Società Intercomunale Servizi Idrici S.r.l.
Piazza Risorgimento, 1 – Alba (CN) – Tel. 0173440366 – Fax. 0173293467 – sisiacque@pec.sisiacque.it

RAZIONALIZZAZIONE DEL SISTEMA DI COLLETTAMENTO E DEPURAZIONE DEI REFLUI DEL COMUNE DI BRA E DEI COMUNI LIMITROFI – 4° LOTTO COLLETTORE MONTICELLO – ALBA "CIG 7512777BB2"

AGGIORNAMENTO DEL PROGETTO DEFINITIVO

Relazione idraulica

CODICE DOCUMENTO	ELABORATO
3419-01-00201.DOC	1.2

REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE	MODIFICHE
01	GENNAIO 2020	L. DUTTO	R. BERTERO	R. BOTTO	
00	DICEMBRE 2019	L. DUTTO	R. BERTERO	R. BOTTO	

SERVIZI DI INGEGNERIA

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI OPERATORI ECONOMICI

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

HY.M. STUDIO Ingegneria idraulica

ARCHEOLOGA
ANNA LORENZATTO

HYDRODATA S.p.A.
via Pomba 23 - 10123 TORINO tel. 011 55 92 811, fax 011 56 20 620
e-mail: hydrodata@hydrodata.it sito web: www.hydrodata.it

HY.M. STUDIO associazione professionale
via Pomba 23 - 10123 TORINO tel. 011 56 13 103, fax 011 55 92 891
e-mail: hym@hymstudio.it sito web: www.hymstudio.it

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
Dott. Ing. ROBERTO BERTERO n. 7570 L

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
Dott. Ing. IRENE DAL COL n° 8933 J

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO
613 Dott. Ing. Aldo Denina

RIPRODUZIONE O CONSEGNA A TERZI SOLO DIETRO SPECIFICA AUTORIZZAZIONE

INDICE

1. PREMESSA 1

2. MODELLO NUMERICO 2
   2.1 Allestimento del modello 2
   2.2 Portate di progetto 8
   2.3 Condizioni al contorno 10

3. RISULTATI 11
   3.1 Portata di dimensionamento – 5Qn 11
   3.2 Portata di verifica del funzionamento ordinario – Qn 17

ALLEGATO 1 - Descrizione del codice di calcolo MIKE URBAN CS

ALLEGATO 2- Verifica statica condotte

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica descrive le analisi idrauliche di dimensionamento e verifica del nuovo tratto di collettore fognario intercomunale in progetto nella zona compresa tra i comuni di Santa Vittoria d'Alba, Monticello d'Alba e Alba. Si fa riferimento in particolare al lotto 4.

La rete fognaria di interesse (tratto in progetto e collegamenti con la rete esistente) è stata schematizzata con elevato dettaglio utilizzando il codice di calcolo MIKE Urban, strumento modellistico sviluppato da DHI per la progettazione, simulazione e gestione delle reti di drenaggio urbano (descritto nel dettaglio in ALLEGATO 1).

Nello specifico, sulla base delle geometrie sviluppate nel progetto definitivo in revisione, è stato modellato il tratto del collettore che scorre dall'area "Zona Mellea" a cavallo dei comuni di Santa Vittoria d'Alba e Monticello d'Alba, parallelamente alla strada statale SS231, fino alla frazione di Mussotto in comune di Alba. In Figura 1 è riportato lo schema planimetrico del collettore in progetto per il tratto oggetto di studio.

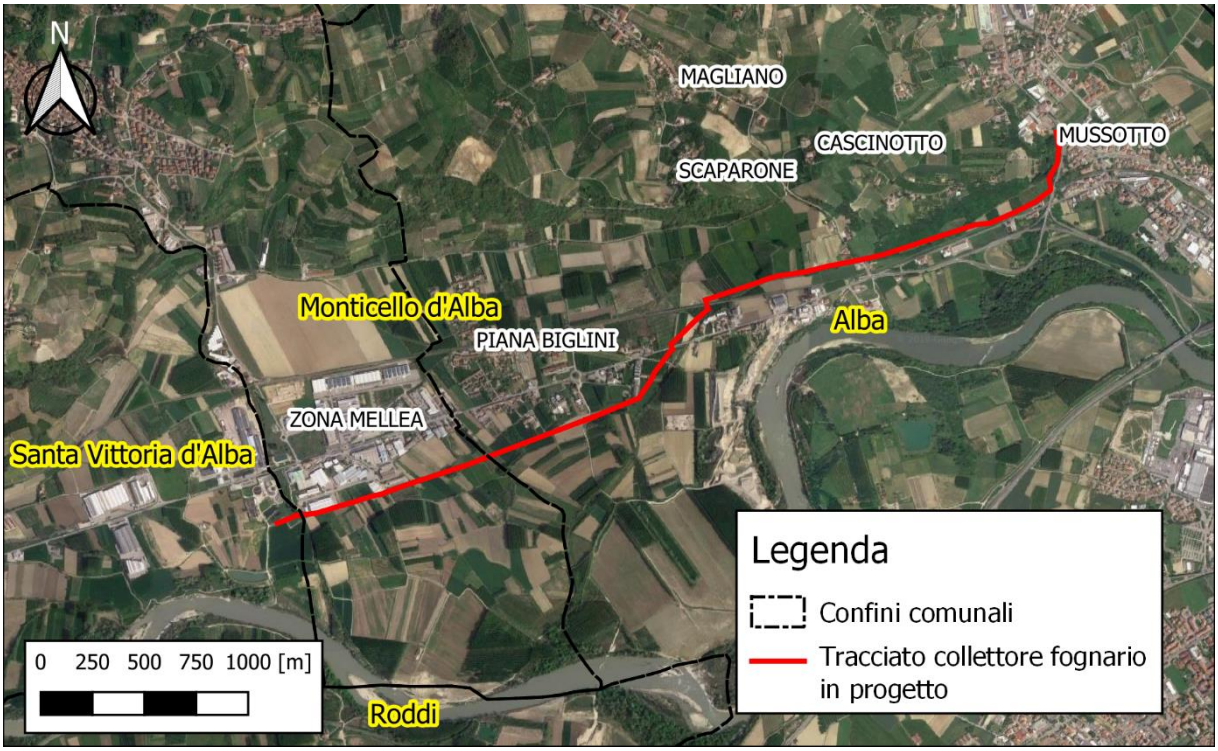


Figura 1 – Tracciato della porzione di collettore in progetto di cui è stato allestito il modello numerico.

Il modello idraulico di dimensionamento è stato impostato inserendo, quali dati di input, le caratteristiche geometriche della condotta (diametro, lunghezza, pendenza, coeff. di scabrezza, ecc…) nonché la portata di progetto.

Trattandosi di un collettore di raccolta di acque reflue, provenienti da fognature ti tipo misto provviste di sfioratori di piena, la portata di progetto è pari a 5 volte la portata media nera, come prescritto dalla normativa regionale vigente (vedi paragrafo 2.2).

Considerando l'incertezza sul reale funzionamento degli sfioratori di piena sulle reti comunali esistenti che, pur essendo teoricamente tarati per veicolare a valle una portata uguale a 5qn, potrebbero consentire il transito di portate maggiori, oltre che alla possibilità che, a valle degli sfiori e fino al punto di immissione nel recapito finale (collettore in progetto), possano esserci ulteriori punti di immissioni di acque reflue o possibili infiltrazioni di acque parassite, la condotta in progetto è stata dimensionata, per motivi di sicurezza, con sufficiente franco idraulico, ipotizzando un riempimento massimo del 70% per portata pari a 5qn.

Si è proceduto inoltre con una verifica delle modalità di deflusso della portata media nera (Qn), per valutare alcuni parametri idraulici di interesse quali ad esempio la velocità media nei collettori.

2. MODELLO NUMERICO

2.1 Allestimento del modello

Di seguito viene illustrata nel dettaglio la schematizzazione modellistica adottata per l'allestimento del modello numerico del tratto di collettore fognario in studio.

Il sistema fognario in progetto (Figura 2) è costituito da:

- un tratto iniziale, di nuova realizzazione, che sottopassa il torrente Mellea mediante costruzione di una botte a sifone, di diametro 1200 mm e lunghezza pari a circa 240 m;
- un tratto intermedio già esistente, localizzato nel comune di Monticello d'Alba, a cui si collegano le porzioni di rete del punto precedente e successivo, di diametro 1200 mm e lunghezza pari a circa 310 m (nelle tabelle riportato con dicitura MU_FE_L4);
- un tratto finale, di nuova realizzazione, che connette l'abitato di Zona Mellea (Monticello d'Alba) a quello di Mussotto (Alba) tramite delle condotte di diametro 1500 mm e una lunghezza complessiva di 3950 m.

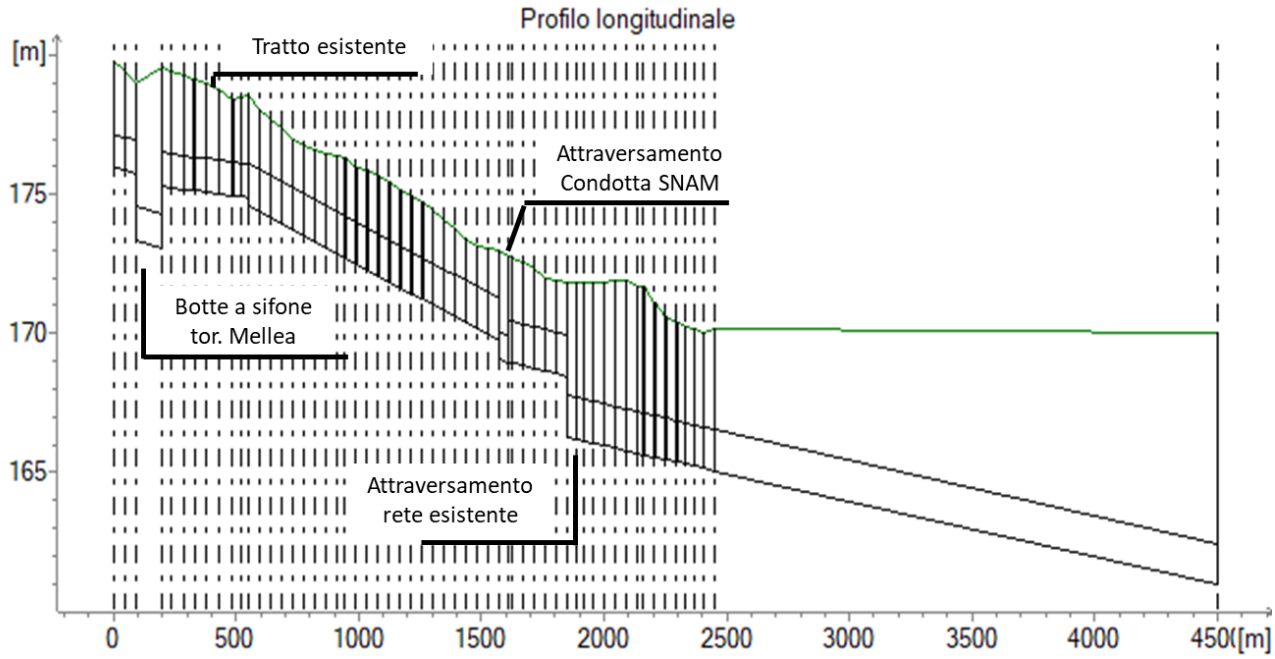


Figura 2 – Schema di funzionamento del collettore.

Quest'ultimo tratto è incluso in parte nel lotto 4 (oggetto del presente progetto) e in parte nel lotto 5, corrispondenti quindi a fasi di realizzazione differenti. Per le finalità della verifica idraulica risulta però opportuno rappresentare un tratto più esteso di quello effettivamente in progetto, in quanto, vista la morfologia locale le condizioni di deflusso del collettore a valle potrebbero influenzare le caratteristiche idrodinamiche di monte.

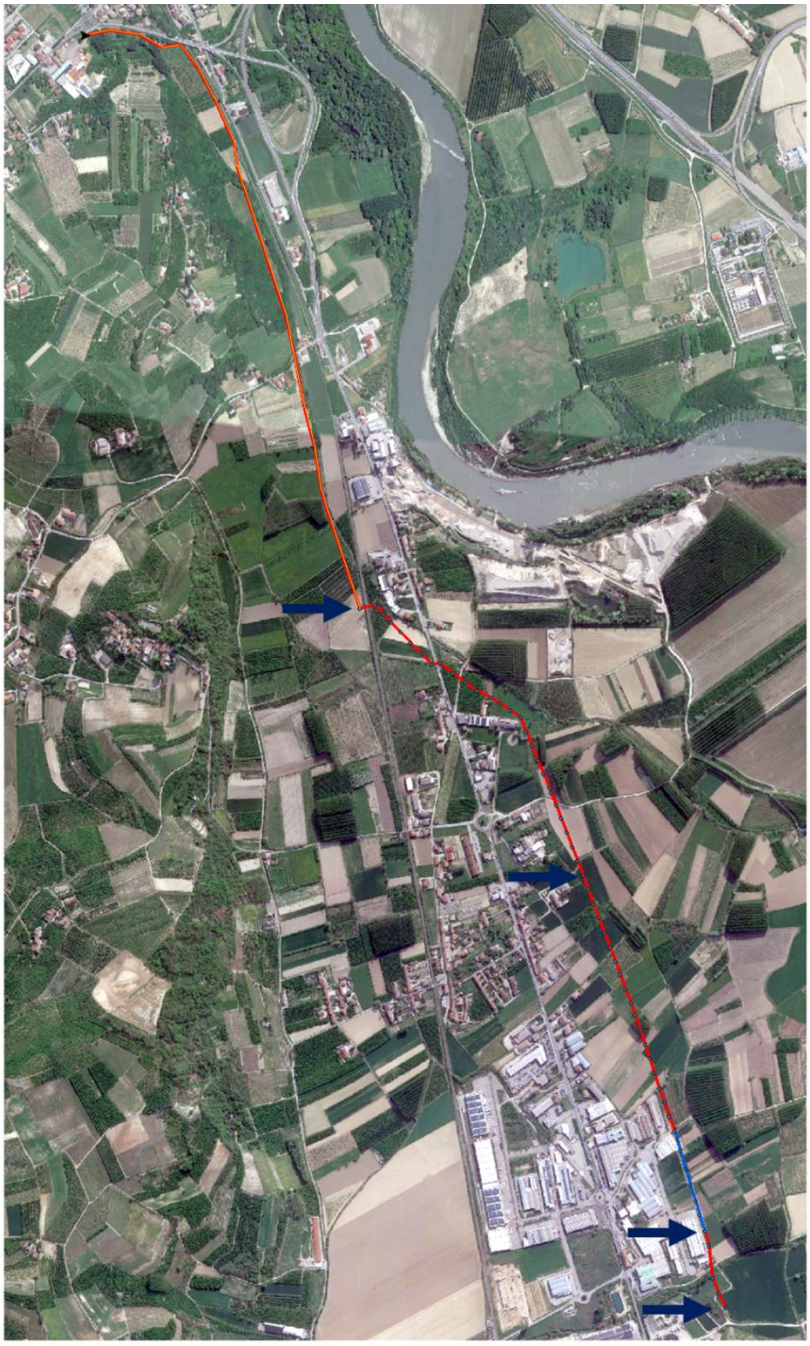


Figura 3 – Corografia del collettore in progetto rappresentato all'interno del modello numerico. In rosso il tracciato del collettore ancora da realizzare afferente al lotto 4 e in arancione quello del lotto 5; in azzurro il collettore esistente integrato nel tratto di futura realizzazione del lotto 4; le frecce blu indicano i punti di immissione di portata considerati; i punti i pozzetti che intercettano il collettore.

Rappresentando entrambi i lotti è possibile infatti inserire in modo più accurato le condizioni al contorno di valle per il tratto di interesse. Poiché tuttavia il progetto definitivo del lotto 5 attualmente disponibile subirà varianti in ragione al mutato tracciato e geometria dei lotti di monte, per le finalità del presente progetto i relativi collettori, dal nodo 1_57 al nodo 1_58, sono state rappresentati nel modello da un'unica condotta (nel modello MU_FN_L5_60) di 1500 mm di diametro (ovvero in continuità con il lotto precedente) e pendenza costante pari a 0,2%.

Complessivamente il modello numerico della rete in progetto è costituito da un collettore di diametro variabile da 1200 a 1500 mm (come indicato precedentemente) e lunghezza complessiva 4500 m, intercettato da 58 pozzetti, inseriti nel modello come "nodes", ognuno dei quali descritto in termini di quota di fondo, quota di superficie e diametro.

I tratti di collettore compresi tra i pozzetti sono stati inseriti come "pipes", anch'essi caratterizzati da una propria geometria (sezione trasversale) e dalle quote di monte e valle, e nell'insieme suddividono il ramo principale in 58 condotte.

In Figura 2, Tabella 1 e Tabella 2 si riporta lo schema del modello e l'anagrafica dei pozzetti ("nodes") e delle tubazioni ("pipes") implementati nello stesso insieme alle caratteristiche geometriche principali di ogni elemento.

ID condotta	Diametro [mm]	Lunghezza [m]	Nodo di monte	Nodo di valle	Quota nodo monte [m s.m.]	Quota nodo valle [m s.m.]
MU_FN_L4_1	1200	45,0	1_0	1_1	175,95	175,86
MU_FN_L4_2	1200	48,0	1_1	1_2	175,86	175,76
MU_FN_L4_3	1200	102,8	1_2	1_3	173,38	173,08
MU_FN_L4_4	1200	40,3	1_3	1_4	175,33	175,25
MU_FE_L4_5	1200	53,0	1_4	1_5	175,25	175,19
MU_FE_L4_6	1200	40,3	1_5	1_6	175,19	175,15
MU_FE_L4_7	1200	51,0	1_6	1_7	175,15	175,09
MU_FE_L4_8	1200	49,5	1_7	1_8	175,09	175,04
MU_FE_L4_9	1200	56,5	1_8	1_9	175,04	174,98
MU_FE_L4_10	1200	35,0	1_9	1_10	174,98	174,92
MU_FE_L4_11	1200	27,0	1_10	1_11	174,92	174,87
MU_FN_L4_12	1500	45,0	1_11	1_12	174,57	174,36
MU_FN_L4_13	1500	45,0	1_12	1_13	174,36	174,15
MU_FN_L4_14	1500	45,0	1_13	1_14	174,15	173,93
MU_FN_L4_15	1500	45,0	1_14	1_15	173,93	173,72
MU_FN_L4_16	1500	45,0	1_15	1_16	173,72	173,51
MU_FN_L4_17	1500	45,0	1_16	1_17	173,51	173,3
MU_FN_L4_18	1500	45,0	1_17	1_18	173,3	173,08
MU_FN_L4_19	1500	45,0	1_18	1_19	173,08	172,87
MU_FN_L4_20	1500	36,3	1_19	1_20	172,87	172,7
MU_FN_L4_21	1500	45,0	1_20	1_21	172,7	172,49
MU_FN_L4_22	1500	45,0	1_21	1_22	172,49	172,28
MU_FN_L4_23	1500	45,0	1_22	1_23	172,28	172,07
MU_FN_L4_24	1500	45,0	1_23	1_24	172,07	171,86
MU_FN_L4_25	1500	45,0	1_24	1_25	171,86	171,64
MU_FN_L4_26	1500	45,0	1_25	1_26	171,64	171,43
MU_FN_L4_27	1500	45,0	1_26	1_27	171,43	171,22
MU_FN_L4_28	1500	45,0	1_27	1_28	171,22	171,01
MU_FN_L4_29	1500	45,0	1_28	1_29	171,01	170,8
MU_FN_L4_30	1500	45,0	1_29	1_30	170,8	170,59
MU_FN_L4_31	1500	45,0	1_30	1_31	170,59	170,37
MU_FN_L4_32	1500	45,0	1_31	1_32	170,37	170,16
MU_FN_L4_33	1500	45,0	1_32	1_33	170,16	169,95
MU_FN_L4_34	1500	40,5	1_33	1_34	169,95	169,76
MU_FN_L4_35	1000	40,1	1_34	1_35	169,05	168,96

ID condotta	Diametro [mm]	Lunghezza [m]	Nodo di monte	Nodo di valle	Quota nodo monte [m s.m.]	Quota nodo valle [m s.m.]
MU_FN_L4_36	1000	40,1	1_34	1_35	169,05	168,96
MU_FN_L4_37	1500	13,0	1_35	1_36	168,96	168,94
MU_FN_L4_38	1500	45,0	1_36	1_37	168,94	168,84
MU_FN_L4_39	1500	45,0	1_37	1_38	168,84	168,74
MU_FN_L4_40	1500	45,0	1_38	1_39	168,74	168,65
MU_FN_L4_41	1500	45,0	1_39	1_40	168,65	168,55
MU_FN_L4_42	1500	46,4	1_40	1_41	168,55	168,45
MU_FN_L4_43	1500	35,0	1_41	1_42	166,25	166,18
MU_FN_L4_44	1500	35,0	1_42	1_43	166,18	166,11
MU_FN_L4_45	1500	35,5	1_43	1_44	166,11	166,04
MU_FN_L4_46	1500	45,0	1_44	1_45	166,04	165,95
MU_FN_L4_47	1500	45,0	1_45	1_46	165,95	165,86
MU_FN_L4_48	1500	45,0	1_46	1_47	165,86	165,77
MU_FN_L4_49	1500	46,0	1_47	1_49	165,77	165,68
MU_FN_L4_50	1500	25,1	1_49	1_48	165,68	165,63
MU_FN_L4_51	1500	45,0	1_48	1_50	165,63	165,54
MU_FN_L4_52	1500	45,0	1_50	1_51	165,54	165,45
MU_FN_L4_53	1500	45,0	1_51	1_52	165,45	165,36
MU_FN_L4_54	1500	37,0	1_52	1_53	165,36	165,28
MU_FN_L4_55	1500	35,0	1_53	1_54	165,28	165,21
MU_FN_L4_56	1500	35,0	1_54	1_56	165,21	165,14
MU_FN_L4_57	1500	46,9	1_56	1_55	165,14	165,05
MU_FN_L5_60	1500	2050	1_55	1_57	165,05	160,95

Tabella 1 - Tabella di anagrafica delle tubazioni implementate nel modello.

