

COMUNE DI VIMERCATE

PROGRAMMA INTEGRATO DI INTERVENTO AMBITO VIMERCATE SUD – SP2 COMPARTO 2

I PROPONENTI

ACCADEMIA SGR
Società di gestione del risparmio S.p.A.
Fondo Lombardo
Piazza Borromeo, 14 - 20123 Milano
Tel. 02-36567003 - Fax 02-36567183

ESSELUNGA S.p.A.
Via Giambologna, 1 20096 Limito di Pioltello (MI)
Tel. 02-92367359 Fax. 02-9267202

GIAMBELLI S.p.A.
Via Trento, 64 - 20871 Vimercate(MB)
Tel. 039-60261 - * Fax. 039-6026222

RELAZIONE TECNICA SOTTOSERVIZI

SOMMARIO

SERVIZI E SOTTOSERVIZI TECNOLOGICI.....	3
PREMESSA	3
1. RACCOLTA E SMALTIMENTO ACQUE BIANCHE.....	4
1.1 Calcolo della portata al colmo	4
1.2 Calcolo della portata di progetto e verifica del dimensionamento	6
1.3 Dimensionamento pozzi perdenti	12
2. RACCOLTA E SMALTIMENTO ACQUE NERE	16
3. VERIFICA STATICA TUBAZIONI FLESSIBILI.....	22
3.1 Analisi dei carichi	22
3.2 Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale.....	24
3.3 Calcolo e verifica della sollecitazione massima di flessione.....	27
3.4 Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico.....	27

SERVIZI E SOTTOSERVIZI TECNOLOGICI

PREMESSA

Il PII ha inteso completare il progetto delle urbanizzazioni con lo studio delle reti tecnologiche a servizio delle nuove funzioni insediative del comparto. Si sono individuati i servizi di pertinenza squisitamente viaria, quali l'illuminazione pubblica ed il sistema di raccolta e smaltimento delle acque piovane; sono stati inoltre individuate e predimensionate anche le altre reti per i fabbisogni idrici, fognari, energetici e delle telecomunicazioni.

Si prevede la separazione delle acque reflue. Le acque stradali, le cosiddette acque bianche, saranno convogliate in nuove condotte interrate di diametro variabile che avranno il recapito finale in un sistema di dispersione costituito da batterie di pozzi perdenti, con a monte dispositivi di separazione e trattamento delle acque di prima pioggia. Per quanto riguarda le fognature, quindi le acque nere, si prevede il potenziamento della rete con nuove linee che correranno sotto la nuova viabilità, entro cui saranno individuati gli allacci delle nuove utenze. Sarà necessario inoltre prevedere lo spostamento o la riqualificazione di alcune tratte di condotte esistenti.

Sotto tutte le strade, quelle riqualificate e quelle di progetto, correrà inoltre la rete acquedottistica e quella di distribuzione del gas città.

Sotto ai marciapiedi sono posate le polifore, bitubo o tritubo, entro cui infilare i cavi per l'illuminazione pubblica, per le telecomunicazioni e per la distribuzione elettrica. Sono individuate, ancorché a livello preliminare, le nuove cabine di trasformazione.

Se per le reti del gas, dell'acquedotto, dell'illuminazione pubblica, delle polifore elettriche e telecomunicazioni ci si rimette alle indicazioni ricevute dai gestori dei servizi, per quanto riguarda le fognature delle acque bianche e nere è stato condotto specifico studio.

1. RACCOLTA E SMALTIMENTO ACQUE BIANCHE

Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche (attinenti alle sole piattaforme stradali) è organizzato con una rete di caditoie a 8 fori ai margini delle banchine stradali ed all'esterno delle rotatorie, che raccoglieranno e recapiteranno le acque piovane in una nuova condotta principale posata sotto al centro della carreggiata; gli allacci dai pozzetti delle caditoie avverranno tramite tubi in pead.

Le acque raccolte saranno recapitate direttamente in falda tramite in un sistema a dispersione costituito da alcune batterie di pozzi perdenti anteposte da un sistema di separazione delle acque di prima e seconda pioggia (partitore); le acque di prima pioggia confluiranno in una cameretta di disoleazione e quindi nel primo pozzo perdente, le acque di seconda pioggia convoglieranno direttamente nel secondo pozzo.

