione Torinese: 21 mc/s

5.2 Sistema fognario di progetto

Come anticipato il collettore fognario di progetto è vincolato dalla dipendenza assoluta della quota di fondo scorrevole di progetto dalla quota di fondo scorrevole esistente nei punti di intercettazione.

Di conseguenza le seguenti quote di fondo scorrevole risultano essere preordinate:

- Interconnessione Strada Castello Antico di Mirafiori
- Interconnessione a monte e valle attraversamento ferroviario
- interconnessione
- in Corso Maroncelli e Via Ventimiglia

Inoltre, visto lo sviluppo planimetrico del collettore, essendo quindi impostata con i criteri e vincoli illustrati nel progetto in questione, la lunghezza del collettore, la pendenza del fondo scorrevole di progetto risulta anch'essa preordinata.

La progettazione idraulica quindi dipende esclusivamente dalla forma e dalle dimensioni del collettore che viene scelto di forma circolare e con diametro interno pari a 1.600 mm.

5.2.1 Metodologia di calcolo della capacità di portata di progetto

La metodologia di calcolo della capacità di portata di progetto è la medesima già descritta in precedenza, ovvero la modellizzazione in riferimento alle condizioni di moto uniforme, indisturbato considerando le caratteristiche idrodinamiche secondo la formulazione del coefficiente di scabrezza di Gauckler – Strickler.

5.2.2 Parametrici fisici e geometrici adottati, criteri progettuali e scelta materiali

I parametri fisici adottati secondo la scabrezza di Gauckler – Strickler, così come per le verifiche effettuate sul collettore esistente, prendono spunto dai dati presenti in letteratura ed

approdano cautelativamente a $67 \frac{\text{m}^{1/3}}{\text{s}}$, fatto salvo un tratto ove è necessario $75 \frac{\text{m}^{1/3}}{\text{s}}$.

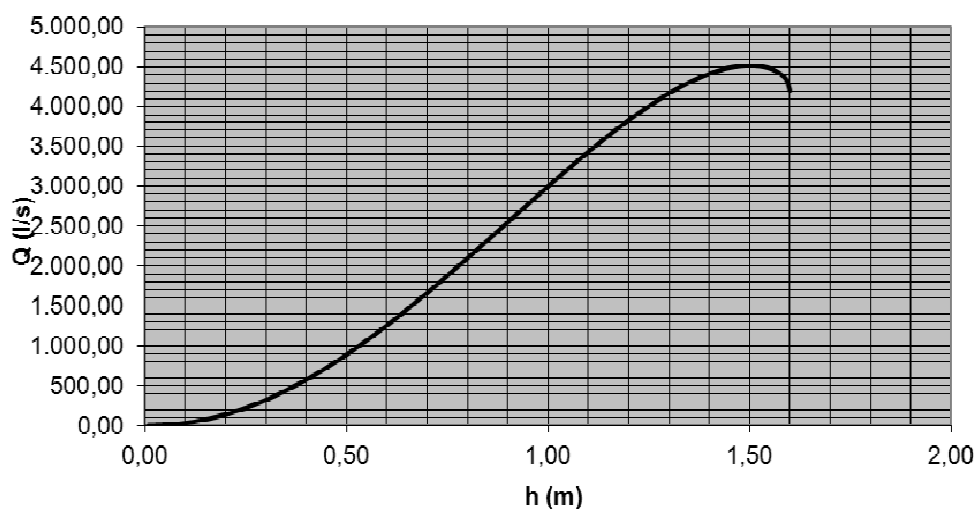
5.2.3 Scala delle capacità di portata di progetto

Per quanto concerne il collettore di diametro 1.600 mm in conglomerato cementizio prefabbricato e/o gettato in opera si presenta qui di seguito la scala della capacità di portata per le pendenze di fondo scorrevole adottate nel progetto.

Pendenza tratto di valle tratto 1	=	0.330 %
Pendenza tratto di valle tratto 2	=	0.217 %
Pendenza tratto di valle tratto 3	=	0.266 %