ID nodo	Diametro [m]	Quota di fondo [m s.m.]	Quota di superficie [m s.m.]
1_0	1,2	175,95	179,80
1_1	1,2	175,86	179,41
1_2	1,2	173,38	179,00
1_3	1,2	173,08	179,56
1_4	1,2	175,25	179,45
1_5	1,2	175,19	179,30
1_6	1,2	175,15	179,16
1_7	1,2	175,09	178,98
1_8	1,2	175,04	178,80
1_9	1,2	174,98	178,40
1_10	1,2	174,92	178,48
1_11	1,5	174,57	178,55
1_12	1,5	174,36	178,04
1_13	1,5	174,15	177,71
1_14	1,5	173,93	177,38
1_15	1,5	173,72	177,00
1_16	1,5	173,51	176,76
1_17	1,5	173,30	176,60
1_18	1,5	173,08	176,48
1_19	1,5	172,87	176,38
1_20	1,5	172,70	176,30

ID nodo	Diametro [m]	Quota di fondo [m s.m.]	Quota di superficie [m s.m.]
1_21	1,5	172,49	175,97
1_22	1,5	172,28	175,86
1_23	1,5	172,07	175,70
1_24	1,5	171,86	175,43
1_25	1,5	171,64	175,18
1_26	1,5	171,43	174,95
1_27	1,5	171,22	174,75
1_28	1,5	171,01	174,42
1_29	1,5	170,80	174,10
1_30	1,5	170,59	173,79
1_31	1,5	170,37	173,37
1_32	1,5	170,16	173,15
1_33	1,5	169,95	173,04
1_34	1,5	169,05	173,00
1_35	1,5	168,96	172,80
1_36	1,5	168,94	172,70
1_37	1,5	168,84	172,57
1_38	1,5	168,74	172,33
1_39	1,5	168,65	172,00
1_40	1,5	168,55	171,93
1_41	1,5	166,25	171,80
1_42	1,5	166,18	171,80
1_43	1,5	166,11	171,80
1_44	1,5	166,04	171,80
1_45	1,5	165,95	171,80
1_46	1,5	165,86	171,88
1_47	1,5	165,77	171,90
1_48	1,5	165,63	171,70
1_49	1,5	165,68	171,70
1_50	1,5	165,54	171,14
1_51	1,5	165,45	170,59
1_52	1,5	165,36	170,37
1_53	1,5	165,28	170,25
1_54	1,5	165,21	170,20
1_55	1,5	165,05	170,15
1_56	1,5	165,14	170,00
1_57	1,5	160,95	170,00

Tabella 2 - Tabella di anagrafica dei nodi implementati nel modello.

Il collettore risulta posato lungo una unica linea per tutta l'estensione della porzione in esame ad eccezione del pezzo compreso tra i pozzetti ("nodes") 1_34 e 1_35 dove si sdoppia in due tubazioni parallele (MU_FN_L4_35 e MU_FN_L4_36) di diametro 1000 mm per un breve tratto di lunghezza pari a circa 40 m.

2.2 Portate di progetto

Il sistema di collettamento delle acque nere è stato verificato considerando in input le portate medie definite nello studio di *Verifica idraulica dei collettori principali della rete consortile*[1] predisposto da S.I.S.I. nel 2018.

In tale studio si è fatto riferimento a una dotazione idrica giornaliera media per abitante, diversificando i consumi tra le utenze civili e industriali, per ogni singolo tratto della rete consortile.

Le tipologie di insediamenti urbani dei Comuni ricadenti nel comprensorio gestito da S.I.S.I., nonché i parametri proposti nella letteratura tecnica, portano ad una valutazione della dotazione media giornaliera D_g variabile da 250 a 300 litri/abitante*giorno; a titolo cautelativo si è assunto un valore di riferimento pari a 300 litri/abitante*giorno, che tiene conto di una tendenza all'incremento di consumo.

La portata media di acque reflue scaricata nella rete fognaria è stata calcolata con la seguente espressione:

$$Q_m = \frac{C_a * D_g}{86400} \left(\frac{l}{ab * s}\right),$$

dove C_a è il coefficiente di afflusso in fognatura, assunto pari a 0,8.

La valutazione della massima portata reflua, a valle degli sfioratori di piena, è stata eseguita aumentando la portata media per un coefficiente di punta C_p di valore pari a 5. L'espressione è la seguente:

$$Q_{\max} = \frac{C_a * D_g * C_p}{86400} \left(\frac{l}{ab * s}\right).$$

Gli abitanti equivalenti serviti da ciascuno dei rami in esame sono stati stimati in base ai dati ISTAT per quanto attiene le utenze civili, mentre per quelle industriali sono stati definiti da S.I.S.I. in funzione dei valori considerati per il pagamento dei canoni di depurazione.

Si rimanda allo studio citato per ogni dettaglio. I valori delle portate medie e massime calcolate secondo la metodologia descritta (derivati dallo studio citato) sono riportati in Tabella 3 per i tratti di interesse (in essa si fa riferimento a una dotazione specifica netta di 250 litri/abitante*giorno, pari al valore di riferimento di 300 litri/abitante*giorno per il coefficiente di afflusso di 0,8).

Per quanto riguarda invece la portata recapitata dalla rete di Bra si è fatto riferimento agli abitanti equivalenti definiti nel progetto definitivo a firma dell'ing. Saglietto, nel quale (sulla base di quanto indicato nella relazione idraulica) per la determinazione degli abitanti equivalenti era stata valutata una proiezione di crescita futura al 2038 incrementando del 20% i dati di popolazione da censimento ISTAT; si era inoltre tenuto conto della presenza di popolazione fluttuante (turisti, pendolari, afflusso per eventi) pari al 20% della popolazione residente.

Per gli insediamenti industriali anche in questo caso si era fatto riferimento alle denunce effettuate dalle aziende per il pagamento dei canoni di depurazione.

[1] SISI - *Verifica idraulica dei collettori principali della rete consortile*. Hydrodata S.p.A., 2018.

Ramo	Abitanti equivalenti		Dotazione Idrica specifica netta di afflusso in rete (l/ab*g)	Portata media (l/g)	Portata media (l/s)	Portata massima (l/s)
	Utenze industriali	Utenze civili				
Baldissero_CornelianoCimitero_P253-225 ingresso rete (Baldissero)		400	250	100000	1,16	5,80
Baldissero_CornelianoCimitero_P253-225 innesto Montaldo Roero-frazioni Marenghi-S Giacomo e S Rocco		980	250	245000	2,84	14,20
Ramo San Giuseppe di Sommariva Perno-Corneliano Cimitero_P292-225	250		250	62500	0,72	3,60
Ramo Sommariva Perno- Innesto San Giuseppe/Corneliano_P291-225		3966	250	991500	11,48	57,40
Ramo Corneliano Cimitero- Alba - Cornegliano Residenti		2149	250	537250	6,22	31,10
Ramo Corneliano Cimitero- Alba - Cornegliano Industriali	350		250	87500	1,01	5,05
Ramo Corneliano Cimitero- Alba - Piobesi Residenti		1284	250	321000	3,72	18,60
Ramo Corneliano Cimitero- Alba - Piobesi Industriali	270		250	67500	0,78	3,90
Ramo Corneliano Cimitero- Alba - Mussotto Residenti		2149	250	537250	6,22	31,10
Ramo Corneliano Cimitero- Alba - Castelrotto Residenti		629	250	157250	1,82	9,10
Ramo Corneliano Cimitero- Alba - Reala-Sioneri-Bassi Residenti		200	250	50000	0,58	2,90
Ramo Corneliano Cimitero- Alba - Racca di Guarene Residenti		300	250	75000	0,87	4,35
Ramo Corneliano Cimitero- Alba - Mussotto-Racca Industriali	200		250	50000	0,58	2,90
					Tot	**190**
Ramo Monticello D'Alba ingresso in POZZ275		700	250	175000	2,03	10,15
Ramo Monticello D'Alba Innesto Cascina Mollo-San Giuseppe-Cascina Marendoni Immissione In Pozz274		516	250	129000	1,49	7,45
Ramo Monticello D'Alba Sant'Antonio-Pautassi-San Grato Immissione In Pozz280		208	250	52000	0,60	3,00
Ramo Monticello D'Alba Borgo Immissione In Pozz279		2150	250	537500	6,22	31,10
Ramo Monticello D'Alba Industriale Data In Testa Al Ramo in POZZ275	85		250	21250	0,25	1,25
					Tot	**52,95**
Ramo Pollenzo-Alba Piana Biglini Pozz137		400	250	100000	1,16	5,8
					Tot	**5,8**
Ramo Pollenzo-Alba Corso Bra Pozz166		240	250	60000	0,69	3,45
Ramo Pollenzo-Alba Da Santa Vittoria Ad Alba	120		250	30000	0,35	1,75
Ramo Pollenzo-Alba Fraz. Magliano-Scaparone Pozz159		120	250	30000	0,35	1,75
					Tot	**6,95**

Tabella 3 – Valutazione delle portate di acque reflue in afflusso nella rete consortile S.I.S.I.

In Tabella 4 si riportano in sintesi le portate di riferimento adottate per il dimensionamento (5Qn) ed i loro punti di immissione all'interno del modello numerico. La portata relativa al ramo da Corneliano è inserita all'estremità di valle del modello, per la migliore definizione della condizione al contorno (cfr. capitolo 2.3).

Il contributo relativo allo stabilimento di Italgelatine (pari a 13.000 m^3/giorno) deriva dai volumi attualmente trattati con impianto di depurazione proprio, la cui entità è stata stimata da S.I.S.I., i quali potrebbero in futuro essere veicolati al depuratore di Govone mediante il nuovo collettore in progetto.

ID pozzetto di immissione	ID nodo modello di immissione	Portata (l/s) di dimensionamento	Descrizione
1	1_0	870	In arrivo dalla rete di monte di Bra (da progetto ing. Saglietto)
1	1_0	150	In arrivo dallo stabilimento Italgelatine
3	1_4	53	In arrivo da Monticello d'Alba
22	1_29	6	In arrivo da Piana Biglini
57	1_56	7	Aree abitate di Magliano, Scaparone e limitrofi

Tabella 4 – Portate entranti nel collettore (5Qn). La portata proveniente da Magliano, Scaparone e limitrofi è assegnata al nodo 1_56 (corrispondente al pozzetto 57) seguendo una rappresentazione geometrica semplificata della rete.

2.3 Condizioni al contorno

I modelli numerici di simulazione, oltre alla descrizione geometrica, necessitano della definizione delle condizioni al contorno idrodinamiche e di parametri interni quali i coefficienti di perdita di carico e resistenza al moto.

In accordo con i valori abitualmente indicati dalla letteratura tecnica, si è adottato cautelativamente un unico coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (rappresentativo delle perdite di carico distribuite lungo il collettore) per descrivere le tubazioni dei collettori in gres (tratto esistente) e vetroresina (tratto in progetto), pari a Ks = 80 $m^{1/3}/s$, associabile a tubazioni usurate, considerando cioè le condizioni di funzionamento a fine periodo di vita utile delle opere.

Al modello numerico sono state assegnate le seguenti condizioni al contorno:

- condizione di monte: portate costanti in ingresso assegnate al nodo iniziale (1_0) descritte nel capitolo precedente provenienti dalla rete fognaria di monte (afferente a Santa Vittoria d'Alba e Bra) e da quelle recapitate dallo stabilimento di Italgelatine S.p.A.;
- condizione al contorno interne: portate immesse dalla rete esterna nel collettore in diversi punti lungo il suo sviluppo. I nodi interessati dalle immissioni sono: 1_4, 1_29 e 1_56 (già indicati nel capitolo precedente);
- condizione al contorno di valle: livello idrico associato al nodo terminale (1_57) pari a 161,60 [m s.m.]. Questo valore è imposto pari a una condizione di deflusso in moto uniforme nel collettore della rete di valle (ipotizzato di pari diametro, 1500 mm) considerando cautelativamente, in aggiunta alle portate recapitate dal collettore in progetto, anche quelle immesse dalla rete fognaria in arrivo dai comuni a Nord di Alba (Piobesi d'Alba, Corneliano d'Alba, Baldissero d'Alba e Sommariva Perno) pari a 190 l/s (massima portata reflua – 5Qn). La scala di deflusso è stata elaborata in funzione della pendenza di fondo del tratto terminale del collettore ed è rappresentata in Figura 4.

Figura 4 – Scala di deflusso della sezione terminale del collettore con indicato il punto di intersezione tra la portata collettata (1,28 m³/s – 5Qn complessiva di tutti i rami) e il tirante idrico.

3. SINTESI DEI RISULTATI

3.1 Portata di dimensionamento – 5Qn

Nello scenario simulato sono state riprodotte le condizioni del sistema di smaltimento con l'immissione in rete della massima portata di progetto.

Dai risultati, riportati in Tabella 5 in termini di livelli idrici in moto stazionario, portate, velocità e percentuale di riempimento massimo per ogni tronco del collettore, si osserva che, a fronte di una portata complessiva entrante considerata di limite massimo pari a 1,09 m³/s, il funzionamento del sistema di progetto risulta coerente con le limitazioni imposte in fasi di progettazione sulle percentuali di riempimento (max 70%).

Come mostrato in Figura 5 e Figura 6, il collettore riesce a smaltire le portate con adeguato franco rispetto a condizioni di moto in pressione.

Nella Tabella 6 sono riportati, in forma sintetica e per tratti omogenei, i risultati della modellazione.

Si fa presente, come per altro diffusamente descritto in ALLEGATO 1 (descrizione del modello di calcolo), che i parametri idraulici risultanti dal modello numerico, possano essere anche sensibilmente diversi rispetto al semplice calcolo con le formule del moto uniforme. Di fatto, quest'ultimo, risulta una forma semplificata di calcolo in quanto, a sfavore di sicurezza, non tiene conto delle perdite di carico concentrate nei pozzetti, nelle deviazioni ecc...

Le velocità medie di deflusso nella tubazione risultano comprese tra 0,86 m/s (tubazioni MU_FN_L4_35 e MU_FN_L4_36 dove si ha uno sdoppiamento del collettore con suddivisione della portata) e 2,27 m/s, valori

quindi ampiamente inferiori al massimo di 4 m/s raccomandato per le portate di punta dalla Circolare del Ministero LL.PP. 7 gennaio 1974, n. 11633 come buona pratica realizzativa.

La presenza dell'attraversamento del torrente Mellea, tramite botte a sifone, comporta una serie di perdite di carico distribuite lungo lo sviluppo della struttura (perdite concentrate all'imbocco/sbocco e perdite continue). All'interno del modello numerico quest'ultime sono state quantificate in una perdita di carico complessiva, da monte a valle della struttura, di circa 0,16 m, coerente con i valori tipici di letteratura tecnica.

ID condotta	Diametro [m]	Livello idrico nodo di monte [m s.l.m.]	Livello idrico nodo di valle [m s.l.m.]	Portata [m^3/s]	Velocità [m/s]	Riempimento max [-]
MU_FN_L4_1	1200	176,71	176,62	1,02	1,37	61%
MU_FN_L4_2	1200	176,62	176,50	1,02	1,42	51%
MU_FN_L4_3	1200	176,50	176,35	1,02	0,90	-
MU_FN_L4_4	1200	176,35	176,17	1,02	1,12	68%
MU_FE_L4_5	1200	176,17	176,10	1,07	1,18	77%
MU_FE_L4_6	1200	176,10	176,03	1,07	1,21	75%
MU_FE_L4_7	1200	176,03	175,95	1,07	1,24	73%
MU_FE_L4_8	1200	175,95	175,86	1,07	1,29	72%
MU_FE_L4_9	1200	175,86	175,76	1,07	1,38	69%
MU_FE_L4_10	1200	175,76	175,64	1,07	1,51	65%
MU_FE_L4_11	1200	175,64	175,26	1,07	2,00	60%
MU_FN_L4_12	1500	175,26	175,04	1,07	1,52	57%
MU_FN_L4_13	1500	175,04	174,83	1,07	1,53	57%
MU_FN_L4_14	1500	174,83	174,62	1,07	1,53	57%
MU_FN_L4_15	1500	174,62	174,41	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_16	1500	174,41	174,19	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_17	1500	174,19	173,98	1,07	1,53	46%
MU_FN_L4_18	1500	173,98	173,77	1,07	1,53	46%
MU_FN_L4_19	1500	173,77	173,56	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_20	1500	173,56	173,39	1,07	1,50	46%
MU_FN_L4_21	1500	173,39	173,18	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_22	1500	173,18	172,97	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_23	1500	172,97	172,75	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_24	1500	172,75	172,54	1,07	1,53	46%
MU_FN_L4_25	1500	172,54	172,33	1,07	1,53	46%
MU_FN_L4_26	1500	172,33	172,12	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_27	1500	172,12	171,91	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_28	1500	171,91	171,70	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_29	1500	171,70	171,49	1,07	1,52	46%
MU_FN_L4_30	1500	171,49	171,28	1,08	1,53	46%
MU_FN_L4_31	1500	171,28	171,06	1,08	1,53	46%
MU_FN_L4_32	1500	171,06	170,85	1,08	1,51	46%
MU_FN_L4_33	1500	170,85	170,67	1,08	1,45	48%
MU_FN_L4_34	1500	170,67	169,77	1,08	2,27	48%
MU_FN_L4_35	1000	169,77	169,74	0,54	0,86	52%
MU_FN_L4_36	1000	169,77	169,74	0,54	0,86	52%

ID condotta	Diametro [m]	Livello idrico nodo di monte [m s.l.m.]	Livello idrico nodo di valle [m s.l.m.]	Portata [m³/s]	Velocità [m/s]	Riempimento max [-]
MU_FN_L4_37	1500	169,74	169,69	1,08	1,24	52%
MU_FN_L4_38	1500	169,69	169,58	1,08	1,29	50%
MU_FN_L4_39	1500	169,58	169,48	1,08	1,30	50%
MU_FN_L4_40	1500	169,48	169,37	1,08	1,34	49%
MU_FN_L4_41	1500	169,37	169,23	1,08	1,42	48%
MU_FN_L4_42	1500	169,23	167,13	1,08	1,88	46%
MU_FN_L4_43	1500	167,13	166,96	1,08	1,21	59%
MU_FN_L4_44	1500	166,96	166,89	1,08	1,21	52%
MU_FN_L4_45	1500	166,89	166,81	1,08	1,22	52%
MU_FN_L4_46	1500	166,81	166,73	1,08	1,22	52%
MU_FN_L4_47	1500	166,73	166,64	1,08	1,20	52%
MU_FN_L4_48	1500	166,64	166,57	1,08	1,18	53%
MU_FN_L4_49	1500	166,57	166,50	1,08	1,14	55%
MU_FN_L4_50	1500	166,50	166,43	1,08	1,16	55%
MU_FN_L4_51	1500	166,43	166,31	1,08	1,22	53%
MU_FN_L4_52	1500	166,31	166,23	1,08	1,21	52%
MU_FN_L4_53	1500	166,23	166,15	1,08	1,19	53%
MU_FN_L4_54	1500	166,15	166,08	1,08	1,17	54%
MU_FN_L4_55	1500	166,08	166,03	1,08	1,14	54%
MU_FN_L4_56	1500	166,03	165,98	1,08	1,11	56%
MU_FN_L4_57	1500	165,98	165,87	1,08	1,14	56%
MU_FN_L5_60	1500	165,87	161,60	1,09	1,52	55%

Tabella 5 - Tabella elenco delle tubazioni implementate nel modello.