La posizione dei pozzi è da concordare con il Gestore, al momento si propone di localizzarli nelle aree di verde pubblico e all'interno dei parcheggi. Dai calcoli si individuano 22 pozzi perdenti, con diametro esterno 2.50 m.

Le tubazioni saranno in PVC SN8, di diametro variabile a seconda dei calcoli sotto riportati.

Si anticipa che i risultati ottenuti hanno portato principalmente alla scelta di tubazioni di diametro Φ 400 e Φ 500, tranne in un punto dove è stato necessario prevedere tubazioni Φ 630.

Saranno presenti camerette di ispezione ogni 50 m circa.

Il dimensionamento delle canalizzazioni di una rete di drenaggio richiede innanzitutto il calcolo della portata massima (o portata al colmo) che, con prefissata probabilità, ogni tronco della rete deve far defluire senza inconvenienti; una volta nota tale portata, si dovranno calcolare le portate di progetto Q_p della linea che possono transitare garantendo un franco idrico minimo di sicurezza h ; da ultimo si procederà con la verifica del tirante idrico h e della velocità V corrispondenti alla prefissata portata Q .

1.1 Calcolo della portata al colmo

Le procedure tradizionali per il calcolo della portata massima pluviale ipotizzano una precipitazione uniforme nello spazio e di intensità costante nel tempo (di durata pari a quella critica) desunta dalla curva di probabilità pluviometrica $h=at^n$ che lega l'altezza di

precipitazione h (in mm) cumulata in uno scroscio avente tempo di ritorno T (in anni) alla durata dell'evento t (in ore). Nel caso in esame la curva di possibilità pluviometrica utilizzata è:

$$h = 55,71 \cdot t^{0,247}$$

Per calcolare la portata al colmo, si è scelto il *metodo dell'invaso lineare*, sulla cui base si determina il coefficiente udometrico (u).

$$u = 0,65 \frac{10^7}{3600^n} \psi aK^{n-1}$$

Il coefficiente udometrico, che tiene conto delle caratteristiche della rete scolante di monte, viene calcolato per ogni tronco a monte della sezione di cui si effettua il dimensionamento e viene determinato in funzione del parametro costante di invaso K .

Il primo passaggio richiesto è quindi il calcolo della costante di invaso K , secondo la recente formula Ciaponi – Papiri:

$$K = 0,50 A^{0,351} I^{0,163} S_r^{-0,290} d^{0,358}$$

Dove:

- A = estensione dell'area che gravita sulla sezione di calcolo ovvero che è servita, direttamente e/o indirettamente, dal tronco fognario per il quale si calcola la portata
- [ha].
- I = rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del bacino servito (per lottizzazioni di tipo residenziale ordinarie, in genere $I @ 0,5$ - per lottizzazioni industriali I può raggiungere anche valori prossimi a 1)
- S_r = pendenza media ponderale della rete di drenaggio [%]; poiché in fase di calcolo della portata di progetto in genere le pendenze delle condotte non sono ancora ben definite, il valore va stimato a priori; per Vimercate si può assumere $S_r = 0,2 \%$
- d = densità di drenaggio [m/ha], pari al rapporto fra lo sviluppo della rete fognaria [m] e l'area servita [ha]. Nel caso in cui risulti $d < 150$ m/ha , bisogna assumere $d = 150$ m/ha.

Nel caso in cui il calcolo della costante di invaso porti a trovare un valore di K inferiore a 5 minuti, è sempre consigliabile assumere K=5 minuti.

Successivamente, è necessario calcolare il coefficiente di afflusso ψ attraverso la formula, suggerita dal Gruppo di Ricerca "Deflussi Urbani", della media pesata tra i coefficienti di afflusso delle aree permeabili e impermeabili, secondo l'espressione:

$$\psi = \psi_{perm}(1-I) + \psi_{imp}I$$

Dove I rappresenta il grado di impermeabilizzazione del bacino (rapporto fra la superficie impermeabile e quella totale del bacino).