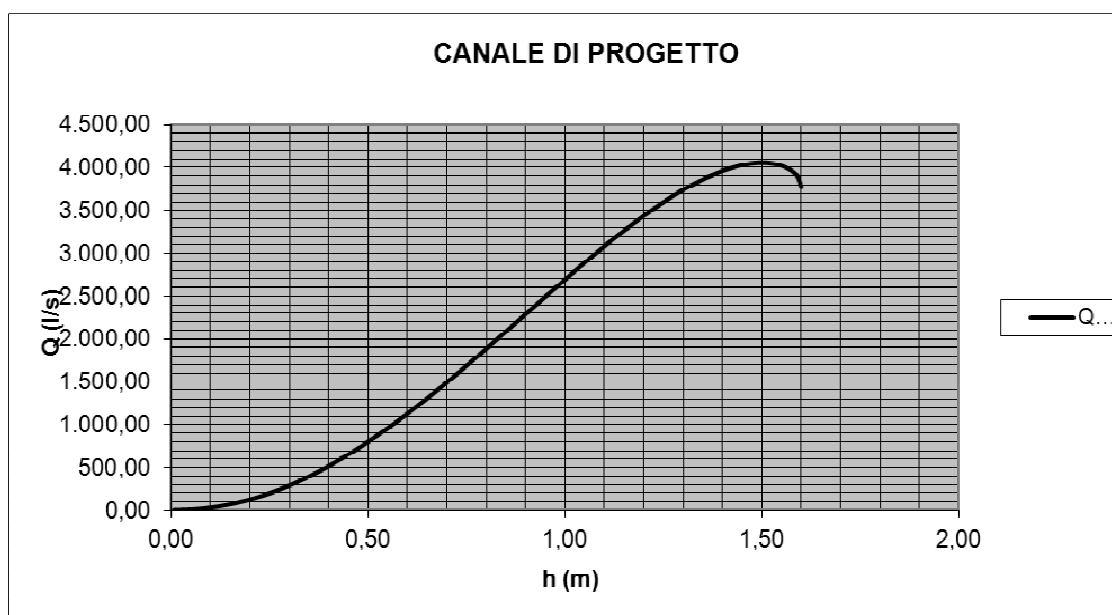
COLLETTORE DN 1600 - PENDENZA 0,0033 - CLS

h/r	h	Q	V
-	m	l/s	m/s
0,01	0,01	0,2	0,12
0,10	0,08	20,2	0,54
0,20	0,16	87,7	0,84
0,50	0,40	575,5	1,46
1,00	0,80	2.100,5	2,09
1,50	1,20	3.831,0	2,37
1,85	1,48	4.513,7	2,32
1,86	1,49	4.517,1	2,32
1,87	1,50	4.519,0	2,31
1,88	1,50	4.519,2	2,30
1,89	1,51	4.517,5	2,30
1,90	1,52	4.514,1	2,29
1,91	1,53	4.508,8	2,35
1,92	1,54	4.500,9	2,27
2,00	1,60	4.201,2	2,09

CANALE DI PROGETTO


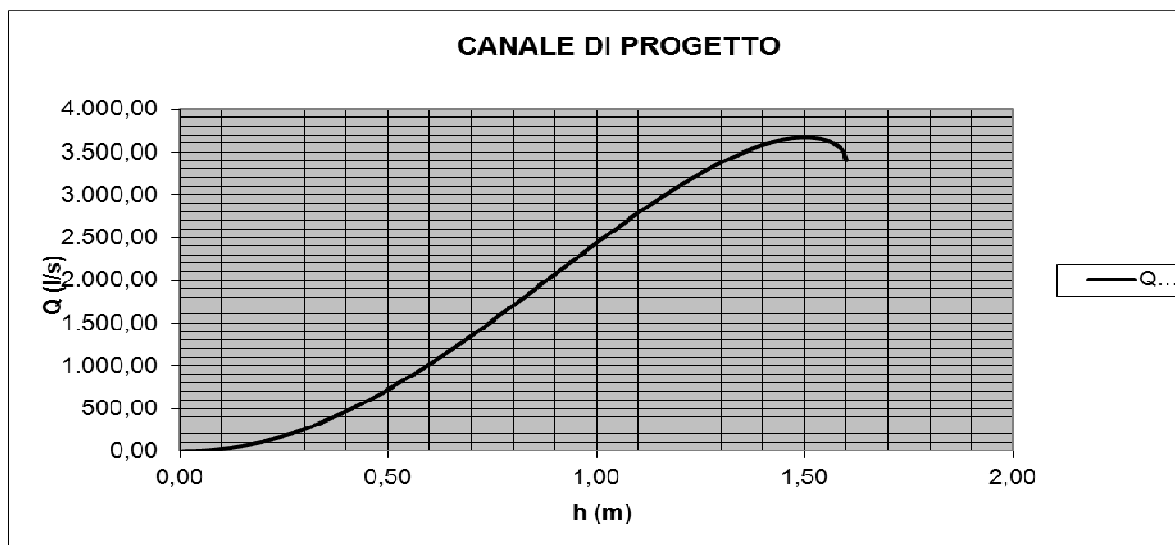
COLLETTORE DN 1600 - PENDENZA 0,00266 - CLS