Il livello idrico riportato nel profilo longitudinale di dettaglio in Figura 6, evidenzia come all'interno del modello sono state considerate sia le perdite di carico continue, regolate dal coefficiente di scabrezza assegnato ad ogni tronco del collettore, sia quelle localizzate dovute alla presenza dei pozzetti di connessione tra le condotte.

Tratto		Lunghezza [m]	Diametro [mm]	Pendenza [%]	Portata [m³/s]	Velocità [m/s]	Percentuale di riempimento [%]
Pozzetto di monte	Pozzetto di valle						
1	3	93	1200	0,2	870+150= 1020	1,40	61%
3	4	101.6	1200	tratto in pressione	1020	0,90	-
4	A	40.3	1200	0,2	1020+53= 1073	1,12	68%
A	B	312.3 (esistente)	1200 (esistente)	0,12	1073	1,40	77%
B	18	622.3	1500	0,47	1073+6= 1079	1,52	57%

Tratto		Lunghezza	Diametro	Pendenza	Portata	Velocità	Percentuale di riempimento
Pozzetto di monte	Pozzetto di valle	[m]	[mm]	[%]	[m^3/s]	[m/s]	[%]
18	27	400.63	1500	0,47	1079	1,60	48%
27	28	40	2x1000 affiancati	0,2	1079	0,86	52%
28	34	239.4	1500	0,2	1079	1,33	52%
34	57	600.5	1500	0,2	1079	1,18	59%

Tabella 6 – Sintesi dei risultati della simulazione numerica caratterizzata da una portata di 5Qn.

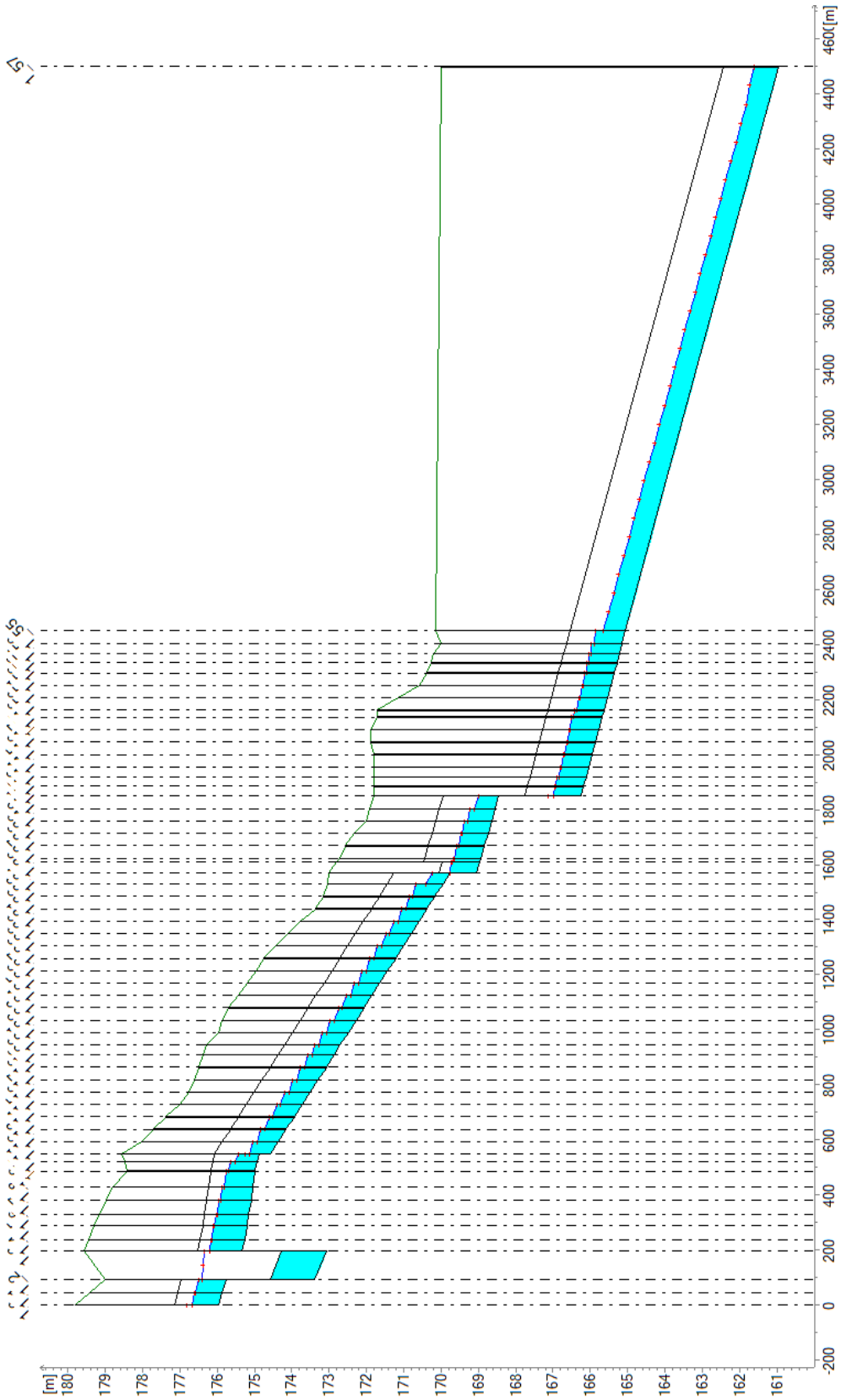


Figura 5 –Profilo longitudinale completo del collettore in progetto (lotto 4 e lotto 5).

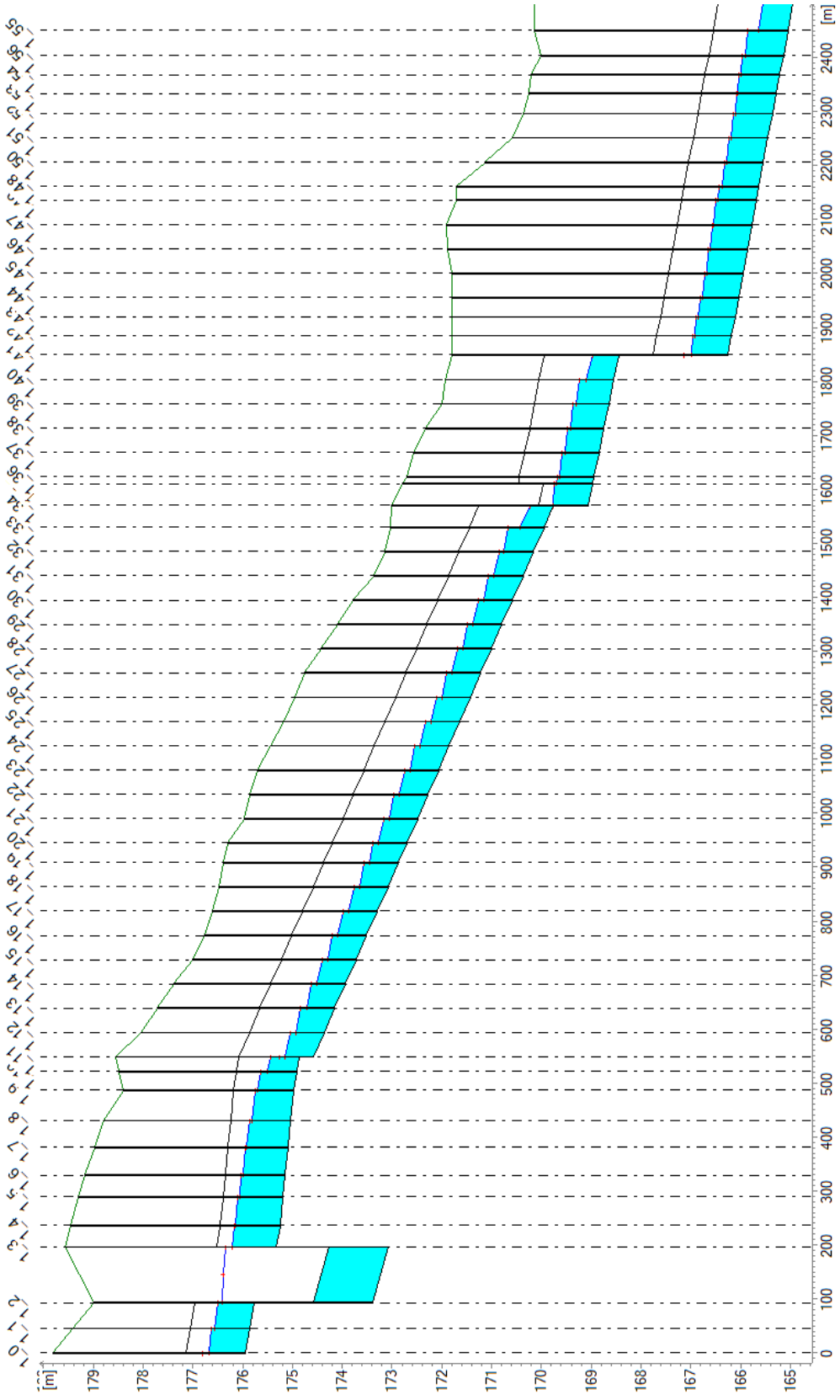


Figura 6 – Dettaglio del profilo longitudinale del collettore in progetto del lotto 4 dal pozzetto 1_0 al pozzetto 1_55.

3.2 Portata di verifica del funzionamento ordinario – Qn

Il modello allestito è stato utilizzato anche per simulare le condizioni di deflusso della portata nera media annua, per valutarne i parametri idraulici e in particolare le velocità minime, rilevanti per la capacità di "autopulizia" della rete e la riduzione della sedimentazione di materia solida.

Le velocità medie di deflusso nella tubazione risultano sempre superiori a 0,86 m/s (relativa alle tubazioni MU_FN_L4_35 e MU_FN_L4_36 dove il collettore per un breve tratto divide il flusso) e quindi tali da garantire il deflusso senza sedimentazione di materia solida.

La già citata Circolare del Ministero LL.PP. 7 gennaio 1974, n. 11633 indica come buona pratica realizzativa la presenza di una velocità minima di 0,5 m/s in presenza della portata media annua. L'analisi svolta mostra come tale valore sia rispettato in tuti i rami (Tabella 7, Figura 7), con l'eccezione del tratto in sifone, il quale però funziona in pressione, e di quello terminale che tuttavia è fittizio (incluso nel lotto 5, inserito solo per la corretta definizione delle condizioni al contorno).

ID condotta	Diametro [m]	Livello idrico nodo di monte [m s.l.m.]	Livello idrico nodo di valle [m s.l.m.]	Portata [m^3/s]	Velocità [m/s]	Riempimento max [-]
MU_FN_L4_1	1200	176,30	176,18	0,20	0,89	29%
MU_FN_L4_2	1200	176,18	175,74	0,20	1,18	21%
MU_FN_L4_3	1200	175,74	175,74	0,20	0,18	-
MU_FN_L4_4	1200	175,74	175,63	0,20	0,72	27%
MU_FE_L4_5	1200	175,63	175,57	0,21	0,72	32%
MU_FE_L4_6	1200	175,57	175,52	0,21	0,73	32%
MU_FE_L4_7	1200	175,52	175,46	0,21	0,74	31%
MU_FE_L4_8	1200	175,46	175,40	0,21	0,76	31%
MU_FE_L4_9	1200	175,40	175,33	0,21	0,81	30%
MU_FE_L4_10	1200	175,33	175,25	0,21	0,88	29%
MU_FE_L4_11	1200	175,25	174,88	0,21	1,20	27%
MU_FN_L4_12	1500	174,88	174,67	0,21	0,98	26%
MU_FN_L4_13	1500	174,67	174,46	0,21	0,98	26%
MU_FN_L4_14	1500	174,46	174,24	0,21	0,98	26%
MU_FN_L4_15	1500	174,24	174,03	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_16	1500	174,03	173,82	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_17	1500	173,82	173,61	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_18	1500	173,61	173,39	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_19	1500	173,39	173,18	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_20	1500	173,18	173,01	0,21	0,96	21%
MU_FN_L4_21	1500	173,01	172,80	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_22	1500	172,80	172,59	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_23	1500	172,59	172,38	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_24	1500	172,38	172,17	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_25	1500	172,17	171,95	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_26	1500	171,95	171,74	0,21	0,98	21%

ID condotta	Diametro [m]	Livello idrico nodo di monte [m s.l.m.]	Livello idrico nodo di valle [m s.l.m.]	Portata [m³/s]	Velocità [m/s]	Riempimento max [-]
MU_FN_L4_27	1500	171,74	171,53	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_28	1500	171,53	171,32	0,21	0,98	21%
MU_FN_L4_29	1500	171,32	171,11	0,21	0,97	21%
MU_FN_L4_30	1500	171,11	170,90	0,22	0,98	21%
MU_FN_L4_31	1500	170,90	170,68	0,22	0,99	21%
MU_FN_L4_32	1500	170,68	170,47	0,22	0,98	21%
MU_FN_L4_33	1500	170,47	170,27	0,22	0,94	21%
MU_FN_L4_34	1500	170,27	169,33	0,22	1,42	21%
MU_FN_L4_35	1000	169,33	169,30	0,11	0,55	23%
MU_FN_L4_36	1000	169,33	169,30	0,11	0,55	23%
MU_FN_L4_37	1500	169,30	169,26	0,22	0,78	23%
MU_FN_L4_38	1500	169,26	169,17	0,22	0,83	22%
MU_FN_L4_39	1500	169,17	169,07	0,22	0,83	22%
MU_FN_L4_40	1500	169,07	168,97	0,22	0,84	22%
MU_FN_L4_41	1500	168,97	168,86	0,22	0,88	21%
MU_FN_L4_42	1500	168,86	166,63	0,22	1,16	21%
MU_FN_L4_43	1500	166,63	166,51	0,22	0,79	25%
MU_FN_L4_44	1500	166,51	166,44	0,22	0,79	22%
MU_FN_L4_45	1500	166,44	166,37	0,22	0,80	22%
MU_FN_L4_46	1500	166,37	166,28	0,22	0,81	22%
MU_FN_L4_47	1500	166,28	166,19	0,22	0,81	22%
MU_FN_L4_48	1500	166,19	166,11	0,22	0,79	22%
MU_FN_L4_49	1500	166,11	166,03	0,22	0,75	23%
MU_FN_L4_50	1500	166,03	165,97	0,22	0,75	23%
MU_FN_L4_51	1500	165,97	165,87	0,22	0,81	23%
MU_FN_L4_52	1500	165,87	165,78	0,22	0,81	22%
MU_FN_L4_53	1500	165,78	165,69	0,22	0,80	22%
MU_FN_L4_54	1500	165,69	165,62	0,22	0,79	23%
MU_FN_L4_55	1500	165,62	165,55	0,22	0,76	23%
MU_FN_L4_56	1500	165,55	165,50	0,22	0,73	24%
MU_FN_L4_57	1500	165,50	165,41	0,22	0,73	24%
MU_FN_L5_60	1500	165,41	161,60	0,22	0,34	43%

Tabella 7 - Tabella elenco delle tubazioni implementate nel modello.

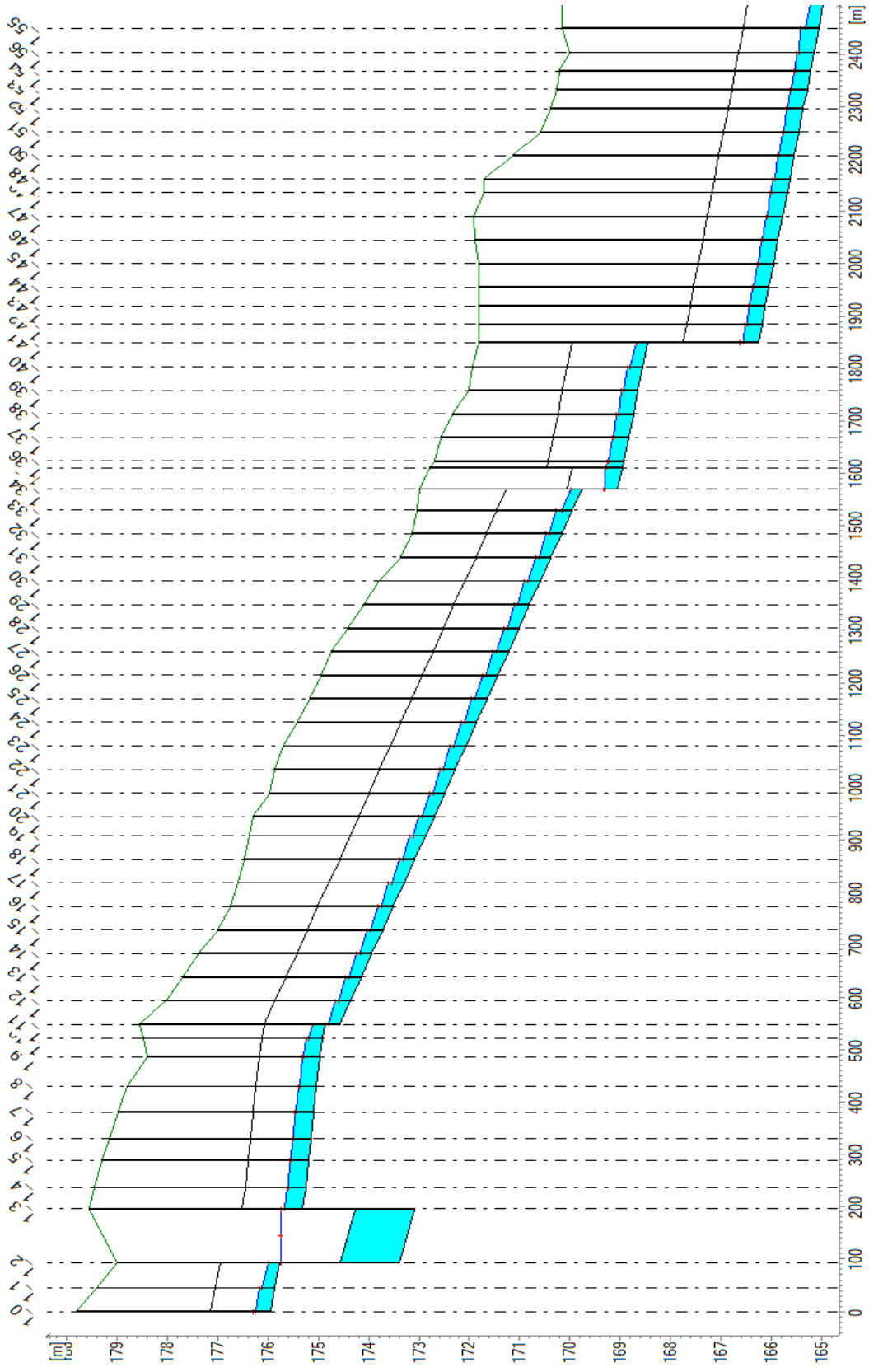


Figura 7 – Dettaglio del profilo longitudinale del collettore in progetto del lotto 4 dal pozzetto 1_0 al pozzetto 1_55.