I coefficienti ψ_{per} e ψ_{imp} vanno assunti, in funzione del tempo di ritorno T di progetto, ma si consiglia di assumere rispettivamente 0,1 e 0,7 per le aree permeabili e impermeabili.

A questo punto, si hanno a disposizione tutti i dati per calcolare il coefficiente udometrico u e, una volta determinato questo, la portata massima pluviale sarà data dalla formula:

$$Q_M = u A \quad [l/s]$$

Nel caso in esame si sono determinate le seguenti portate al colmo:

TRONCO	L [m]	i [%] tronco	A tot [m2]	A imp tot [m2]	Im	L tot [m]	d [m/ha]	SE d<150 considero d=150	Sr [%]	K [sec]	SE K<300 considero K=300	ψ	U [l/(s*ha)]	Qpiogg [l/s]	Qpioggia [mc/s]
TRONCO															
bacino 1 - linea 1.1	103	0.5	1320	1056	0.8	103	780.30	780.30	0.2	111.743	300	0.58	378.962	50.02	0.050
bacino 1 - linea 1.2	62	0.5	880	704	0.8	62	704.55	704.55	0.2	93.440	300	0.58	378.962	33.35	0.033
bacino 1 - linea 1.3	401	0.5	4600	3680	0.8	401	871.74	871.74	0.2	180.200	300	0.58	378.962	174.32	0.174
bacino 2 - linea 2.1	75	0.5	1150	920	0.8	75	652.17	652.17	0.2	99.842	300	0.58	378.962	43.58	0.044
bacino 2 - linea 2.2	130	0.5	1000	800	0.8	130	1300.00	1300.00	0.2	121.691	300	0.58	378.962	37.90	0.038
bacino 2 - linea 2.3	167	0.5	2650	2120	0.8	167	630.19	630.19	0.2	132.202	300	0.58	378.962	100.42	0.100
bacino 2 - linea 2.4	307	0.5	3650	2920	0.8	307	842.19	842.19	0.2	164.108	300	0.58	378.962	138.32	0.138
bacino 2 - linea 2.5	389	0.5	4800	3840	0.8	389	811.25	811.25	0.2	178.263	300	0.58	378.962	181.90	0.182
bacino 2 - linea LP3.2	88.6	0.5	1300	1040	0.8	88.6	681.54	681.54	0.2	105.889	300	0.58	378.962	49.27	0.049
bacino 3 - linea LP1	44	0.5	1000	800	0.8	44	440.00	440.00	0.2	82.570	300	0.58	378.962	37.90	0.038
bacino 3 - linea LP2	55.2	0.5	661.5	529.2	0.8	55	834.47	834.47	0.2	89.813	300	0.58	378.962	25.07	0.025
bacino 3 - linea 3.1	272	0.5	3061.5	2449.2	0.8	272	889.11	889.11	0.2	157.310	300	0.58	378.962	116.02	0.116
bacino 4 - linea 4.1	306	0.5	5000	4000	0.8	306	612.00	612.00	0.2	163.479	300	0.58	378.962	189.48	0.189
bacino 4 - linea LP3.1 + PAVIMENTATA	196	0.5	2243	1794.4	0.8	196	872.05	872.05	0.2	140.063	300	0.58	378.962	85.00	0.085
bacino 4 - linea 4.2	568	0.5	8043	6434.4	0.8	568	705.71	705.71	0.2	203.272	300	0.58	378.962	304.80	0.305
bacino 5 - linea 5.1	55	0.5	557	445.6	0.8	55	987.43	987.43	0.2	89.804	300	0.58	378.962	21.11	0.021
area parcheggio P4	96.2	0.5	1450	1160	0.8	96	663.45	663.45	0.2	108.972	300	0.58	378.962	54.95	0.055

1.2 Calcolo della portata di progetto e verifica del dimensionamento

Il dimensionamento di un canale di fognatura consiste nel determinare le dimensioni da assegnare allo speco in modo tale che la portata di progetto Q_p possa transitare con un tirante idrico h in grado di assicurare un prefissato franco minimo di sicurezza. Il calcolo

presuppone la preliminare definizione della forma e della pendenza i da assegnare alla canalizzazione, nonché la scelta dei materiali con i quali la canalizzazione verrà realizzata.