h/r	h	Q	V
-	m	l/s	m/s
0,01	0,01	0,2	0,11
0,10	0,08	18,1	0,48
0,20	0,16	78,7	0,75
0,50	0,40	516,7	1,31
1,00	0,80	1.885,8	1,88
1,50	1,20	3.439,5	2,13
1,85	1,48	4.052,4	2,09
1,86	1,49	4.055,5	2,08
1,87	1,50	4.057,2	2,08
1,88	1,50	4.057,4	2,07
1,89	1,51	4.055,8	2,06
1,90	1,52	4.052,8	2,05
1,91	1,53	4.048,0	2,11
1,92	1,54	4.041,0	2,04
2,00	1,60	3.771,9	1,88



COLLETTORE DN 1600 - PENDENZA 0,00217 - CLS

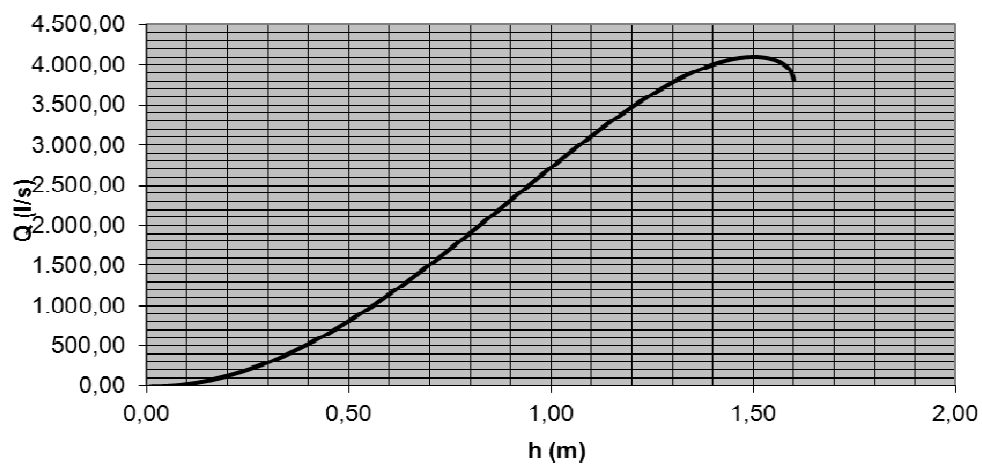
h/r	h	Q	V
-	m	l/s	m/s
0,01	0,01	0,2	0,10
0,10	0,08	16,4	0,44
0,20	0,16	71,1	0,68
0,50	0,40	466,7	1,19
1,00	0,80	1.703,3	1,69
1,50	1,20	3.106,6	1,92
1,85	1,48	3.660,2	1,88
1,86	1,49	3.662,9	1,88
1,87	1,50	3.664,5	1,87
1,88	1,50	3.664,7	1,87
1,89	1,51	3.663,3	1,86
1,90	1,52	3.660,5	1,86
1,91	1,53	3.656,2	1,91
1,92	1,54	3.649,9	1,84
2,00	1,60	3.406,8	1,69



Alla luce di quanto emerso in precedenza si espone la scala delle capacità di portata per il tratto a minor pendenza con coefficiente di scabrezza pari a $75 \frac{m^{1/3}}{s}$ anziché $67 \frac{m^{1/3}}{s}$, per cui andrà curata maggiormente la fase di intonacatura e lisciatura del canale gettato in opera, al fine di rendere la superficie meno “ruvida” possibile.

COLLETTORE DN 1600 - PENDENZA 0,00217 - CLS

h/r	h	Q	V
-	m	l/s	m/s
0,01	0,01	0,2	0,11
0,10	0,08	18,3	0,49
0,20	0,16	79,6	0,76
0,50	0,40	522,4	1,33
1,00	0,80	1.906,7	1,90
1,50	1,20	3.477,5	2,15
1,85	1,48	4.097,2	2,11
1,86	1,49	4.100,3	2,10
1,87	1,50	4.102,0	2,10
1,88	1,50	4.102,2	2,09
1,89	1,51	4.100,7	2,08
1,90	1,52	4.097,6	2,08
1,91	1,53	4.092,8	2,13
1,92	1,54	4.085,7	2,06
2,00	1,60	3.813,6	1,90