Tratto		Lunghezza	Diametro	Pendenza	Portata	Velocità	Percentuale di riempimento
Pozzetto di monte	Pozzetto di valle	[m]	[mm]	[%]	[m^3/s]	[m/s]	[%]
1	3	93	1200	0,2	200	1,40	61%
3	4	101.6	1200	tratto in pressione	200	0,90	-
4	A	40.3	1200	0,2	210	1,12	68%
A	B	312.3	1200	0,12	210	1,40	77%
B	18	622.3	1500	0,47	220	1,52	57%
18	27	400.63	1500	0,47	220	1,60	48%
27	28	40	2x1000 affiancati	0,2	220	0,86	52%
28	34	239.4	1500	0,2	220	1,33	52%
34	57	600.5	1500	0,2	220	1,18	59%

Tabella 8 – Sintesi dei risultati della simulazione numerica caratterizzata da una portata di 1Qn.

ALLEGATO 1 - Descrizione del codice di calcolo MIKE URBAN CS

1. PREMESSA

MIKE URBAN Collection System è il codice di calcolo monodimensionale per le reti di drenaggio. Con MIKE URBAN CS è possibile utilizzare quale motore di calcolo per la simulazione idrodinamica delle correnti non stazionarie nelle reti fognarie, a pelo libero o in pressione, sia SWMM che MOUSE, quest'ultimo sviluppato dal DHI.

MIKE URBAN CS è composto da 5 moduli attivabili all'interno del menù del Model Manager:

- CS-Pipeflow – Modulo idrodinamico
- CS-Rainfall-Runoff – Modulo idrologico
- CS-Control – Modulo di controllo in tempo reale
- CS-Pollution Transport – Modulo per il calcolo del trasporto solido e di inquinanti
- CS-Biological Processes – Modulo per i processi biologici
- CS-Pipeflow, permette la modellazione di un'ampia gamma di strutture idrauliche, incrementi di pressione, particolari strutture idrauliche definite dall'utente, regole operative complesse, ecc. oltre ad avere a disposizione un'ampia gamma di ulteriori strumenti e moduli per l'idrologia, la qualità delle acque ed il tempo reale.

2. MODELLO MATEMATICO ED EQUAZIONI

Il modello di calcolo idrodinamico risolve le equazioni complete di De St.Venant attraverso la rete di drenaggio (a maglia chiusa o ramificata), permettendo la modellazione degli effetti di rigurgito, inversioni di flusso, sovrappressioni nei tombini, deflusso a pelo libero ed in pressione, condizioni al contorno variabili nel tempo (ad esempio effetti di marea), bacini di accumulo.

Il motore di calcolo MOUSE è stato progettato per simulare qualsiasi tipologia di rete e tubazioni con sezione di qualsiasi forma. Qualsiasi struttura può essere rappresentata, comprese pompe, luci sottobattenti, sifoni ecc..

2.1 Equazioni di De Saint Venant

Il calcolo delle correnti in moto vario viene effettuato risolvendo le equazioni di continuità e di quantità di moto, basate sulle seguenti assunzioni:

- fluido incomprimibile e omogeneo;
- pendenza del fondo modesta;
- direzione prevalente del moto monodimensionale;
- pressioni idrostatiche lungo la verticale.

Le equazioni del moto assumono la forma generale seguente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \qquad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial\left(\alpha \frac{Q^2}{A}\right)}{\partial x} + gA\frac{\partial y}{\partial x} + gAI_f = gAI_0 \qquad (3.2)$$

dove:

Q = portata, [m^3/s];

A = area, [m^2];
y = altezza d'acqua, [m];
g = accelerazione di gravità, [m/s^2];
x = progressiva lungo la direzione di moto, [m];
t = tempo, [s];
α = coefficiente di distribuzione delle velocità;
I_0 = pendenza di fondo;
I_f = pendenza della linea dell'energia.

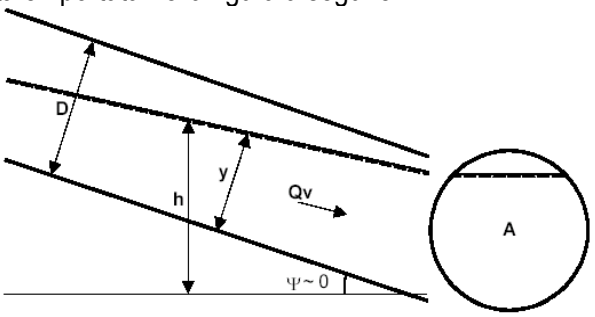
2.2 Implementazioni delle equazioni del moto in MOUSE

Le equazioni di De Saint Venant possono essere scritte nel seguente modo:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \qquad (3.3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial\left(\alpha \frac{Q^2}{A}\right)}{\partial x} + gA\frac{\partial y}{\partial x} = gA(I_0 - I_f) \qquad (3.4)$$

La schematizzazione ipotizzata è riportata nella figura a seguire:



Schema della sezione di una condotta.

Il coefficiente di distribuzione delle velocità tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità in una determinata sezione e può essere espresso con la formula:

$$\alpha = \frac{A}{Q^2}\int_A v^2 dA \qquad (3.5)$$

Assumendo che la pendenza del fondo sia piccola, essa può essere espressa come funzione dell'altezza d'acqua e del gradiente della superficie libera come:

$$I_0 \approx \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} \qquad (3.6)$$

In questo modo è possibile utilizzare l'altezza h del pelo libero rispetto ad una quota di riferimento, come variabile dipendente al posto dell'altezza d'acqua y. L'equazione del momento può quindi assumere la forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial\left(\alpha \frac{Q^2}{A}\right)}{\partial x} + gA\frac{\partial h}{\partial x} = gAI_f \qquad (3.7)$$

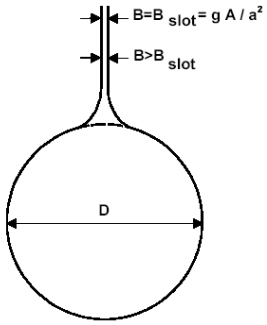
mentre la pressione e le forze di gravità possono essere espresse in un unico termine

$$gA\frac{\partial h}{\partial x} \qquad (3.8)$$

Le equazioni descritte sono valide per correnti a pelo libero ma possono essere generalizzate ed estese anche in caso di moto in pressione come descritto successivamente.

2.3 Schematizzazione delle correnti in pressione

Nel momento in cui la portata raggiunge il valore limite di capacità della tubazione si instaura un moto in pressione e le assunzioni di base delle equazioni di Saint Venant non sono più valide. Tuttavia è possibile generalizzare tali equazioni, rendendole valide anche per il moto in pressione. Ciò è reso possibile introducendo uno “slot” fittizio in corrispondenza della sommità della condotta, come rappresentato nella figura seguente, che permette di estendere la sezione di calcolo della tubazione rendendo valide le equazioni di De Saint Venant.



Schematizzazione del moto in pressione.

2.4 Condizioni di moto simulate

Il modello consente di attivare tre diverse descrizioni del moto, mediante tre differenti formulazioni matematiche:

- Approccio dell'"onda cinematica". Le condizioni di moto sono calcolate imponendo il bilancio tra le forze di gravità e di attrito. Questa semplificazione non permette di simulare gli effetti di rigurgito.
- Approccio dell'"onda diffusiva". Oltre alle forze di gravità ed attrito viene tenuto conto del gradiente idrostatico in modo tale da poter valutare anche gli effetti a monte delle condizioni al contorno di valle, cioè simulare i fenomeni di rigurgito.
- Approccio dell'"onda dinamica". Utilizzando le equazioni complete del moto, comprese le forze di accelerazione, è possibile simulare con questa formulazione transitori veloci, flussi di marea ecc.

In funzione del tipo di problema da risolvere è possibile scegliere la descrizione del moto più appropriata. Ognuna delle tre formulazioni consente di simulare sia sistemi idrici ramificati che reti idrauliche con maglie chiuse.

2.5 Simulazione delle correnti veloci con l’approccio dell’onda dinamica

Per le correnti veloci viene applicata un’equazione "ridotta" del moto, ottenuta trascurando il termine non lineare:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2AR} = 0$$

La descrizione del moto è tanto più accurata quanto meno rapidamente variabile è la velocità della corrente.

Il vantaggio di questa schematizzazione è rappresentato dal fatto che è possibile ottenere una soluzione stabile con la stessa metodologia usata per le correnti lente. Nella transizione tra corrente lenta e veloce viene applicata una riduzione graduale del termine non lineare.

2.6 Condizioni iniziali

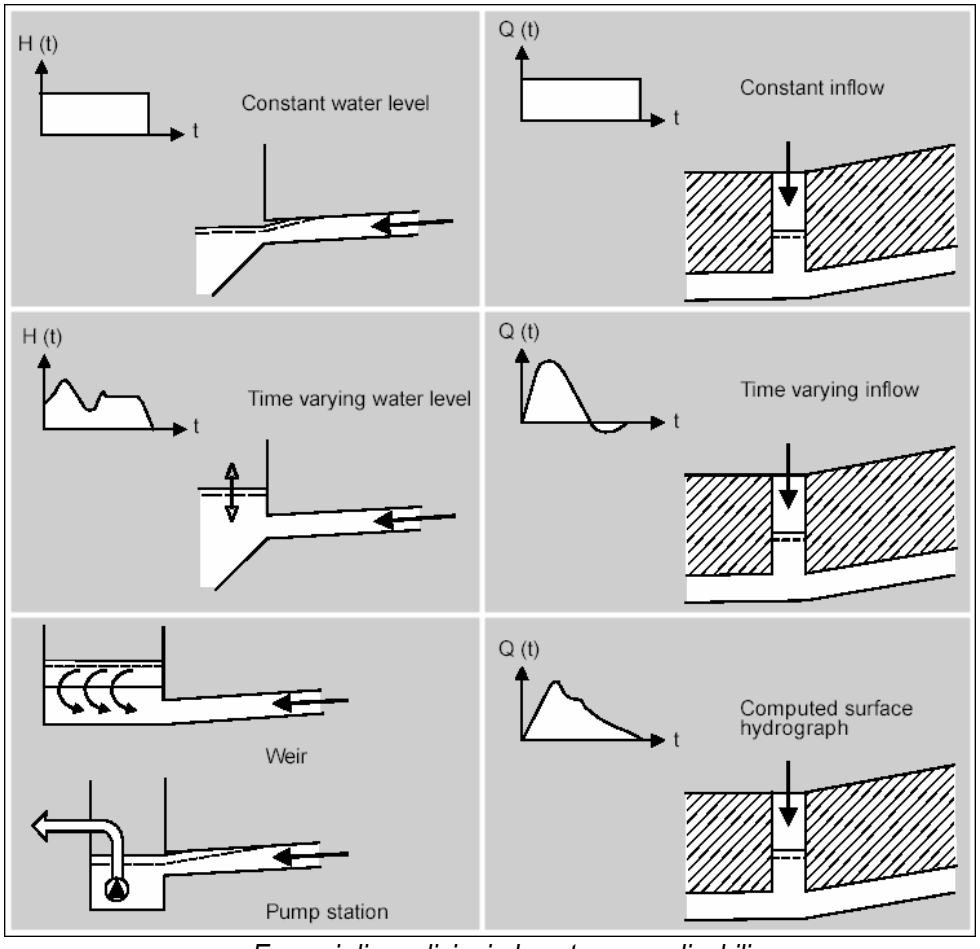
È possibile scegliere due diverse opzioni per definire le condizioni iniziali:

- Standard: viene definita automaticamente dal modello un'altezza d'acqua iniziale pari allo 0,5% dell'altezza della tubazione e comunque inferiore a 0,005 m e la rispettiva portata viene calcolata utilizzando la formulazione di Manning;
- Hotstart: è possibile utilizzare i risultati di una simulazione precedente come condizioni iniziali.

2.7 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno necessarie alla risoluzione delle equazioni differenziali possono essere definite come costanti o come variabili nel tempo e si suddividono in due gruppi principali:

1. Condizioni al contorno esterne, che descrivono l'interazione tra la rete simulata e il mondo esterno;
2. Condizioni al contorno interne, che descrivono l'interazione tra diversi elementi della rete.



Esempi di condizioni al contorno applicabili.

Tra le condizioni al contorno esterne possono essere specificate le seguenti:
- In corrispondenza di pozzetti e strutture:
  - portata costante in ingresso o uscita Q = cost., [m^3/s];
  - idrogramma di portata in ingresso o uscita Q = Q(t), [m^3/s];
  - portata in uscita attraverso uno stramazzo Q = Q(H), [m^3/s];
  - portata in uscita attraverso una pompa Q = Q(H), [m^3/s].
- In corrispondenza degli sbocchi:
  - livello costante H = cost., [m];
  - idrogramma di livello H = H(t), [m];
  - scala di deflusso Q = Q(H), [m^3/s].

Tra le condizioni al contorno interne possono essere specificate le seguenti:
- In corrispondenza di pozzetti e strutture:
  - scala di deflusso di uno stramazzo (weir) Q = Q(H), [m];
  - caratteristiche della pompa (pump) Q = Q(H), [m^3/s] o Q = Q(ΔH), [m^3/s].

Alcune delle condizioni al contorno descritte sono riportate nella figura a seguire.

2.8 Resistenze per attrito e perdite di carico

2.8.1 Resistenze per attrito lungo i collettori

MIKE URBAN CS consente di utilizzare 2 diverse formulazioni per il calcolo della resistenza d'attrito.

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

$$I_f = \frac{gQ|Q|}{M^2 A R^{4/3}}$$

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

Formula di Colebrook-White per tubi circolari
Secondo tale formulazione, il fattore di resistenza viene calcolato iterativamente in funzione dell'equazione:

$$\sqrt{\frac{2}{f_{cw}}} = cw_1 + cw_2 \cdot \ln\left(\frac{cw_3}{Re}\sqrt{\frac{2}{f_{cw}}} + cw_4 \cdot \frac{k}{R}\right) \qquad (7.9)$$

dove:

k	= scabrezza equivalente [m];
R	= raggio idraulico;
Re	= numero di Reynolds;
cw1, cw2, cw3, cw4	= costanti empiriche il cui valore di default è 6.4, -2.45, 3.3, 1.0.

Infine si ha

$$I_f = f_{cw} \cdot \frac{Q^2}{2gA^2R} \Rightarrow f = \frac{f_{cw}}{2gA^2R} \qquad (7.10)$$

Coefficiente di scabrezza variabile

All'interno di MOUSE è inoltre possibile specificare una variazione del coefficiente di scabrezza in funzione dell'altezza raggiunta dall'acqua all'interno della tubazione. Questa funzione è particolarmente utile nel caso di tubazioni vecchie in cui effettivamente il protrarsi nel tempo dei fenomeni di deposito e/o erosione può incidere sulle caratteristiche del rivestimento della condotta.

Le diverse scabrezze sono calcolate mediante la seguente formula:

$$M_{act} = M_{bott} + (M_{top} - M_{bott}) \cdot \left(\frac{y}{D}\right)^{\exp} \qquad (7.8)$$

Dove:
M_{act} = scabrezza di Strickler calcolata;
M_{bott}, M_{top} = scabrezza definita dall'utente sul fondo e in sommità tubazione;
exp = esponente definito di default;
y/D = altezza d'acqua relativa al diametro del tubo.

2.8.2 Perdite di carico in ingresso ai pozzetti

L'altezza d'acqua nel pozzetto e nel tubo afferente è considerata la stessa; ne consegue che le perdite di carico vengono calcolate in funzione del termine cinetico relativo al condotto (i) e al pozzetto (m):

$$\Delta E_i = \frac{v_i^2 - v_m^2}{2g}$$

Nel caso di deflusso libero dal condotto al pozzetto, quando quindi l'altezza d'acqua nel pozzetto è inferiore all'altezza d'acqua nel collettore in ingresso, l'altezza d'acqua nel collettore è assunta pari all'altezza di moto critico, e a seconda del tipo di sezione sono utilizzate formulazioni differenti; ad esempio per condotte circolari viene utilizzata la seguente:

$$y_{c(i)} = \sqrt{0.32 \frac{Q_i}{\sqrt{D_i}}}$$

Analogamente, quando nel collettore si instaura una corrente supercritica, il livello d'acqua a valle della confluenza è assunto pari all'altezza d'acqua presente nel collettore.

2.8.3 Perdite di carico in uscita dai pozzetti

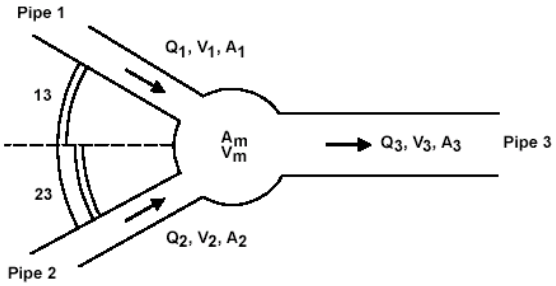
La perdita di carico è considerata proporzionale al termine cinetico:

$$\Delta E_j = \sum_k \zeta_{jk} \cdot \frac{v_j^2}{2g}$$

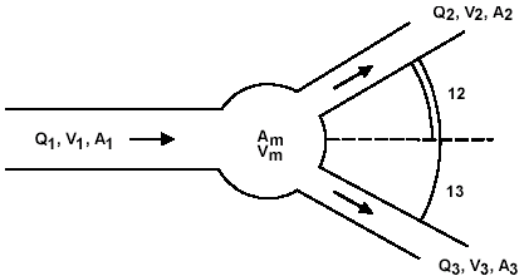
il termine ζ_{jk} varia in funzione della tipologia geometrica del nodo come descritto nel seguito.

Variazione della direzione del moto
Indicando con i il collettore in ingresso al nodo e con j quello in uscita si ottiene:

$$\zeta_{dir(j)} = \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{\theta_{ij}^2}{90^{\circ 2}}$$



Pozzetto con 2 tubi in ingresso e 1 in uscita.

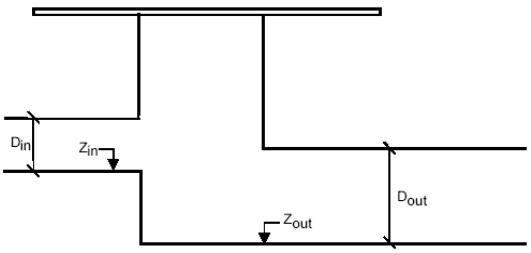


Pozzetto con 1 tubo in ingresso e 2 in uscita.

Variazione in quota

Nel caso in cui vi sia una differenza in quota tra il collettore in ingresso e quello in uscita come rappresentato in figura, le perdite di carico sono calcolate mediante la seguente:

$$\zeta_{level(j)} = \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{(Z_j - Z_i) \cdot (Z_j + D_j - Z_i - D_i)}{D_i \cdot D_j}$$



Differenza di quota tra collettore in ingresso e uscita dal pozzetto.

Contrazione

Il flusso di portata che esce da un pozzetto ed entra in un collettore subisce una contrazione che determina delle perdite di carico in funzione della forma del pozzetto e del collettore, calcolate dal modello mediante la seguente espressione:

$$\zeta_{contr(j)} = K_m \cdot \left(1 - \frac{A_j}{A_m \cdot \frac{Q_j}{\sum_{i=1}^{n} Q_i}} \right)$$

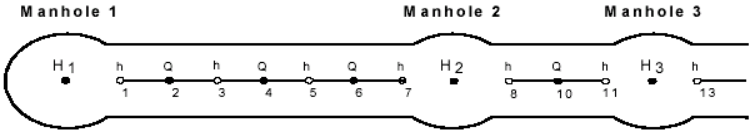
dove K_m e A_m rappresentano il coefficiente di forma e l'area del pozzetto.