Il problema è in genere risolto ipotizzando condizioni di moto uniforme e ricorrendo alle usuali formule valide per il moto uniforme nei canali.

In Italia, per il calcolo delle fognature, è molto usata la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = k A R^{2/3} i^{1/2}$$

Dove:

- Q = portata [m^3/s]
- k = coefficiente di scabrezza [$m^{1/3}/s$];
- A = area bagnata [m^2];
- R = raggio idraulico [m];
- i = pendenza [m/m]

Ammettendo di aver adottato per la canalizzazione la sezione circolare, una volta stabiliti il parametro di scabrezza e la portata, nella formula di moto uniforme risultano incognite: il tirante idrico h , la pendenza i del fondo e il raggio r della sezione. Il problema del dimensionamento risulta perciò indeterminato.

E' necessario fissare a priori la pendenza i delle condotte che, pur essendo direttamente legata alla pendenza naturale del terreno, varia solitamente tra 0,002 e 0,050; di norma, i valori più alti si scelgono per le fogne elementari, mentre quelli più elevati per i collettori terminali.

Fissata la pendenza i del canale, il problema del dimensionamento si riduce alla definizione della dimensione della sezione in modo che il tirante idrico h connesso con la portata Q di progetto, assicuri un prefissato franco minimo di sicurezza.

Nel caso di condotti chiusi, il franco deve consentire una completa ed efficace aerazione della canalizzazione ed evitare che i fenomeni ondosi, che possono innescarsi sulla superficie libera, occludano momentaneamente lo speco provocando fenomeni di battimento pericolosi per la durata e la stabilità della condotta.

Il riempimento massimo deve essere inferiore a quello a cui corrisponde la massima velocità di moto uniforme (per condotte circolari quindi $h_{max} < 0,8 D$); in genere si assume un valore circa pari a 0,7 D , assicurando, in ogni caso, un franco di almeno 20 cm. Per condotte di piccolo diametro ($D < 40$ cm) si assume un'altezza massima pari a metà diametro.

La dimensione dello speco si determina quindi per tentativi, cercando, mediante procedimenti di verifica idraulica la dimensione che sia in grado di assicurare, con la portata di progetto, un grado di riempimento il più possibile vicino (per difetto) al massimo ammissibile.

Per le sezioni circolari, è anche possibile determinare analiticamente la dimensione teorica (raggio r) corrispondente ad un prefissato grado di riempimento con la seguente espressione:

$$r = \left\{ Q / \left[k \left(A/r^2 \right) \left(R/r \right)^{2/3} i^{1/2} \right] \right\}^{0,375}$$

I valori dei rapporti adimensionali A/r^2 e R/r , possono essere ricavati in funzione del prefissato rapporto di riempimento h/r dalla tabella seguente:

h/r	A/r^2	R/r
0,05	0,021	0,033
0,10	0,059	0,065
0,15	0,107	0,097
0,20	0,164	0,127
0,25	0,227	0,157
0,30	0,296	0,186
0,40	0,447	0,241
0,50	0,614	0,293
0,60	0,793	0,342
0,70	0,980	0,387
0,80	1,174	0,429
0,90	1,371	0,466
1,00	1,571	0,500
1,10	1,771	0,530
1,20	1,968	0,555
1,30	2,162	0,576
1,40	2,349	0,593
1,50	2,527	0,603
1,60	2,694	0,608
1,70	2,846	0,607
1,75	2,915	0,603
1,80	2,978	0,596
1,85	3,035	0,587
1,90	3,083	0,573
1,95	3,121	0,553
2,00	3,142	0,500

Ovviamente, il raggio teorico r andrà poi approssimato al valore commerciale immediatamente superiore.

I diametri minimi che possono essere assegnati agli specchi sono pari a 400 mm per le fognie bianche o miste e a 300 mm per le fognature nere.

Nel caso in esame si è scelto di valutare le condizioni di riempimento pari rispettivamente al 50% e 70%; determinando dalla scala di deflusso sopra riportata i parametri A/r^2 ed R/r , è possibile calcolare la portata di progetto e procedere con la determinazione del diametro della tubazione. Infine, si calcolano i parametri h e V , verificando che quest'ultima sia compresa tra 0,5 m/s e 5 m/s.