CANALE DI PROGETTO


5.2.4 Calcolo della capacità di portata di progetto

La capacità di portata del collettore in progetto, calcolata così come descritto in precedenza approda ai seguenti valori massimi per i tre tratti distintivi del progetto:

Tratto	Pendenza di progetto	Scabrezza di Gauckler – Strickler	Capacità di portata
-	%	$\frac{m^{1/3}}{s}$	mc/s
1	0.33	67	4.519
2	0.217	67	3.664
2	0.217	75	4.102
3	0.266	67	4.057

Pertanto confrontando i dati verificati con i dati adottati come capacità di portata del collettore consortile esistente, il canale così come impostato risulta sufficiente a collettare verso valle le medesime portate.

5.3 Prime indicazioni per il dimensionamento delle interconnessioni

Per il dimensionamento delle interconnessioni principali del collettore in progetto con il collettore consortile esistente, come ampiamente dichiarato, si è impostata la progettazione mantenendo la quota di fondo scorrevole di entrambi i collettori compatibile con un deflusso in uno o altro collettore.

Tuttavia siccome non esistono ampi spazi verticali per ipotizzare salti di fondo scivoli o quant'altro, in quanto ciò diminuirebbe sensibilmente la pendenza di fondo scorrevole di progetto e quindi costringerebbe ad aumentare notevolmente le dimensioni del canale in progetto, il sistema si è progettato gestito con organi di manovra.

Tali organi di manovra saranno costituiti da paratoie con comando a mano e con la possibilità, da valutare nelle successive fasi progettuali di accoppiare un attuatore elettrico per facilitare le operazioni di apertura o chiusura.

Le paratoie consentiranno quindi di interrompere il deflusso verso un canale di valle, a seconda delle esigenze di gestione o consentiranno una parzializzazione dei deflussi da monte a valle verso i due canali (esistente e di progetto) a mezzo di una semi apertura delle stesse verso valle. Tale situazione è comunque da compiere con attenzione al fine di non innescare dei rigurgiti verso monte o delle situazioni di corrente veloce verso valle con pericolosi fenomeni di risalto idraulico.

Il sistema di controllo viene quindi affidato a due paratoie.

La paratoia posizionata a sezionamento completo dello speco sul collettore esistente dovrà avere tenuta idraulica sui tre lati, mentre la paratoia, sempre di sezionamento completo dello speco verso il nuovo canale su 4 lati.

Tale condizione viene imposta in quanto in caso di eventuali manutenzioni nel collettore mediano sia possibile agire in completa assenza di deflussi e/o fenomeni locali di piena provenienti dalla rete esistente.

La scelta della tenuta sui 3 lati della paratoia posizionata sul collettore esistente è stata adottata in quanto in caso di blocco totale del sistema di controllo, considerata la peggiore delle ipotesi possibili, ovvero con entrambe le paratoie chiuse, sia possibile per i deflussi sormontare la paratoia che quindi funzionerebbe a stramazzo ed imboccare comunque il collettore esistente di valle.

5.4 *Approfondimenti necessari nelle successive fasi progettuali*

Nelle successive fasi progettuali occorrerà approfondire tratto per tratto almeno i seguenti aspetti:

- rilevazione puntuale delle quote di fondo scorrevole significative dei collettori esistenti
- verifica delle quote di allaccio e di scarico nei punti di interconnessione
- dimensionamento delle paratoie in funzione del carico idraulico idrostatico e idrodinamico

6. ALTIMETRIA DEL PROGETTO

Al fine di redigere il seguente progetto si sono considerati gli archivi piano altimetrici della S.M.A.T. S.p.A. integrati e collegati ad un serie di campagne di rilievo topografici piano altimetrico di dettaglio.

Negli elaborati grafici sono riportati i risultati di tali valutazioni che sono state utili al fine di costruire il profilo longitudinale delle opere in progetto.

Per quanto concerne l'esistenza di quote di vincolo per la stesura del profilo longitudinale di progetto, si rimanda integralmente a quanto riportato nella relazione principale del progetto.

In via preliminare è stato realizzato un piano o meglio una striscia quotata di dettaglio in corrispondenza di tutto lo sviluppo del tracciato progettuale ed in particolare dal pozzo 1 al pozzo 45 di progetto con la rilevazione di tutti i particolari necessari alla stesura della presente fase progettuale.

Al fine di rendere compatibili e/o integrabili successive verifiche e misurazioni sono stati collocati lungo il percorso, alcuni caposaldi che sono deducibili dal piano quotato di rilievo topografico.