2.9 Metodo di soluzione

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico). Lo schema di calcolo utilizza una soluzione numerica implicita alle differenze finite delle equazioni di De St.Venant.

Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h, rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).

La griglia di calcolo viene generata dal modello in base alle richieste dell'utente: il numero minimo di punti di calcolo per ogni condotta è 3, con un punto h a ciascuna estremità del tubo.



Rappresentazione della griglia di calcolo.

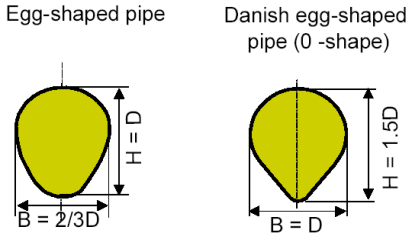
L'algoritmo numerico usa un passo di calcolo auto-adattante, che fornisce una soluzione efficiente e accurata sia nelle reti ramificate sia in quelle a maglia chiusa.

Possono essere simulate condizioni sia di corrente lenta, sia di corrente veloce, grazie allo schema computazionale che si adatta alle condizioni locali di deflusso. Infine sono simulati con precisione gli effetti di rigurgito e le sovrappressioni.

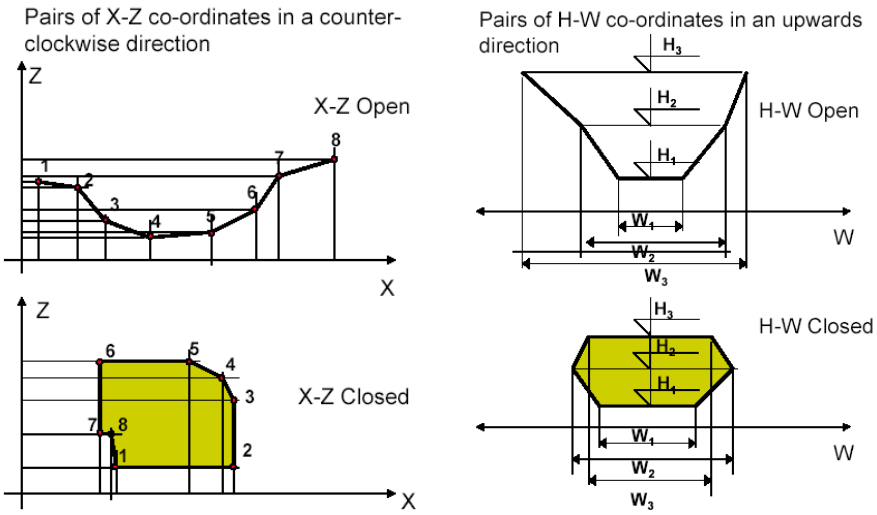
3. SCHEMATIZZAZIONE DELLA RETE

Gli elementi che possono essere utilizzati in MOUSE per schematizzare la rete sono rappresentati da tre tipologie principali:

1. Links
   - Tubi – standard o con sezione definita dall'utente.
   - Canali aperti – sezione definita dall'utente.

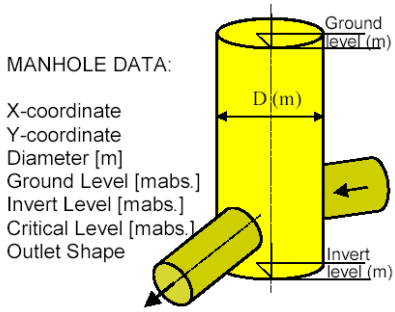


Sezioni tipo di forma ovoidale schematizzabili nel modello.



Esempi di sezioni schematizzabili in funzione dei dati direttamente inseriti dall'utente.

2. Nodes
   - pozzetti,
   - bacini,
   - bacini di accumulo,
   - scarichi e restituzioni.



Schematizzazione dei pozzetti.

3. Funzioni, per la descrizione di alcuni componenti della rete come ad esempio:
   - scaricatori di piena,
   - luci sotto-battenti,
   - pompe,
   - valvole unidirezionali,
   - stramazzi.

ALLEGATO 2 – Verifica statica condotte

Sommario

1 Generalità 2
2 Verifica secondo la norma ATV-DVWK-A 127E-2000 5
2.1 Tipi di terreno 5
2.2 Tipologie di ricoprimento 6
2.3 Analisi dei sovraccarichi verticali 8
2.3.1 Carichi mobili sulla superficie 8
2.4 Analisi delle azioni dovute all'acqua 9
2.4.1 Posa in presenza di falda 9
2.5 Determinazione delle sollecitazioni 9
2.5.1 Carico dovuto al rinterro 9
2.5.2 Carichi mobili 11
2.5.3 Carico per acqua di falda 12
2.5.4 Pressione interna e peso proprio dell'acqua contenuta nel tubo 12
2.6 Distribuzione dei carichi 13
2.6.1 Fattori di concentrazione 13
2.6.2 Fattori di concentrazione λ_p e λ_s 14
2.6.3 Rapporto di rigidità 15
2.6.4 Fattore di concentrazione globale λ_{PG} 17
2.7 Determinazione del carico verticale totale 17
2.8 Distribuzione delle pressioni sulla tubazione 17
2.8.1 Tipologia di appoggio 18
2.8.2 Pressioni laterali 18
2.9 Verifiche 20
2.9.1 Calcolo e verifica della sollecitazione e deformazione della sezione 20
2.9.2 Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale 21
2.9.3 Verifiche all'instabilità all'equilibrio elastico. 21
2.10 Simbologia 23
3 Risultati di calcolo 25
3.1.1 Tubazione PRFV CC DN 1200 PN 1 SN 10000N/m² 26
3.1.2 Tubazione PRFV CC DN 1500 PN 1 SN 10000 N/m² 27
ALLEGATI .....

1 Generalità

Lo scopo delle verifiche statiche di sicurezza è quello di garantire che l'opera, cioè la struttura presa nel suo insieme e ciascuno dei suoi elementi costitutivi, sia in grado di resistere con adeguata sicurezza alle azioni cui potrà essere sottoposta, rispettando le condizioni necessarie per il suo esercizio e assicurando la sua conservazione nel tempo.
La pressione agente al livello dell'asse delle tubazioni da luogo in queste a tensioni di trazione pari alla tensione massima, che si verifica in un dato punto della tubazione, dovuta a tutte le sollecitazioni esterne, quali il peso proprio, il peso del terreno di rinterro, i sovraccarichi esterni statici e dinamici, le variazioni termiche, le spinte dovute alla eventuale presenza di acqua di falda. E' perciò necessario determinare lo stato di sollecitazione indotto nella tubazione da tutte le azioni esterne, al fine di individuare il punto in cui si verifica la suddetta tensione massima si trazione calcolandone il valore.
Il problema è estremamente complesso, dipendendo le azioni agenti sui tubi e le sollecitazioni da esse indotte da una serie di elementi che è molto difficile conoscere e di non semplice schematizzazione, per cui la risoluzione del problema è affetta da notevoli margini di incertezza, malgrado le numerose ricerche teoriche e sperimentali eseguite.
Per poter determinare lo stato di tensione nella tubazione e necessario determinare l'entità delle varie azioni esterne:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico;
- le reazioni del terreno.

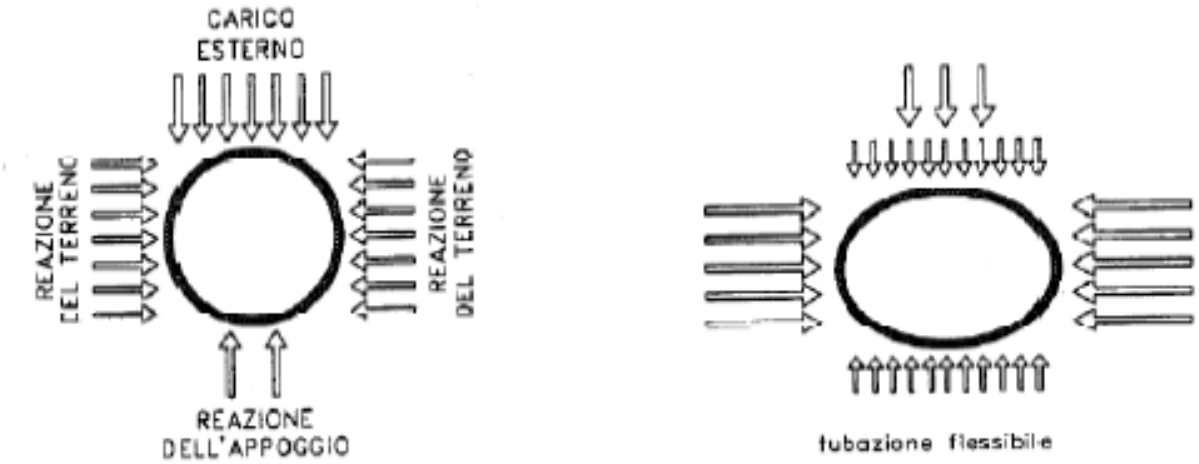


Fig. 1 Schema di comportamento tubo-terreno per tubi flessibili

I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro. Si possono avere diverse configurazioni di carico, in base allo studio dello stato del terreno rimosso e riportato, del tipo di trincea che si vuole adottare, dei cedimenti del terreno e di quelli della condotta.
In relazione al rapporto fra la tubazione, il piano di posa e il terreno, possiamo avere due diversi
casi:

- posa della condotta su una trincea scavata e successivamente riempita;

- posa della condotta su terreno naturale poi ricoperto con un rilevato.

E' importante prendere in considerazione quest'ultimo caso, perche si è rilevato sperimentalmente che le condotte poste in trincee di notevole larghezza (da due a tre volte il diametro o più) si comportano analogamente a quelle posate su terreno naturale e poi ricoperte: praticamente, oltre una certa larghezza della trincea, la condotta non risente più dell'azione delle pareti della trincea stessa (si parla di trincea infinita o terrapieno).
E' altresì importante tener conto delle proprietà meccaniche del terreno e della condotta, per poter stabilire la relazione fra i cedimenti del terreno e le deformazioni della tubazione stessa. Infine è essenziale tener presente che il momento di massima sollecitazione alla condotta, sollecitazione dovuta al peso del terreno sovrastante, è quello iniziale. Col passare del tempo invece, il comportamento della tubazione tende a risentire sempre meno della presenza delle pareti della trincea, anche se stretta: cioè la condotta è come se avesse un rinterro indefinito.
E' fondamentale raccogliere dati sulle caratteristiche dei terreni interessati dallo scavo, sull'eventuale presenza di falde freatiche e loro escursioni nel tempo.
Nello studio accurato dei terreni interessati dallo scavo è importante regolarsi sul tipo di scavo da effettuare (trincea larga o stretta, terrapieno), su un eventuale sostegno delle pareti e sulla posa delle condotte.
Nelle tubazioni flessibili, come il PRFV, la resistenza massima sotto carico è limitata da uno stato limite ultimo di deformazione senza il raggiungimento di uno stato di fessurazione.

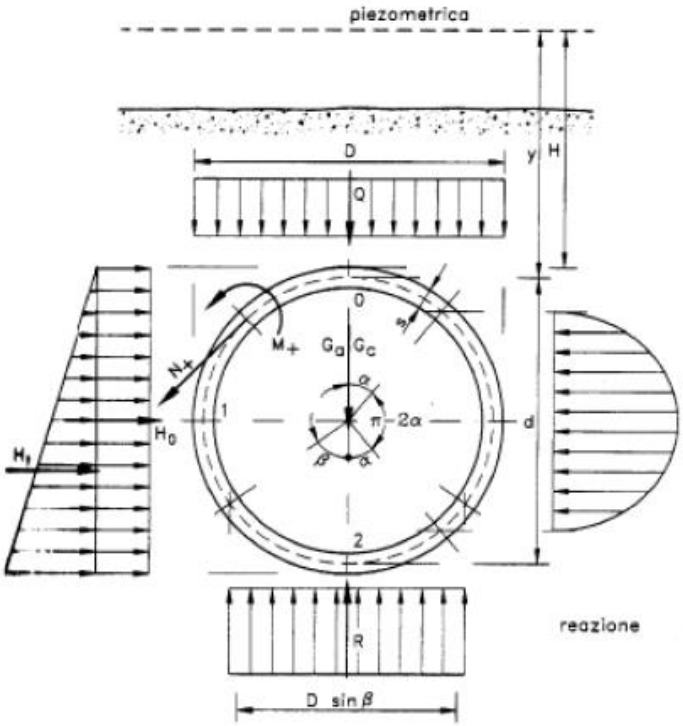


Fig. 2 Schema statico per una condotta interrata

La Fig. 2 mostra lo schema di sollecitazione dove si evidenziano:

Q il carico totale verticale (rinterro e azioni accidentali);
G_c il peso proprio della condotta;
G_a il peso dell'acqua di riempimento;
$\gamma_o y$ il carico piezometrico sulla generatrice superiore (condotta in pressione);

H_o la spinta orizzontale uniformemente distribuita;
H_t la spinta orizzontale distribuita linearmente;
R la reazione uniformemente distribuita sul tratto D $\sin\alpha$;
M il momento flettente, positivo se genera trazione nelle fibre interne;
N lo sforzo normale, positivo se di compressione.

Le verifiche che vengono condotte sono le seguenti:

- **Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale:** l'inflessione è fortemente dipendente dal modulo di reazione del suolo e praticamente inversamente proporzionale al medesimo, mentre dipende relativamente poco dal fattore di rigidità della tubazione e di conseguenza è anche poco influenzata dal decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche. Al fine del contenimento dell'inflessione è quindi più conveniente agire sul miglioramento delle condizioni di posa piuttosto che sull'aumento dell'indice di rigidezza delle tubazioni impiegate.

- **Calcolo e verifica della sollecitazione e deformazione della sezione:** il giudizio sullo stato di sollecitazione è normalmente svolto calcolando le tensioni specifiche che si hanno nelle tre sezioni più significative: al vertice, sui fianchi e sul fondo, considerando che la sezione sia completamente reagente.

- **Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico:** consiste nel verificare che la pressione dovuta ai carichi esterni, nel caso di depressione interna in condotta o nel caso di sovraccarichi mobili, non superi la pressione ammissibile di buckling, grandezza che dipende dalle caratteristiche geometriche della condotta, dal suo materiale e dalle caratteristiche di posa (altezza di rinterro, modulo di elasticità del terreno, ecc,). La pressione ammissibile di buckling è condizionata in egual misura dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfianco della tubazione.

Di seguito viene illustrato il metodo di calcolo utilizzato per verifica statica delle tubazioni in PRFV.
La verifica statica è stata eseguita utilizzando un sistema di calcolo basato sulla normativa tecnica tedesca ATV-DVWK-A 127E "Istruzioni per il Calcolo Statico di condotte e tubazioni per acque di scarico", Terza Edizione Agosto 2000.

2 Verifica secondo la norma ATV-DVWK-A 127E-2000

Tale approccio fornisce la possibilità di scegliere tra situazioni di posa e caratteristiche dei materiali rispondenti alla gran parte delle situazioni progettuali correnti.
Il metodo procede determinando dapprima le sollecitazioni al livello della quota del tubo, poi in funzione del rapporto tra le rigidezze degli elementi presenti (tubo + rinfianco + rinterro) determina la concentrazione degli sforzi sulla condotta e solo successivamente, in relazione al materiale costituito della tubazione esegue la verifica.

2.1 Tipi di terreno

La norma riassume le varie tipologie di terreni in quattro macro classi, caratterizzate con le seguenti sigle in ragione delle proprie caratteristiche geotecniche:

G1	Terreni non coesivi	GE ghiaia compatta
		GW ghiaia pulita mista a sabbia
		GI mistura di ghiaia e sabbia di compattezza variabile
		GU mistura di ghiaino e limo
		GT mistura di ghiaia ed argilla
G2	Terreni leggermente coesivi	SE sabbia compatta
		SW mistura di sabbia e ghiaia molto compatta
		SI mistura di sabbia e ghiaia di compattezza variabile
		SU mistura di sabbia e limo
		ST mistura di sabbia e argilla
G3	Terreni misti	GŪ mistura di ghiaia e limo
		G$\bar{\bar{T}}$ mistura di ghiaia e argilla
		SŪ mistura di sabbia e limo
		ST mistura di sabbia e argilla
G4	Terreni coesivi	GŪ mistura di ghiaia e limo
		G$\bar{\bar{T}}$ mistura di ghiaia e argilla
		SŪ mistura di sabbia e limo
		ST mistura di sabbia e argilla
		UL limo scarsamente plastico
		UM limo mediamente plastico
		TL argilla scarsamente plastica
		TA argilla molto plastica
		OU limo con aggiunta di materiale organico
		OT argilla con aggiunta di materiale organico
		OH terreni a grano grosso con aggiunta di humus
		OA terreni a grano grosso con formazioni calcaree

Tabella 1 Classificazione terreni secondo ATV

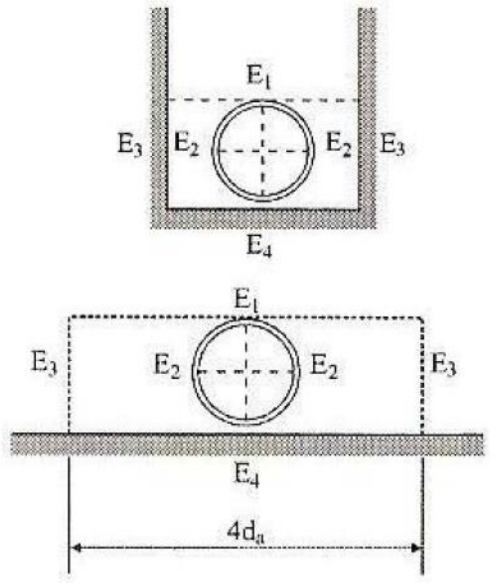
Tipo di suolo	**Peso specifico χ_S [kN/m^3]**	**Peso specifico volume**	**Angolo d'attrito φ'**	**Modulo E_s [N/mm^2]**
				Grado di compattazione D_{PR} in %

		immerso χ'_s [kN/m^3]		85	90	92	95	97	100
G1	20	11	35	2	6	9	16	23	40
G2	20	11	30	1.2	3	4	8	11	20
G3	20	10	25	0.8	2	3	5	8	13
G4	20	10	20	0.6	1.5	2	4	6	10

Tabella 2 Caratteristiche delle diverse classi di terreni

2.2 Tipologie di ricoprimento

Tale metodo divide in zone distinte il semispazio attorno al tubo, ogni zona viene dai moduli di elasticità dei materiali presenti od utilizzati.
Allo scopo di definire precisamente le condizioni di posa in relazione alle caratteristiche geotecniche del terreno, la norma ATV-DVWK-A 127E distingue quattro tipi di terreni, individuando anche le condizioni di posa di queste terre con le relative caratteristiche geotecniche ottenibili in cantiere.
Vengono quindi considerati i moduli elastici differenziati:



E_1= rinterro

E_2= rinfianco

E_3= suolo esistente di parete

E_4= suolo esistente di fondo

In relazione sia alla modalità di rinfianco e di rinterro, che alla modalità di costipazione, si identifica una combinazione di A_i-B_i che consente di identificare, con l'aiuto della tabella seguente i moduli di elasticità dei terreni attorno al tubo.