I calcoli ottenuti sono i seguenti:

		GRADO DI RIEMPIMENTO 50 %			
TRONCO	Q progetto [mc/s]	r teorico [m]	D teorico [m]	Vr [m/s]	Qr [mc/s]
bacino 1 - linea 1.1	0.050	0.17	0.34	1.1	0.100
bacino 1 - linea 1.2	0.033	0.15	0.29	1.0	0.067
bacino 1 - linea 1.3	0.174	0.27	0.54	1.5	0.349
<hr/>					
bacino 2 - linea 2.1	0.044	0.16	0.32	1.1	0.087
bacino 2 - linea 2.2	0.038	0.15	0.31	1.0	0.076
bacino 2 - linea 2.3	0.100	0.22	0.44	1.3	0.201
bacino 2 - linea 2.4	0.138	0.25	0.50	1.4	0.277
bacino 2 - linea 2.5	0.182	0.28	0.55	1.5	0.364
bacino 2 - linea LP3.2	0.049	0.17	0.34	1.1	0.099
<hr/>					
bacino 3 - linea LP1	0.038	0.15	0.31	1.0	0.076
bacino 3 - linea LP2	0.025	0.13	0.26	0.9	0.050
bacino 3 - linea 3.1	0.116	0.23	0.47	1.4	0.232
<hr/>					
bacino 4 - linea 4.1	0.189	0.28	0.56	1.5	0.379
o 4 - linea LP3.1 + PAVIMEN	0.085	0.21	0.42	1.3	0.170
bacino 4 - linea 4.2	0.305	0.34	0.67	1.7	0.609
<hr/>					
bacino 5 - linea 5.1	0.021	0.12	0.25	0.9	0.042
<hr/>					
area parcheggio P4	0.055	0.18	0.35	1.1	0.110

		GRADO DI RIEMPIMENTO 70 %			
TRONCO	Q progetto [mc/s]	r teorico[m]	D teorico [m]	Vr [m/s]	Qr [mc/s]
bacino 1 - linea 1.1	0.050	0.14	0.28	1.0	0.060
bacino 1 - linea 1.2	0.033	0.12	0.24	0.9	0.040
bacino 1 - linea 1.3	0.174	0.22	0.45	1.3	0.208
<hr/>					
bacino 2 - linea 2.1	0.044	0.13	0.27	0.9	0.052
bacino 2 - linea 2.2	0.038	0.13	0.25	0.9	0.045
bacino 2 - linea 2.3	0.100	0.18	0.36	1.1	0.120
bacino 2 - linea 2.4	0.138	0.21	0.41	1.2	0.165
bacino 2 - linea 2.5	0.182	0.23	0.46	1.3	0.217
bacino 2 - linea LP3.2	0.049	0.14	0.28	1.0	0.059
<hr/>					
bacino 3 - linea LP1	0.038	0.13	0.25	0.9	0.045
bacino 3 - linea LP2	0.025	0.11	0.22	0.8	0.030
bacino 3 - linea 3.1	0.116	0.19	0.39	1.2	0.138
<hr/>					
bacino 4 - linea 4.1	0.189	0.23	0.46	1.3	0.226
o 4 - linea LP3.1 + PAVIMEN	0.085	0.17	0.34	1.1	0.101
bacino 4 - linea 4.2	0.305	0.28	0.55	1.5	0.364
<hr/>					
bacino 5 - linea 5.1	0.021	0.10	0.20	0.8	0.025
<hr/>					
area parcheggio P4	0.055	0.15	0.29	1.0	0.066

Ammettendo, per diametri superiori o uguali ai 400 mm, un grado di riempimento maggiore , si è scelto il grado di riempimento pari al 70%.