Condizioni di rinterro A			
A1 (G1,G2,G3 Dpr≤95) (G4 Dpr<90)	**A2** (G1,G2,G3,G4) (G4 Dpr<90)	**A3** (G1,G2,G3,G4) (G4 Dpr<90)	**A4** (G1,G2 Dpr≤97) (G3 Dpr<95)

Condizioni di rinfianco B	**B1** (G1,G2,G3 Dpr≤95) (G4 Dpr<90)	Riempimento compattato a strati contro le pareti del terreno esistente o per posa in terrapieno (senza verifica del grado di compattazione); applicato inoltre per sostegno delle pareti dello scavo alla berlinese.			
	B2 (G1,G2,G3,G4) (G4 Dpr<90)		Scavo protetto con armature ritirate gradualmente durante il riempimento		
	B3 (G1,G2,G3,G4) (G4 Dpr<90)			Scavo protetto con palancole ritirate successivamente la compattazione del terreno	
	B4 (G1,G2 Dpr≤97) (G3 Dpr<95)				Riempimento compattato a strati contro le pareti del terreno esistente verificando il grado di compattazione

Tabella 3 Combinazione di modalità di rinfianco e rinterro

Condizioni di rinterro A	**A1**		**A2&A3**		**A4**	
Condizioni di rinfianco B	**B1**		**B2&B3**		**B4**	
Grado di compattazione DPR in % Modulo di deformazione E1 e E2 [N/mm2]	**D_{PR}**	**E1,E2**	**D_{PR}**	**E1,E2**	**D_{PR}**	**E1,E2**
G1	95	16	90	6	97	23
G2	95	8	90	3	97	11
G3	92	3	90	2	95	5
G4	92	2	90	1.5	-	-

Tabella 4 Valori rappresentativi dei moduli di deformazione E_1 e E_2

In presenza di falda va considerato un fattore di subsidenza riduttivo per E_2:

$$f = \frac{D_{PR} - 75}{20} \leq 1$$

Se il suolo scavato è utilizzato come rinterro, si pone E_3=E_1, a meno che E_3 non abbia un elevato grado di compattazione. In trincea larga E_1=E_2=E_3.
Per E_4 si pone generalmente E_4 =10 E_1, in quanto si ammette che il fondo sia molto più rigido del resto.

2.3 Analisi dei sovraccarichi verticali

Esistono due tipi di sovraccarichi verticali: quelli concentrati e quelli distribuiti; un'altra distinzione dei carichi si basa sulla possibilità che essi vengano applicati lentamente (carichi applicati con modalità statica) oppure istantaneamente (carichi applicati con modalità dinamica).
Il carico esterno, concentrato oppure distribuito, diffondendosi nel terreno sollecita la tubazione, a parità di ogni altra condizione, con un carico inversamente proporzionale alla profondità della condotta. La frazione del carico che sollecita la tubazione dipende, oltre che dalla profondità della condotta, dal tipo di carico (concentrato o distribuito), dalla distribuzione dei carichi concentrati e dall'estensione del carico se esso è distribuito.

2.3.1 Carichi mobili sulla superficie

I carichi mobili sulla superficie possono essere di origine stradale o ferroviaria e devono essere valutati nella loro intensità anche in considerazione del carattere dinamico che essi possono avere.
In caso di traffico stradale nella determinazione del carico viene fatto riferimento a dei veicoli standard (Fig. 3).

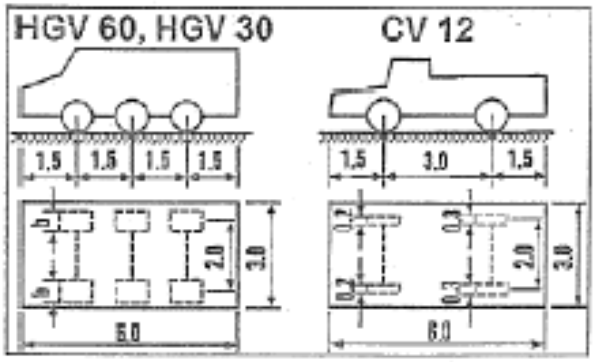


Fig. 3 Veicoli standard

Veicolo standard	*Carico Totale (KN)*	*Carico per ruota (KN)*	*Impronta pneumatico*	
			Larghezza (m)	*Lunghezza(m)*
HGV 60	600	100	0.6	0.2
HGV 30	300	50	0.4	0.2
CV 12	120	Posteriore 40	0.3	0.2
		Anteriore 20	0.2	0.2

Tabella 5 Carichi dinamici per convogli standard

Nelle area non soggette ad un traffico stradale pesante (HGV: heavy good vehicle) deve comunque essere considerata l'applicazione di un carico minimo relativo ad un veicolo comune (CV : commercial vehicle).
Si fa notare che in cantieri soggetti al traffico di mezzi pesanti, il passaggio di tali mezzi deve essere preso in considerazione per analisi di breve termine.

2.4 Analisi delle azioni dovute all'acqua

2.4.1 Posa in presenza di falda

L'acqua della falda esercita una spinta di tipo idrostatico che spesso compromette la stabilita dell'opera. Per quanto riguarda il carico del rinterro nella parte interessata dalla falda, esso va calcolato facendo riferimento al peso del volume del terreno immerso χ's.

$$\chi_s' = (\chi_s\text{-}\chi_w) \cdot (1 - n)$$

2.5 Determinazione delle sollecitazioni

2.5.1 Carico dovuto al rinterro

Il carico statico, dovuto al peso del terreno di riporto e ad eventuali carichi ripartiti in superficie, è calcolato in base alla teoria del Silo (Terzaghi) che tiene conto della forza di sostentamento del terreno di riporto che si sviluppa lungo le pareti dello scavo, sostentamento che attenua il carico conseguente al peso del terreno riportato sullo scavo.
La pressione sull'estradosso del tubo è in una sezione orizzontale a distanza *h* dalla superficie:

$$p_E = \kappa \cdot \chi_B \cdot h$$

In presenza di un carico p_o distribuito in superficie:

$$p_E = \kappa_o \cdot p_o$$

Un ulteriore requisito per l'applicazione dei fattori di riduzione, considerando un grado di compattazione del materiale di rinfianco D_{pr}>90%, è:

$$E_1 \leq E_3 \; per \; \kappa$$

$$E_1 \leq E_3 \; per \; \kappa_o$$

All'aumentare della larghezza dello scavo b κ e κ_o tendono a 1 e l'effetti silo scompare. Fondamentale per la riduzione dell'effetto del carico di rinterro è la reazione delle pareti della trincea funzione del rapporto tra la pressione orizzontale e verticale del terreno K_1 e dell'angolo di attrito tra le pareti della trincea e il materiale di riempimento δ.
Nello specifico si ha:

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2\frac{h}{b}K_1 \tan\delta}}{2\frac{h}{b}K_1 \tan\delta}$$

$$\kappa_o = e^{-2\frac{h}{b}K_1 \tan\delta}$$

dove per δ=0, κ,κ_o=1 caso di trincea larga e terrapieno.

Condizioni di rinterro	***K₁***	**δ**
A1	*0,5*	*2/3φ*
A2	*0,5*	*1/3φ*
A3	*0,5*	*0*
A4	*0,5*	*φ*

Tabella 6 Coefficienti di spinta $K1$ e δ in funzione delle condizioni di rinterro

Questa assunzione è valida in caso di pareti di scavo verticali.

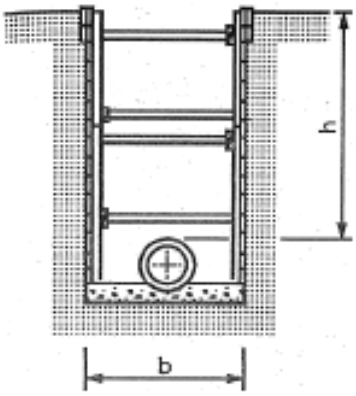


Fig. 4 Trincea a pareti verticali

Nel caso di pareti di scavo non verticali, detto b l'angolo acuto formato dalla parete dello scavo con l'orizzontale (β=90° parete verticale), si sostituisce nell'equazione del carico kβ a k ottenuto interpolando linearmente κ_β=1 per β=0 e κ_β=κ per β=90°.

$$\kappa_\beta = 1 - \frac{\beta}{90} + \kappa \cdot \frac{\beta}{90}$$

con β espresso in gradi.

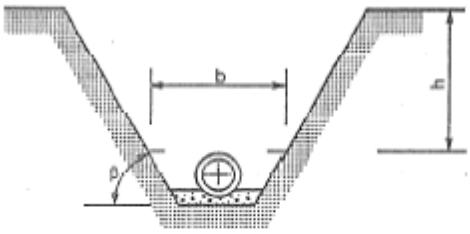


Fig. 5 Trincea a pareti inclinate

2.5.2 Carichi mobili

La pressione *p* esercitata sul condotto dal carico mobile è calcolata in base alla teoria di Boussinesq nell'ipotesi di semispazio elastico isotropo ed omogeneo.
Le sollecitazioni derivanti dal sovraccarico derivante dal veicolo stradale, funzione dell'altezza di ricoprimento, del diametro della tubazione sono calcolate con la formula seguente:

$$p = a_F \cdot p_F$$

Dove:

$$p_F = \frac{F_A}{r_A^2 \cdot \pi} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_A}{h}\right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} + \frac{3 \cdot F_E}{2\pi \cdot h^2} \cdot \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_E}{h}\right)^2} \right)^{\frac{5}{2}}$$

$$a_F = 1 - \frac{0{,}9}{0{,}9 + \frac{4h^2 + h^6}{1{,}1 \cdot d_m^{2/3}}}$$

$$d_m = \frac{d_e + d_i}{2}$$

Il termine a_F è un fattore di correzione che tiene conto della diffusione delle pressioni sulla sezione trasversale e longitudinale del tubo ed è valido per:

$$h(m) \geq 0{,}5 \;\; e \;\; d_m(m) \leq 5$$

I carichi ausiliari e i raggi ausiliari sono dati nella tabella seguente.

Veicolo standard	***F_A (KN)***	***F_E (KN)***	***r_A (m)***	***r_E (m)***
HGV 60	*100*	*500*	*0,25*	*1,82*
HGV 30	*50*	*250*	*0,18*	*1,82*
CV 12	*40*	*80*	*0,15*	*2,26*

Tabella 7 Carichi e raggi ausiliari

A favore di sicurezza queste tensioni vengono calcolate assumendo una copertura addizionale di 30 cm, che considera l'esistenza per una superficie stradale di una sovrastruttura capace di distribuire uniformemente i carichi.

Nel caso di sovraccarichi derivanti passaggio di veicoli stradali si introducono dei fattori correttivi che tengono conto della modalità di applicazione del carico.

$$p_v = \varphi \cdot p$$

Veicolo standard	φ
HGV 60	*1,2*
HGV 30	*1,4*
CV 12	*1,5*

Tabella 8 Coefficiente impatto

2.5.3 Carico per acqua di falda

La sollecitazione di tipo idrostatico per la presenza di acqua di falda, considerata sull'asse della tubazione è determinata dalla relazione:

$$p_w = \chi_w \cdot \left(H - h + \frac{d_e}{2}\right)$$

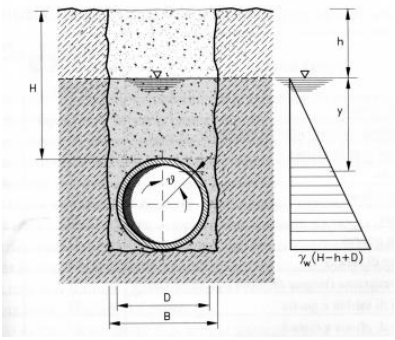


Fig. 6 Posa di condotta in falda

Il carico del rinterro nella parte interessata dalla falda , viene calcolato facendo riferimento al peso del volume del terreno immerso χ's.

2.5.4 Pressione interna e peso proprio dell'acqua contenuta nel tubo

Viene considerata la pressione massima di esercizio; considerando il carico a partire dal centro della tubazione viene incluso anche il peso dell'acqua interna.
Indicato con y il carico che grava sull'asse della condotta la pressione idraulica è data dalla seguente relazione:

$$p = \chi_w \cdot y$$

2.6 Distribuzione dei carichi

La presente metodologia ammette una ridistribuzione delle sollecitazioni in una zona di larghezza pari a $4d_m$ intorno alla condotta, ponendo in relazione la forma del diagramma delle sollecitazioni e la loro intensità con le caratteristiche del terreno e delle tubazioni.
L'entità di questa ridistribuzione è individuata dal fattore di concentrazione λ_p per le tensioni sul tubo e λ_s per le tensioni nel terreno adiacente la tubazione.

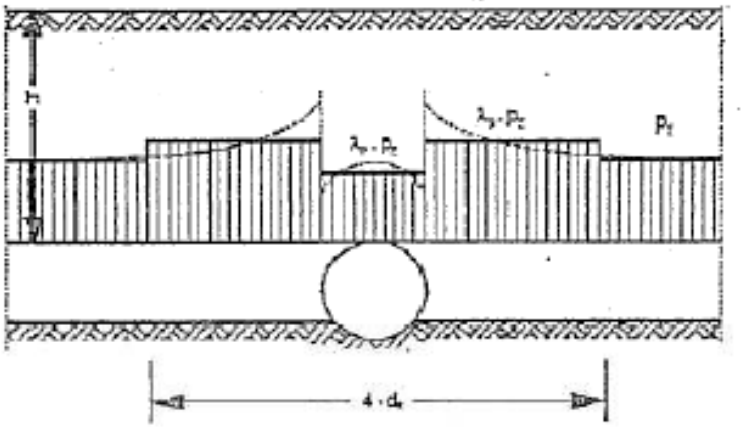


Fig. 7 Redistribuzione delle tensioni del terreno

2.6.1 Fattori di concentrazione

Il valore maggiore del coefficiente di concentrazione *max*λ è ottenuto considerando un tubo infinitamente rigido su suolo elastico per una trincea indefinita. Dopo aver definito i vari moduli elastici del terreno nelle diverse zone intorno al tubo e i rapporti di rigidità, le nome definiscono il fattore massimo di concentrazione delle sollecitazioni mettendolo in relazione alla geometria del sistema e ai moduli elastici.

$$max\lambda = 1 + \frac{\frac{h}{d_e}}{\frac{3{,}5}{a'} + \frac{2{,}2}{\frac{E_4}{E_1}\cdot(a' - 0{,}25)} + \left[\frac{0{,}62}{a'} + \frac{1{,}6}{\frac{E_4}{E_1}\cdot(a' - 0{,}25)}\right]\cdot\frac{h}{d_e}}$$

Dove:

$$a' = a \cdot \frac{E_1}{E_2} \geq 0{,}26$$

Il coefficiente *a* può essere desunto dalla seguente figura. Il valore $a \cdot d_e$ è l'altezza dello strato di terreno di fianco e talvolta sotto la tubazione.

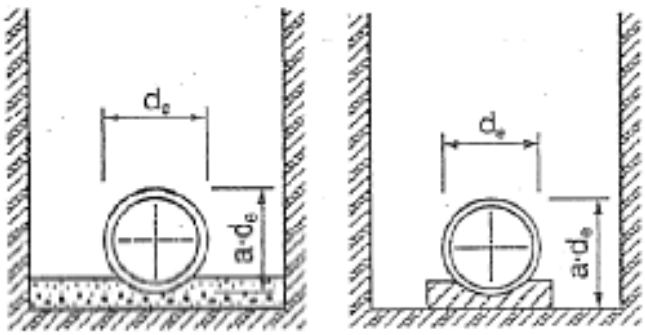


Fig. 8 Fattore a

2.6.2 Fattori di concentrazione λ_p e λ_s

Il fattore di concentrazione λ_p, coefficiente moltiplicativo della tensione di rinterro sul tubo, dipende da λ_{max} e dal rapporto di rigidità V_s ed è espresso dalla seguente relazione:

$$\lambda_p = \frac{max\lambda \cdot V_s + a' \frac{4K_2K'}{3} \cdot \frac{max\lambda - 1}{a' - 0{,}25}}{V_s + a' \frac{3+K_2K'}{3} \cdot a' - 0{,}25 \cdot \frac{max\lambda - 1}{a' - 0{,}25}}$$

Il coefficiente di spinta K_2 nel suolo adiacente la tubazione è determinato tenendo in considerazione la rigidezza del sistema V_{RB}.

Tipo di terreno	K_2	
	$V_{RB}>0.1$	$V_{RB}\leq 0.1$
G1	0.5	0.4
G2	0.5	0.3
G3	0.5	0.2
G4	0.5	0.1
Pressione reattiva laterale	$q_h^*=0$	$q_h^*>0$

Tabella 9 Coefficienti di spinta K_2

$$K' = \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{v,qh}}{c_{v,qv}} \cdot {c_{v,qh}}^* \cdot K^*}{c_{v,qv} + {c_{v,qh}}^* \cdot K^*}$$

Il fattore di concentrazione λ_s, coefficiente moltiplicativo della tensione di rinterro sul terreno di rinfianco si esprime come:

$$\lambda_s = \frac{4 - \lambda_p}{3}$$

2.6.3 Rapporto di rigidità

Le caratteristiche di rigidità del tubo vengono introdotte calcolando il rapporto di rigidità V_s. Questo fattore è indicativo della interazione tubo-terreno nelle condizioni di posa previste e dipende dalla rigidezza del tubo S_P, dai coefficienti di deformazione del diametro verticale c_v e c_v, q_v e dalla rigidezza verticale del rinfianco S_{BV}.
Il rapporto di rigidità è calcolato come segue:

a. Con spinte di reazione orizzontale del rinfianco

$$V_s = \frac{S_P}{|c_v^*| \cdot S_{BV}}$$

b. Senza spinte di reazione orizzontale del rinfianco

$$V_s = \frac{S_P}{|c_{v,qv}| \cdot S_{BV}}$$

La rigidezza del tubo è:

$$S_P = \frac{E_P \cdot I}{r_m^3} = 8 \cdot S_N$$

La rigidezza verticale del rinfianco è:

$$S_{BV} = \frac{E_2}{a}$$

Coefficiente per la deformazione diametrale verticale Δd_v:

$$c_v = c_{v,qv} + c_{v,qh}{}^* \cdot K^*$$

Con:

$c_{v,qv}$ = coefficiente di deformazione per Δd_v come risultante di tensione verticali sul tubo q_v

$c_{v,qh}{}^*$ = coefficiente di deformazione per Δd_h (deformazioni diametrali orizzontali) come risultante di tensione verticali sul tubo q_v

K^* = coefficiente di pressione della reazione.

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c^*_{h,qh}}$$

Con:

$c_{h,qv}$ = coefficiente di deformazione per Δd_v come risultante di tensione verticali sul tubo q_v

$c_{h,qh}{}^*$ = coefficiente di deformazione per Δd_h (deformazioni diametrali orizzontali) come risultante di tensione verticali sul tubo q_v

K^* = coefficiente di pressione della reazione.

Angolo di appoggio	**Verticale**				**Orizzontale**			
2α	$C_{v,qv}$	$C_{v,qh}$	$C_{v,w}$	$C_{v,qh}{}^*$	$C_{v,qv}$	$C_{v,qh}$	$C_{v,w}$	$C_{v,qh}{}^*$
60°	*-0,1053*	*0,0833*	*-0,0637*	*0,064*	*0,1026*	*-0,0833*	0,0611	*-0,0658*
90°	*-0,0966*		*-0,0550*		*0,0956*		0,0541	
120°	*-0,0893*		*-0,0477*		*0,0891*		0,0476	
180°	*-0,0833*		*-0,0417*		*0,0833*		0,0418	

Tabella 10 Coefficienti di deformazione diametrale

La rigidezza del sistema, che tiene conto della spinta orizzontale del rinfianco è:

$$V_{RB} = \frac{S_P}{S_{BH}}$$

La rigidezza orizzontale del rinfianco:

$$S_{BH} = 0{,}6 \cdot \zeta \cdot E_2$$

Il coefficiente di correzione ζ per la rigidezza orizzontale del rinfianco è:

$$\zeta = \frac{1{,}667}{\Delta f + (1{,}667 - \Delta f) \cdot \frac{E_2}{E_3}}$$

Con:

$$\Delta f = \frac{\frac{b}{d_e} - 1}{0{,}982 + 0{,}283 \cdot \left(\frac{b}{d_e} - 1\right)} \leq 1{,}667$$

Questa formula tiene in considerazione i differenti moduli di deformazione del suolo adiacente la tubazione (E_2) e del suolo esistente presente intorno la trincea (E_3).

2.6.4 Fattore di concentrazione globale λ_{PG}

La distribuzione delle tensioni sulla tubazione dipende dalla forma del supporto, dal rinterro e dalla deformazione della tubazione e come detto precedentemente si ammette una ridistribuzione delle sollecitazioni in una zona di larghezza pari a 4dm intorno alla condotta. Considerando il sistema terreno- tubazione, il fattore di concentrazione globale è espresso dalla seguente relazione:

- Per trincea stretta

$$1 \leq \frac{b}{d_e} \leq 4; \lambda_{PG} = \frac{\lambda_P - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_e} + \lambda_s$$

- Per trincea larga

$$4 < \frac{b}{d_e} < \infty; \lambda_{PG} = \lambda_P = cost$$

2.7 Determinazione del carico verticale totale

Analizzando il sistema tubazione-trincea la tensione verticale sulla generatrice superiore del tubo è data dalla seguente relazione:

$$q_v = \lambda_{PG} \cdot p_E + p_v$$

2.8 Distribuzione delle pressioni sulla tubazione

La distribuzione delle pressioni sulla sezione trasversale della tubazione dipende dalla tipologia di appoggio, dal rinfianco della tubazione e dal comportamento a deformazione della condotta.
Il carico imposto sulla tubazione è applicato con una distribuzione rettangolare e uniforme.

2.8.1 Tipologia di appoggio

Caso I-III

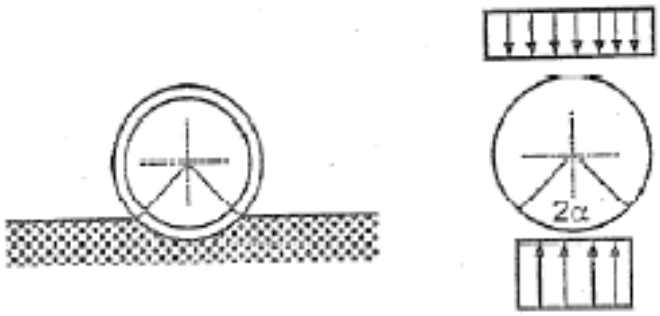


Fig. 9 Caso I

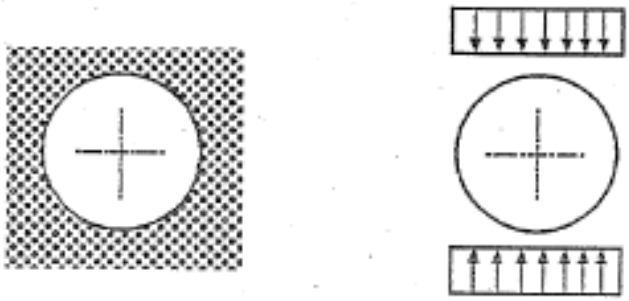


Fig. 10 Caso III

In entrambi i casi la reazione del terreno è anch'essa assume una distribuzione rettangolare uniforme.
In caso di tubazioni flessibili l'angolo di supporto deve essere assunto come $2\alpha=120°$ in caso di condizioni di rinterro B_2 e B_3 e in caso di condizioni di rinterro B_1 e B_4 $2\alpha=180°$.

2.8.2 Pressioni laterali

La pressione laterale agente sulla tubazione è costituita dalla componente *q'* come risultante di un carico verticale e da una pressione di reazione q_h^* come risultato della deformazione del tubo.

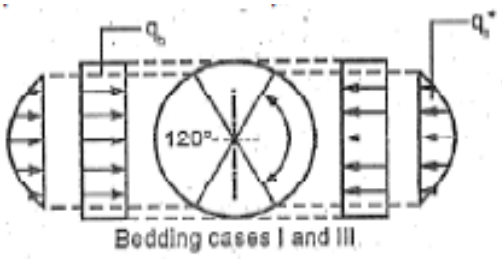


Fig. 11 Pressioni laterali

La pressione laterale q_h dipendente dalla pressione verticale nel terreno di rinfianco, con distribuzione rettangolare ed uniforma, è data da:

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_s \cdot p_E + \chi_s \cdot \frac{d_e}{2}\right)$$

La pressione di reazione q_h^* risultante dalla deformazione della tubazione agisce come una parabola con un angolo di apertura di 120°.

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - {c_{h,qh}}^*}$$

In caso di carico dovuto alla presenza di acqua in condotta in pressione o a gravità la reazione è:

$$q_h^* = \frac{c_{h,w} \cdot q_w}{V_{RB} - {c_{h,qh}}^*}$$

2.9 Verifiche

2.9.1 Calcolo e verifica della sollecitazione e deformazione della sezione

2.9.1.1 Determinazione delle caratteristiche di sollecitazione

Una volta determinate tutte sollecitazioni dovute alle forze esterne dovranno essere determinare le caratteristiche di sollecitazione M, N in tutte le sezioni della tubazione, e in particolare in chiave, nella sezione più bassa di appoggio e nelle due sezioni orizzontali mediane, che sono quelle in condizioni più critiche.
Determinati i valori N,M le tensioni all'estradosso e intradosso sono date da:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \alpha_k$$

Per estradosso:

$$\alpha_{ke} = 1 + \frac{1}{3} \frac{s}{r_m} = \frac{3 \cdot d_i + s}{3 \cdot d_i + 3 \cdot s}$$

Per intradosso:

$$\alpha_{ke} = 1 + \frac{1}{3} \frac{s}{r_m} = \frac{3 \cdot d_i + 5 \cdot s}{3 \cdot d_i + 3 \cdot s}$$

2.9.1.2 Determinazione della deformazione

Usando le caratteristiche di sollecitazione determinate precedentemente:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

2.9.1.3 Verifica della sollecitazione e deformazione della sezione

La sollecitazione o deformazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta di un fattore di sicurezza.

$$\gamma = \frac{\sigma_{lim}}{\sigma} = \frac{\varepsilon_{lim}}{\varepsilon}$$

2.9.2 Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

In relazione alla distribuzione di pressione sulla condotta la variazione diametrale verticale Δd_v è:

$$\Delta d_v = \frac{2 \cdot r_m}{8 \cdot S_N} \cdot \left(c_{v,qv} \cdot q_v + c_{v,qh} \cdot q_h + c_{v,qh}{}^* \cdot q_h{}^* \right)$$

La deformazione relativa sarà data da:

$$\delta_v = \frac{\Delta d_v}{d_m} \leq 6\%$$

E' consigliabile mantenere come valore massimo di sicurezza nel breve termine $\delta \leq 3\%$.

2.9.3 Verifiche all'instabilità all'equilibrio elastico.

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze, si inflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi ecc. Tale verifica individua l'intervallo di sicurezza tra il carico critico e il carico agente. Ciò avviene considerando l'influenza dei carichi verticali totali e della pressione idrostatica Il carico critico q_v , dovuto ai carichi verticali, vale:

$$crit q_v = 2 \cdot \kappa_{V2} \cdot \sqrt{8 \cdot S_N \cdot S_{BH}}$$

Dove:
κ_{v2} è il fattore di riduzione per la pressione critica di buckling.
Il fattore di sicurezza è:

$$\gamma = \frac{crit\ q_v}{q_v}$$

Il carico critico p_e , dovuto alla pressione dell'acqua in presenza di falda, vale:

$$crit\ p_w = \kappa_a \cdot \alpha_D \cdot 8 S_N$$

Dove:

κ_a è il fattore di riduzione per la pressione critica di buckling;
α_D è il coefficiente di penetrazione funzione di V_{RB} e del rapporto r_m/s con s spessore minimio che la tubazione può opporre alla pressione idrostatica.

Il fattore di sicurezza è:

$$\gamma = \frac{crit\ p_w}{p_w}$$

Considerando la simultanea presenza di carichi verticali e di falda il fattore di sicurezza vale:

$$\gamma_{buck} = \frac{1}{\frac{q_v}{crit\ q_v} + \frac{p_w}{crit\ p_w}}$$

2.10 Simbologia

Grandezza	Simbolo	Unità di misura
Altezza della falda sulla tubazione	hw	m
Altezza di ricopertura	h	m
Angolo di attrito efficace	δ	°
Angolo di attrito interno	φ'	°
Angolo di supporto	a	°
Carico ausiliario	F_A, F_E, F_W, F_G	kN/m
Carico schiacciamento	F_N	kN/m
Carico totale	$tot\ F$	kN/m
Coefficiente di deformazione del diametro	c_v*	-
Coefficiente di deformazione diametrale	c_{v1}	-
Coefficiente di deformazione diametrale	c_{v2}	-
Coefficiente di deformazione diametrale	c_{h1}	-
Coefficiente di deformazione diametrale	c_{h2}	-
Coefficiente di impatto	φ	-
Coefficiente di penetrazione	α_d	-
Coefficiente di pressione della reazione	K*	-
Coefficiente di proiezione relativa	a'	1
Coefficiente di sicurezza	γ	-
Coefficiente di spinta orizzontale del rinfianco	K_2	-
Coefficiente di spinta orizzontale del rinterro	K_1	-
Coefficiente di subsidenza	f	-
Costante di valutazione	Δf	-
Deformazione diametrale verticale	Δd_v	mm
Deformazione relativa %	δ_v	%
Diametro esterno	d_e	m
Diametro interno	d_i	m
Diametro medio	d_m	m
Diametro nominale	DN	mm
Fattore di concentrazione del sistema	λ_{pg}	-
Fattore di concentrazione massima	λ_{max}	-
Fattore di concentrazione suolo	λ_p	-
Fattore di concentrazione tubo	λ_s	-
Fattore di correzione per carico da traffico stradale	a_f	1
Fattore di correzione di rigidezza	ζ	-
Fattore di riduzione del carico critico di buckling	$\kappa_{v1}, \kappa_{a1}, \kappa_{a2}$	-
Fattore di riduzione del carico da rinterro secondo la teoria di Silo	κ, κ_b	-
Fattore di riduzione del carico distribuito in superficie per la teoria di Silo	κ_o, κ_{ob}	-
Grado di compattazione Proctor	D_{pr}	%0
Larghezza trincea	b	m
Modulo di elasticità del terreno (ASTM 2487)	E_s	kN/m^2
Modulo di elasticità del tubo	E_p	kN/m^2
Modulo di elasticità terreno di rinfianco	$E2$	kN/m^2

Grandezza	Simbolo	Unità di misura
Modulo di elasticità terreno di rinterro	*E1*	kN/m^2
Modulo di elasticità trincea (fondo)	*E4*	kN/m^2
Modulo di elasticità trincea (parete)	*E3*	kN/m^2
Momento di inerzia	*I*	m^4/m, mm^4/mm
Peso specifico del terreno	χ_s	kN/m^3
Peso specifico dell'acqua	χ_w	kN/m^3
Peso specifico del terreno immerso	χ_s '	kN/m^3
Porosità	*n*	%
Proiezione relativa	*a*	1
Raggio ausiliario esterno	r_e	m
Raggio ausiliario interno	r_a	m
Raggio medio	r_m	m
Rapporto di rigidezza	*Vs*	-
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	*SN*	kN/m^2
Rigidezza del sistema	*VRB*	-
Rigidezza del tubo	S_p	kN/m^2
Rigidezza orizzontale del rinfianco	S_{BH}	kN/m^2
Rigidezza verticale del rinfianco	S_{BV}	kN/m^2
Spessore minimo della tubazione	*s*	mm
Tensione critica di buckling da carichi verticali	*crit* q_v	kN/m^2
Tensione critica di buckling da pressione idrostatica	*crit* p_w	kN/m^2
Tensione dinamica (ATV)	p_f	kN/m^2
Tensione idrostatico	p_w	kN/m^2
Tensione laterale di supporto	q^*_h	kN/m^2
Tensione laterale sul tubo	q_h	kN/m^2
Tensione statica di rinterro	p_E	kN/m^2
Tensione statica per carichi distribuiti	p_o	kN/m^2
Tensione verticale sul tubo	q_v	kN/m^2

3 Risultati di calcolo

La verifica statica è stata condotta su tubazioni in PRFV CC DN1200-1500 PN1 SN10000N/m^2, con le condizioni indicate dal committente

Le verifiche, come riportato nei tabulati di calcolo allegati, mirano a verificare quanto segue:

Verifica all'inflessione diametrale:

$$\delta_v = \frac{\Delta d_v}{d_m} \leq 6\%$$

E' consigliabile mantenere come valore massimo di sicurezza nel breve termine $\delta \leq 3\%$.

Verifica della sollecitazione ed inflessione della sezione:

$$\gamma = \frac{\sigma_{lim}}{\sigma} = \frac{\varepsilon_{lim}}{\varepsilon} \geq |2|$$

Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico:

$$\gamma_{buck} = \frac{1}{\frac{q_v}{crit\ q_v} + \frac{p_w}{crit\ p_w}} \geq 2$$

Tutte le verifiche vengono eseguite sia a breve che a lungo termine (50 anni); questo per tenere conto del decadimento delle caratteristiche del materiale della tubazione a causa di agenti chimici, temperatura, ecc. e considerando anche diverse combinazioni di carico.

3.1.1 Tubazione PRFV CC DN 1200 PN 1 SN 10000N/m^2

Fattori di sicurezza	***Combinazione di carico 1: massimo ricoprimento***		***Combinazione di carico 2: minimo ricoprimento***	
	Breve termine		***Breve termine***	
δ_v (%)	1.54	*1.43*	1.43	1.47
γ_{buck}	10.85	*8.22*	14.40	11.11
$\gamma_{vertice}$	-12.31	*-12.76*	12.64	12.51
$\gamma_{fianchi}$	-14.62	*-15.06*	-15.99	-15.25
$\gamma_{appoggio}$	8.93	*-9.46*	9.39	9.32
	Lungo termine		***Lungo termine***	
δ_v (%)	1.72	1.60	1.56	1.60
γ_{buck}	8.59	6.20	12.43	9.04
$\gamma_{vertice}$	-6.35	-6.50	-7.95	-7.49
$\gamma_{fianchi}$	-8.26	-8.20	-9.81	-9.18
$\gamma_{appoggio}$	-4.25	-4.46	-5.37	-5.15

In base alle assunzioni fatte per effettuare il calcolo e considerando di far riferimento ad una deformazione diametrale nel breve termine non superiore al 3% la tubazione risulta verificata.

3.1.2 Tubazione PRFV CC DN 1500 PN 1 SN 10000 N/m^2

Fattori di sicurezza	***Combinazione di carico 1: massimo ricoprimento***		***Combinazione di carico 2: minimo ricoprimento***	
	Breve termine		***Breve termine***	
δ_v (%)	1.51	1.43	1.41	1.43
γ_{buck}	10.83	8.13	14.84	11.45
$\gamma_{vertice}$	12.25	-12.47	-12.14	-11.74
$\gamma_{fianchi}$	-14.35	-14.51	-14.05	-13.57
$\gamma_{appoggio}$	8.78	-9.19	-9.12	-8.90
	Lungo termine		***Lungo termine***	
δ_v (%)	1.69	1.60	1.52	1.55
γ_{buck}	8.60	6.14	13.06	9.44
$\gamma_{vertice}$	-6.32	-6.34	-8.04	-7.63
$\gamma_{fianchi}$	-7.96	-7.78	-9.55	-9.00
$\gamma_{appoggio}$	-4.18	-4.31	-5.36	-5.17

In base alle assunzioni fatte per effettuare il calcolo e considerando di far riferimento ad una deformazione diametrale nel breve termine non superiore al 3% la tubazione risulta verificata.

-REPORT DI CALCOLO-

ALLEGATI

-REPORT DI CALCOLO-

Calculations to ATV-DVWK-A 127, third edition, August 2000

Verifica statica DN1200 PN1 SN10000

Input:

Safety factors

Safety class:	A (normal case)		
Allowable deflection:	6% (normal case)		
A type predeformation:	$\delta_{v,TypeA}$	1,00	%
Local predeformation:	$\delta_{v,local}$	0,00	%

Pipe

Outside diameter:	OD	1.299,0	mm
Nominal stiffness:	SN	10.000	[1]
Nominal pressure:	P_N	1,0	[1]
Wall thickness:	s	27,0	mm
Vertical deformation at failure (short-term):	$\Delta d_{Bruch}/d_{m,K}$	15,00	%
Vertical deformation at failure (long-term):	$\Delta d_{Bruch}/d_{m,L}$	9,00	%
Required stress safety factor for internal pressure:	γ_{Pi}	2,00	[1]
Specific weight of the pipe material:	γ_R	17,50	kN/m³
Coefficient of transversal contraction:	ν	0,25	[1]

Soil

E1: Backfilling:	Soil group: G1		
E-Modulus:	E_1	9,00	N/mm²
E20: Pipe zone:	Soil group: G1		
E-Modulus:	E_{20}	9,00	N/mm²
E3: Native soil:	Soil group: G1		
E-Modulus:	E_3	9,00	N/mm²
E4: Below trench	E4 = 10 * E1		

Installation

Trench width:	b	3.500	mm
Slope angle:	β	90,00	°
Cover condition:	A2		
Bedding condition:	B2		

Lining below pipe taken into account as per ATV Work Group 1.5.5 report.

Lining depth below pipe:	t_s	200	mm
Bedding angle:	120°		

Load case combination 1

Description:	Area with maximum cover		
Cover depth:	h	3.200	mm
Soil density:	γ	20,00	kN/m³
Additional surface load:	P_0	0,00	N/mm²
Maximum groundwater level above pipe bed:	$h_{W,max}$	2.429	mm
Minimum groundwater level above pipe bed:	$h_{W,min}$	429	mm
Internal pressure (short term):	$P_{I,K}$	0,50	bar
Internal pressure (long term):	$P_{I,L}$	0,01	bar
Water fill	Yes		
Density of medium:	γ_F	10,00	kN/m³
Traffic load:	HLC 60 (road)		

Load case combination 2

Description:	Area with minimum cover		
Cover depth:	h	1.800	mm
Soil density:	γ	20,00	kN/m³
Additional surface load:	P_0	0,00	N/mm²
Maximum groundwater level above pipe bed:	$h_{W,max}$	1.029	mm
Minimum groundwater level above pipe bed:	$h_{W,min}$	0	mm
Internal pressure (short term):	$P_{I,K}$	0,50	bar
Internal pressure (long term):	$P_{I,L}$	0,01	bar
Water fill	Yes		
Density of medium:	γ_F	10,00	kN/m³
Traffic load:	HLC 60 (road)		

Proof for load case combination 1, Short term

Strain proof (with minimum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,363	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,363	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,089	-0,087	0,117	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,021	-0,006	0,036	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	12,31	---	8,93	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	14,62	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,107	0,057	-0,135	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,004	0,023	-0,016	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	17,09	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	12,31	---	9,01	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Strain proof (with maximum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,363	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,363	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,084	-0,080	0,108	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,017	-0,010	0,032	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	13,38	---	9,70	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	15,06	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,099	0,054	-0,124	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,008	0,019	-0,020	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	18,70	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	12,76	---	9,46	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Deflection proof (with minimum groundwater):

Calculation method:	linear		
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00015	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00018	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	19,6	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	18,0	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,54	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Deflection proof (with maximum groundwater):

Calculation method:		linear			
Ratio:		$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00015	[1]	
Ratio:		$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00018	[1]	
		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]
Vertical diameter change:		Δd_v	18,2	mm	
Horizontal diameter change:		Δd_h	16,7	mm	
Relative vertical deformation:		δ_v	1,43	%	
Allowable deflection:		all d_v	6,00	%	

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Stability proof (linear) (with maximum groundwater):

Total vertical load	q_v	65,5	kN/m²
Reduction factor for soil/traffic load:	κ_{v2}	0,86	[1]
Critical buckling load (soil/traffic load):	crit q_v	892,9	kN/m²
Partial buckling safety (soil/traffic load):	$\gamma_{buckl,qv}$	13,62	[1]
External water pressure:	p_e	24,3	kN/m²
Plus vacuum in the pipe:	p_l-	0,0	kN/m²
Sytem stiffness without traffic load correction:	V_{RB}	0,0239	[1]
Input value δ_{v2} for determining κ_{a2}:	δ_{v2}	2,43	%
Predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r2}	0,70	[1]
Local predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r1}	1,00	[1]
Parameter k* (substitute for r_m/s) for determining α_D:	k*	23,556	[1]
Perforation coefficient:	α_P	8,946	[1]
Critical buckling load (external water pressure):	crit p_e	503,2	kN/m²
Partial buckling safety (external water pressure):	$\gamma_{buckl,pe}$	20,72	[1]
Buckling safety:	γ_{buckl}	8,22	[1]
Required buckling safety:	req γ_{buckl}	2,00	[1]

The buckling safety factors determined are greater than required.