A partire dai valori di diametro teorico calcolato, si passa ai valori di diametro commerciale arrotondando per eccesso il valore teorico, scegliendo, a favore di sicurezza, come diametro minimo ammissibile il valore di 40 cm; nel caso in oggetto, si trovano i valori riportati in tabella:

TRONCO	D teorico arrotondato [m]	D INT COMM [m]
bacino 1 - linea 1.1	0.30	0.40
bacino 1 - linea 1.2	0.30	0.40
bacino 1 - linea 1.3	0.50	0.50
bacino 2 - linea 2.1	0.30	0.40
bacino 2 - linea 2.2	0.30	0.40
bacino 2 - linea 2.3	0.40	0.40
bacino 2 - linea 2.4	0.50	0.50
bacino 2 - linea 2.5	0.50	0.50
bacino 2 - linea LP3.2	0.30	0.40
bacino 3 - linea LP1	0.30	0.30
bacino 3 - linea LP2	0.30	0.30
bacino 3 - linea 3.1	0.40	0.40
bacino 4 - linea 4.1	0.50	0.50
o 4 - linea LP3.1 + PAVIMEN	0.40	0.40
bacino 4 - linea 4.2	0.60	0.63
bacino 5 - linea 5.1	0.30	0.30
area parcheggio P4	0.30	0.30

Si noti che nelle aree di parcheggio è stato ammesso un diametro minimo pari a 30 cm. Dal valore del diametro commerciale, si procede al calcolo del tirante idrico h e della velocità della corrente V , che risulta, in ogni tratto, compresa tra 0,5 m/s e 4 m/s, in modo da evitare sia la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili che l'abrasione delle superfici interne.

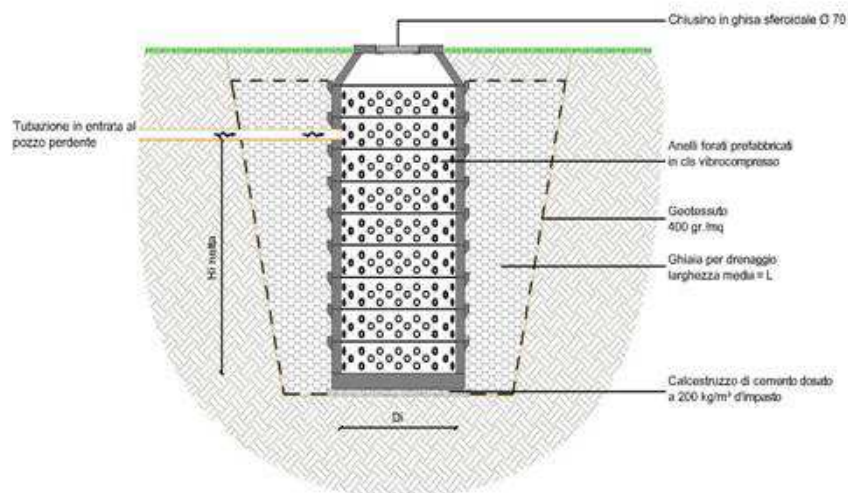
La verifica del dimensionamento ha quindi dato esito positivo.

La tabella seguente riassume i valori calcolati nel caso in oggetto:

GRADO DI RIEMPIMENTO 70 %												
TRONCO	Q progetto [mc/s]	D TEORICO [m]	D ARR.[m]	D SCELTO[m]	r SCELTO [m]	Vr [m]	Qr [mc/s]	Qp/Qr	V/Vr	h/r	V [m/s]	VERIFICA V
bacino 1 - linea 1.1	0.050	0.28	0.30	0.40	0.20	1.2	0.153	0.327	0.893	0.785	1.088	OK
bacino 1 - linea 1.2	0.033	0.24	0.30	0.40	0.20	1.2	0.153	0.218	0.795	0.631	0.969	OK
bacino 1 - linea 1.3	0.174	0.45	0.50	0.50	0.25	1.4	0.278	0.628	1.054	1.149	1.490	OK
bacino 2 - linea 2.1	0.044	0.27	0.30	0.40	0.20	1.2	0.153	0.285	0.855	0.726	1.042	OK
bacino 2 - linea 2.2	0.038	0.25	0.30	0.40	0.20	1.2	0.153	0.247	0.822	0.673	1.002	OK
bacino 2 - linea 2.3	0.100	0.36	0.40	0.40	0.20	1.2	0.153	0.656	1.065	1.181	1.298	OK
bacino 2 - linea 2.4	0.138	0.41	0.50	0.50	0.25	1.4	0.278	0.498	0.999	0.998	1.413	OK
bacino 2 - linea 2.5	0.182	0.46	0.50	0.50	0.25	1.4	0.278	0.655	1.065	1.251	1.506	OK
bacino 2 - linea LP3.2	0.049	0.28	0.30	0.40	0.20	1.2	0.153	0.322	0.888	0.778	1.083	OK
bacino 3 - linea LP1	0.038	0.25	0.30	0.30	0.15	1.0	0.071	0.533	1.014	1.038	1.020	OK
bacino 3 - linea LP2	0.025	0.22	0.30	0.30	0.15	1.0	0.071	0.353	0.911	0.819	0.917	OK
bacino 3 - linea 3.1	0.116	0.39	0.40	0.40	0.20	1.2	0.153	0.758	1.099	1.302	1.340	OK
bacino 4 - linea 4.1	0.189	0.46	0.50	0.50	0.25	1.4	0.278	0.682	1.081	1.209	1.529	OK
bacino 4 - linea LP3.1 + verde	0.085	0.34	0.40	0.40	0.20	1.2	0.153	0.555	1.097	1.109	1.337	OK
bacino 4 - linea 4.2	0.305	0.55	0.60	0.63	0.32	1.6	0.514	0.593	1.130	1.163	1.865	OK
bacino 5 - linea 5.1	0.021	0.20	0.30	0.30	0.15	1.0	0.071	0.297	0.926	0.787	0.932	OK
area parcheggio P4	0.055	0.29	0.30	0.30	0.15	1.0	0.071	0.773	1.636	1.668	1.646	OK

1.3 Dimensionamento pozzi perdenti

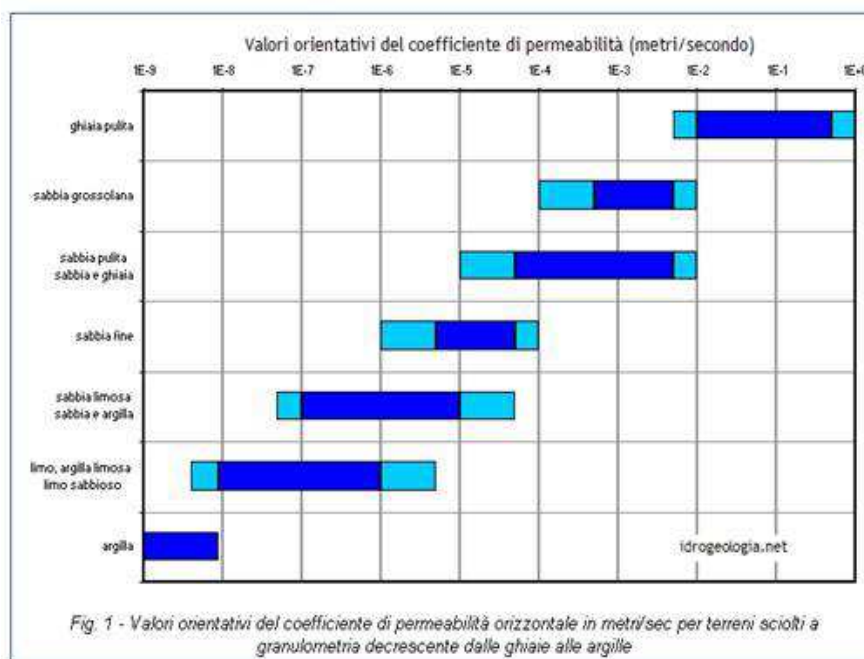
Il dimensionamento dei pozzi perdenti viene eseguito a partire dalle dimensioni scelte per i pozzi, dall'area che essi dovranno drenare e dalle caratteristiche tecniche del terreno in cui andranno a smaltire le acque.



A partire infatti dall'area da drenare, si può calcolare il volume di pioggia critica che, si ipotizza, debba essere smaltita da tali pozzi; l'altezza di pioggia ritenuta critica, utile ai fini del calcolo, è stata scelta pari a 50 mm/h. Il volume di pioggia critica può essere depurato di circa il 5% in relazione al fenomeno dell'evapotraspirazione.