Proof for load case combination 2, Short term

Strain proof (with minimum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,363	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,363	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,086	-0,080	0,108	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,022	-0,005	0,037	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	12,64	---	9,39	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	15,99	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,099	0,055	-0,122	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,003	0,024	-0,016	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	17,41	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	13,35	---	9,88	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Strain proof (with maximum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,363	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,363	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,089	-0,082	0,111	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,020	-0,007	0,035	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	12,51	---	9,32	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	15,25	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,102	0,057	-0,125	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,005	0,022	-0,017	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	17,39	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	12,76	---	9,55	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Deflection proof (with minimum groundwater):

Calculation method:		linear	
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00015	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00018	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	18,1	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	16,7	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,43	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Deflection proof (with maximum groundwater):

Calculation method:		linear	
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00015	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00018	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	18,7	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	17,2	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,47	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Stability proof (linear) (with maximum groundwater):

Total vertical load	q_v	62,0	kN/m²
Reduction factor for soil/traffic load:	κ_{v2}	0,86	[1]
Critical buckling load (soil/traffic load):	crit q_v	892,9	kN/m²
Partial buckling safety (soil/traffic load):	$\gamma_{buckl,qv}$	14,40	[1]
External water pressure:	p_e	10,3	kN/m²
Plus vacuum in the pipe:	p_l-	0,0	kN/m²
Sytem stiffness without traffic load correction:	V_{RB}	0,0239	[1]
Input value δ_{v2} for determining κ_{a2}:	δ_{v2}	2,47	%
Predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r2}	0,70	[1]
Local predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r1}	1,00	[1]
Parameter k* (substitute for r_m/s) for determining α_D:	k*	23,556	[1]
Perforation coefficient:	α_P	8,946	[1]
Critical buckling load (external water pressure):	crit p_e	501,4	kN/m²
Partial buckling safety (external water pressure):	$\gamma_{buckl,pe}$	48,72	[1]
Buckling safety:	γ_{buckl}	11,11	[1]
Required buckling safety:	req γ_{buckl}	2,00	[1]

The buckling safety factors determined are greater than required.

Proof for load case combination 1, Long term

Strain proof (with minimum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,943	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,818	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,096	-0,089	0,140	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,017	-0,022	0,046	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	8,17	---	4,90	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	8,26	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,128	0,042	-0,172	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,018	0,019	-0,043	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	14,59	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	6,35	---	4,25	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Strain proof (with maximum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,961	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,818	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,092	-0,082	0,129	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,009	-0,030	0,038	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	9,41	---	5,53	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	8,20	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,118	0,042	-0,156	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,026	0,012	-0,051	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	17,16	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	6,50	---	4,46	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Deflection proof (with minimum groundwater):

Calculation method:	linear		
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00015	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00018	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	21,9	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	19,2	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,72	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Deflection proof (with maximum groundwater):

Calculation method:		linear			
Ratio:		$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00015	[1]	
Ratio:		$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00018	[1]	
		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]
Vertical diameter change:		Δd_v	20,3	mm	
Horizontal diameter change:		Δd_h	17,9	mm	
Relative vertical deformation:		δ_v	1,60	%	
Allowable deflection:		all d_v	6,00	%	

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Stability proof (linear) (with maximum groundwater):

Total vertical load	q_v	64,2	kN/m²
Reduction factor for soil/traffic load:	κ_{v2}	0,87	[1]
Critical buckling load (soil/traffic load):	crit q_v	713,0	kN/m²
Partial buckling safety (soil/traffic load):	$\gamma_{buckl,qv}$	11,10	[1]
External water pressure:	p_e	24,3	kN/m²
Plus vacuum in the pipe:	p_l-	0,0	kN/m²
Sytem stiffness without traffic load correction:	V_{RB}	0,0119	[1]
Input value δ_{v2} for determining κ_{a2}:	δ_{v2}	2,60	%
Predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r2}	0,76	[1]
Local predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r1}	1,00	[1]
Parameter k* (substitute for r_m/s) for determining α_D:	k*	23,556	[1]
Perforation coefficient:	α_P	11,265	[1]
Critical buckling load (external water pressure):	crit p_e	341,5	kN/m²
Partial buckling safety (external water pressure):	$\gamma_{buckl,pe}$	14,06	[1]
Buckling safety:	γ_{buckl}	6,20	[1]
Required buckling safety:	req γ_{buckl}	2,00	[1]

The buckling safety factors determined are greater than required.

Proof for load case combination 2, Long term

Strain proof (with minimum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,065	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,818	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,092	-0,082	0,123	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,018	-0,020	0,047	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	9,16	---	5,75	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	9,81	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,113	0,049	-0,144	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,017	0,021	-0,042	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	14,04	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	7,95	---	5,37	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Strain proof (with maximum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,065	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,818	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,096	-0,084	0,127	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,014	-0,024	0,043	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	9,29	---	5,80	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	9,18	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,116	0,051	-0,148	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,020	0,017	-0,045	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	14,62	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	7,49	---	5,15	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Deflection proof (with minimum groundwater):

Calculation method:		linear	
Ratio:	$I/(A_{rad}\cdot r_m^2)$	0,00015	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad}\cdot r_m^2)\cdot\kappa_q$	0,00018	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	19,8	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	17,7	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,56	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Deflection proof (with maximum groundwater):

Calculation method:		linear	
Ratio:	$I/(A_{rad}\cdot r_m^2)$	0,00015	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad}\cdot r_m^2)\cdot\kappa_q$	0,00018	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	20,4	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	18,2	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,60	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Stability proof (linear) (with maximum groundwater):

Total vertical load	q_v	61,5	kN/m²
Reduction factor for soil/traffic load:	κ_{v2}	0,86	[1]
Critical buckling load (soil/traffic load):	crit q_v	764,0	kN/m²
Partial buckling safety (soil/traffic load):	$\gamma_{buckl,qv}$	12,43	[1]
External water pressure:	p_e	10,3	kN/m²
Plus vacuum in the pipe:	p_l-	0,0	kN/m²
Sytem stiffness without traffic load correction:	V_{RB}	0,0119	[1]
Input value δ_{v2} for determining κ_{a2}:	δ_{v2}	2,60	%
Predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r2}	0,76	[1]
Local predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r1}	1,00	[1]
Parameter k* (substitute for r_m/s) for determining α_D:	k*	23,556	[1]
Perforation coefficient:	α_P	11,265	[1]
Critical buckling load (external water pressure):	crit p_e	341,3	kN/m²
Partial buckling safety (external water pressure):	$\gamma_{buckl,pe}$	33,17	[1]
Buckling safety:	γ_{buckl}	9,04	[1]
Required buckling safety:	req γ_{buckl}	2,00	[1]

The buckling safety factors determined are greater than required.

Calculations to ATV-DVWK-A 127, third edition, August 2000

Verifica statica DN1500 PN1 SN10000

Input:

Safety factors

Safety class:	A (normal case)		
Allowable deflection:	6% (normal case)		
A type predeformation:	$\delta_{v,TypeA}$	1,00	%
Local predeformation:	$\delta_{v,local}$	0,00	%

Pipe

Outside diameter:	OD	1.499,0	mm
Nominal stiffness:	SN	10.000	[1]
Nominal pressure:	P_N	1,0	[1]
Wall thickness:	s	33,0	mm
Vertical deformation at failure (short-term):	$\Delta d_{Bruch}/d_{m,K}$	15,00	%
Vertical deformation at failure (long-term):	$\Delta d_{Bruch}/d_{m,L}$	9,00	%
Required stress safety factor for internal pressure:	γ_{Pi}	2,00	[1]
Specific weight of the pipe material:	γ_R	17,50	kN/m³
Coefficient of transversal contraction:	ν	0,25	[1]

Soil

E1: Backfilling:	Soil group: G1		
E-Modulus:	E_1	9,00	N/mm²
E20: Pipe zone:	Soil group: G1		
E-Modulus:	E_{20}	9,00	N/mm²
E3: Native soil:	Soil group: G1		
E-Modulus:	E_3	9,00	N/mm²
E4: Below trench	E4 = 10 * E1		

Installation

Trench width:	b	4.000	mm
Slope angle:	β	90,00	°
Cover condition:	A2		
Bedding condition:	B2		

Lining below pipe taken into account as per ATV Work Group 1.5.5 report.

Lining depth below pipe:	t_s	200	mm
Bedding angle:	120°		

Load case combination 1

Description:	Area with maximum cover		
Cover depth:	h	3.000	mm
Soil density:	γ	20,00	kN/m³
Additional surface load:	P_0	0,00	N/mm²
Maximum groundwater level above pipe bed:	$h_{W,max}$	2.499	mm
Minimum groundwater level above pipe bed:	$h_{W,min}$	499	mm
Internal pressure (short term):	$P_{I,K}$	0,50	bar
Internal pressure (long term):	$P_{I,L}$	0,01	bar
Water fill	Yes		
Density of medium:	γ_F	10,00	kN/m³
Traffic load:	HLC 60 (road)		

Load case combination 2

Description:	Area with minimum cover		
Cover depth:	h	1.500	mm
Soil density:	γ	20,00	kN/m³
Additional surface load:	P_0	0,00	N/mm²
Maximum groundwater level above pipe bed:	$h_{W,max}$	999	mm
Minimum groundwater level above pipe bed:	$h_{W,min}$	0	mm
Internal pressure (short term):	$P_{I,K}$	0,00	bar
Internal pressure (long term):	$P_{I,L}$	0,00	bar
Water fill	Yes		
Density of medium:	γ_F	10,00	kN/m³
Traffic load:	HLC 60 (road)		

Proof for load case combination 1, Short term

Strain proof (with minimum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,445	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,445	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,092	-0,092	0,121	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,026	-0,009	0,044	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	12,25	---	8,78	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	14,35	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,112	0,058	-0,141	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,006	0,027	-0,021	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	16,86	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	12,26	---	8,89	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Strain proof (with maximum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,445	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,445	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,089	-0,086	0,114	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,021	-0,013	0,039	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	13,10	---	9,40	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	14,51	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,106	0,056	-0,132	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,010	0,023	-0,026	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	18,17	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	12,47	---	9,19	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Deflection proof (with minimum groundwater):

Calculation method:	linear		
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00017	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00020	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	22,1	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	20,3	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,51	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Deflection proof (with maximum groundwater):

Calculation method:		linear			
Ratio:		$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00017	[1]	
Ratio:		$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00020	[1]	
		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]
Vertical diameter change:		Δd_v	20,9	mm	
Horizontal diameter change:		Δd_h	19,3	mm	
Relative vertical deformation:		δ_v	1,43	%	
Allowable deflection:		all d_v	6,00	%	

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Stability proof (linear) (with maximum groundwater):

Total vertical load	q_v	65,2	kN/m²
Reduction factor for soil/traffic load:	κ_{v2}	0,86	[1]
Critical buckling load (soil/traffic load):	crit q_v	891,7	kN/m²
Partial buckling safety (soil/traffic load):	$\gamma_{buckl,qv}$	13,68	[1]
External water pressure:	p_e	25,0	kN/m²
Plus vacuum in the pipe:	p_l-	0,0	kN/m²
Sytem stiffness without traffic load correction:	V_{RB}	0,0239	[1]
Input value δ_{v2} for determining κ_{a2}:	δ_{v2}	2,43	%
Predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r2}	0,71	[1]
Local predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r1}	1,00	[1]
Parameter k* (substitute for r_m/s) for determining α_D:	k*	22,212	[1]
Perforation coefficient:	α_P	8,861	[1]
Critical buckling load (external water pressure):	crit p_e	500,8	kN/m²
Partial buckling safety (external water pressure):	$\gamma_{buckl,pe}$	20,04	[1]
Buckling safety:	γ_{buckl}	8,13	[1]
Required buckling safety:	req γ_{buckl}	2,00	[1]

The buckling safety factors determined are greater than required.

Proof for load case combination 2, Short term

Strain proof (with minimum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,445	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,445	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,089	-0,084	0,113	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,016	-0,019	0,034	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	13,68	---	9,83	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	14,05	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,104	0,057	-0,128	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,015	0,018	-0,030	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	19,25	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	12,14	---	9,12	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Strain proof (with maximum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,445	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,445	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,092	-0,086	0,115	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,014	-0,021	0,032	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	13,68	---	9,83	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	13,57	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,106	0,058	-0,130	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,017	0,016	-0,033	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	19,43	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	11,74	---	8,90	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Deflection proof (with minimum groundwater):

Calculation method:		linear	
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00017	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00020	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	20,6	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	19,0	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,41	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Deflection proof (with maximum groundwater):

Calculation method:		linear	
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00017	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00020	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	21,0	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	19,3	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,43	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Stability proof (linear) (with maximum groundwater):

Total vertical load	q_v	60,1	kN/m²
Reduction factor for soil/traffic load:	κ_{v2}	0,86	[1]
Critical buckling load (soil/traffic load):	crit q_v	891,7	kN/m²
Partial buckling safety (soil/traffic load):	$\gamma_{buckl,qv}$	14,84	[1]
External water pressure:	p_e	10,0	kN/m²
Plus vacuum in the pipe:	p_l-	0,0	kN/m²
Sytem stiffness without traffic load correction:	V_{RB}	0,0239	[1]
Input value δ_{v2} for determining κ_{a2}:	δ_{v2}	2,43	%
Predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r2}	0,71	[1]
Local predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r1}	1,00	[1]
Parameter k* (substitute for r_m/s) for determining α_D:	k*	22,212	[1]
Perforation coefficient:	α_P	8,861	[1]
Critical buckling load (external water pressure):	crit p_e	500,5	kN/m²
Partial buckling safety (external water pressure):	$\gamma_{buckl,pe}$	50,10	[1]
Buckling safety:	γ_{buckl}	11,45	[1]
Required buckling safety:	req γ_{buckl}	2,00	[1]

The buckling safety factors determined are greater than required.

Proof for load case combination 1, Long term

Strain proof (with minimum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,013	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,867	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,099	-0,094	0,144	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,021	-0,028	0,057	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	8,17	---	4,81	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	7,96	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,133	0,044	-0,179	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,023	0,024	-0,054	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	14,02	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	6,32	---	4,18	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Strain proof (with maximum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,031	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,867	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,097	-0,089	0,136	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,012	-0,037	0,048	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	9,26	---	5,34	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	7,78	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,125	0,045	-0,165	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,032	0,016	-0,062	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	16,24	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	6,34	---	4,31	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Deflection proof (with minimum groundwater):

Calculation method:	linear		
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00017	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00020	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	24,8	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	21,8	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,69	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Deflection proof (with maximum groundwater):

Calculation method:		linear			
Ratio:		$I/(A_{rad} \cdot r_m^2)$	0,00017	[1]	
Ratio:		$I/(A_{rad} \cdot r_m^2) \cdot \kappa_q$	0,00020	[1]	
		q_v	q_h	q_h*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]
Vertical diameter change:		Δd_v	23,4	mm	
Horizontal diameter change:		Δd_h	20,6	mm	
Relative vertical deformation:		δ_v	1,60	%	
Allowable deflection:		all d_v	6,00	%	

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Stability proof (linear) (with maximum groundwater):

Total vertical load	q_v	64,0	kN/m²
Reduction factor for soil/traffic load:	κ_{v2}	0,87	[1]
Critical buckling load (soil/traffic load):	crit q_v	717,8	kN/m²
Partial buckling safety (soil/traffic load):	$\gamma_{buckl,qv}$	11,21	[1]
External water pressure:	p_e	25,0	kN/m²
Plus vacuum in the pipe:	p_l-	0,0	kN/m²
Sytem stiffness without traffic load correction:	V_{RB}	0,0120	[1]
Input value δ_{v2} for determining κ_{a2}:	δ_{v2}	2,60	%
Predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r2}	0,76	[1]
Local predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r1}	1,00	[1]
Parameter k* (substitute for r_m/s) for determining α_D:	k*	22,212	[1]
Perforation coefficient:	α_P	11,133	[1]
Critical buckling load (external water pressure):	crit p_e	339,3	kN/m²
Partial buckling safety (external water pressure):	$\gamma_{buckl,pe}$	13,58	[1]
Buckling safety:	γ_{buckl}	6,14	[1]
Required buckling safety:	req γ_{buckl}	2,00	[1]

The buckling safety factors determined are greater than required.

Proof for load case combination 2, Long term

Strain proof (with minimum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,169	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,867	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,096	-0,087	0,126	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,023	-0,026	0,059	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	9,22	---	5,68	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	9,55	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,116	0,052	-0,148	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,021	0,026	-0,052	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	13,44	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	8,04	---	5,36	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Strain proof (with maximum groundwater):

Calculated ultimate strain due to soil/traffic loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	1,169	%
Ultimate strain for edge fibers, other loads:	$\varepsilon_{R,calc}$	0,867	%

Internal:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,i}$	0,099	-0,088	0,129	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,i}$	0,018	-0,031	0,055	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTi}$	9,48	---	5,77	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCi}$	---	9,00	---	[1]

External:		Crown	Springline	Bottom	
Strain due to soil and traffic loads:	$\varepsilon_{qv,qh,qh^*,a}$	-0,119	0,053	-0,150	%
Strain due to other loads:	$\varepsilon_{other,a}$	-0,026	0,022	-0,056	%
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BTe}$	---	14,13	---	[1]
Safety:	$\gamma\varepsilon_{BCe}$	7,63	---	5,17	[1]

Required flexural tensile safety:	req γ_{BT}	2,00	[1]
Required flexural compressive safety:	req γ_{BC}	2,00	[1]

The strain safety factors determined are greater than the required factors.

Deflection proof (with minimum groundwater):

Calculation method:		linear	
Ratio:	$I/(A_{rad}\cdot r_m^2)$	0,00017	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad}\cdot r_m^2)\cdot\kappa_q$	0,00020	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	22,3	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	20,1	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,52	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Deflection proof (with maximum groundwater):

Calculation method:		linear	
Ratio:	$I/(A_{rad}\cdot r_m^2)$	0,00017	[1]
Ratio:	$I/(A_{rad}\cdot r_m^2)\cdot\kappa_q$	0,00020	[1]

		q_v	q_h	q_h^*	
Resultant deflection coefficient:	c'_v	-0,0893	0,0833	0,0640	[1]

Vertical diameter change:	Δd_v	22,8	mm
Horizontal diameter change:	Δd_h	20,5	mm
Relative vertical deformation:	δ_v	1,55	%
Allowable deflection:	all d_v	6,00	%

The deflection determined is less than the allowable deflection.

Stability proof (linear) (with maximum groundwater):

Total vertical load	q_v	59,7	kN/m²
Reduction factor for soil/traffic load:	κ_{v2}	0,86	[1]
Critical buckling load (soil/traffic load):	crit q_v	780,3	kN/m²
Partial buckling safety (soil/traffic load):	$\gamma_{buckl,qv}$	13,06	[1]
External water pressure:	p_e	10,0	kN/m²
Plus vacuum in the pipe:	p_l-	0,0	kN/m²
Sytem stiffness without traffic load correction:	V_{RB}	0,0120	[1]
Input value δ_{v2} for determining κ_{a2}:	δ_{v2}	2,55	%
Predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r2}	0,76	[1]
Local predeformation reduction factor for water pressure:	κ_{r1}	1,00	[1]
Parameter k* (substitute for r_m/s) for determining α_D:	k*	22,212	[1]
Perforation coefficient:	α_P	11,133	[1]
Critical buckling load (external water pressure):	crit p_e	340,5	kN/m²
Partial buckling safety (external water pressure):	$\gamma_{buckl,pe}$	34,08	[1]
Buckling safety:	γ_{buckl}	9,44	[1]
Required buckling safety:	req γ_{buckl}	2,00	[1]

The buckling safety factors determined are greater than required.