Nel caso in esame, inoltre, considerando la presenza di una cameretta di prima pioggia, si ritiene che non ci sia alcuna parte di area totalmente impermeabile; proprio considerando la permeabilità del terreno e la presenza di pavimentazioni parzialmente drenanti, si ritiene opportuno diminuire l'area impermeabile, soggetta interamente a prima pioggia, di circa un 20% che si ritiene possa essere disperso nel terreno.

Considerando invece le dimensioni del pozzo e la permeabilità del terreno in cui è inserito, è possibile calcolare il volume totale gestito dal pozzo, inteso come sommatoria del volume accumulato e di quello smaltito dal pozzo stesso. Per la valutazione della permeabilità si può fare riferimento alla tabella che segue:



Conoscendo quindi il volume di acqua da smaltire, inteso come volume di pioggia critica a cui va sottratto il volume di acqua immesso nella vasca di prima pioggia, e quello gestito da un pozzo, è immediatamente possibile calcolare il numero di pozzi necessari che, ovviamente, andrà arrotondato all'intero subito successivo.

Le tabelle seguenti mostrano i risultati dei calcoli. Si rimanda alla tavola della planimetria di progetti dei sottoservizi allegata per la corrispondenza con le linee indicate.

Bacino 1

<i>Diametro interno pozzo</i>	<i>Di</i>	2	<i>m</i>
<i>Altezza utile pozzo</i>	<i>Hi</i>	4	<i>m</i>
<i>Coeff. Permeabilità</i>	<i>K</i>	2.0E-04	<i>m/s</i>
<i>Larghezza corona esterna drenante</i>	<i>L</i>	0.5	<i>m</i>
<i>Presenza di vasca di prima pioggia</i>		VERO	vero/falso
<i>Superficie impermeabile soggetta a prima pioggia</i>	<i>Spp</i>	3680	<i>mq</i>
<i>Superficie impermeabile non soggetta a prima pioggia</i>	<i>Snpp</i>	0	<i>mq</i>
<i>Superficie delle coperture</i>	<i>Sc</i>	0	<i>mq</i>
Volume pioggia critica (i=50mm/h)		174.80	mc
Volume assorbito da un pozzo		18.09	mc
Volume accumulato da un pozzo		17.27	mc
Volume totale per pozzo		35.36	mc
Vasca prima pioggia		18.40	mc
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		156.40	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		4.4	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		4	num

Bacino 2

<i>Diametro interno pozzo</i>	<i>Di</i>	2	<i>m</i>
<i>Altezza utile pozzo</i>	<i>Hi</i>	4	<i>m</i>
<i>Coeff. Permeabilità</i>	<i>K</i>	2.0E-04	<i>m/s</i>
<i>Larghezza corona esterna drenante</i>	<i>L</i>	0.5	<i>m</i>
<i>Presenza di vasca di prima pioggia</i>		VERO	vero/falso
<i>Superficie impermeabile soggetta a prima pioggia</i>	<i>Spp</i>	4880	<i>mq</i>
<i>Superficie impermeabile non soggetta a prima pioggia</i>	<i>Snpp</i>	0	<i>mq</i>
<i>Superficie delle coperture</i>	<i>Sc</i>	0	<i>mq</i>
Volume pioggia critica (i=50mm/h)		231.80	mc
Volume assorbito da un pozzo		18.09	mc
Volume accumulato da un pozzo		17.27	mc
Volume totale per pozzo		35.36	mc
Vasca prima pioggia		24.40	mc
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		207.40	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		5.9	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		6	num

Bacino 3

<i>Diametro interno pozzo</i>	<i>Di</i>	2	<i>m</i>
<i>Altezza utile pozzo</i>	<i>Hi</i>	4	<i>m</i>
<i>Coeff. Permeabilità</i>	<i>K</i>	2.0E-04	<i>m/s</i>
<i>Larghezza corona esterna drenante</i>	<i>L</i>	0.5	<i>m</i>
<i>Presenza di vasca di prima pioggia</i>		VERO	vero/falso
<i>Superficie impermeabile soggetta a prima pioggia</i>	<i>Spp</i>	3249.2	<i>mq</i>
<i>Superficie impermeabile non soggetta a prima pioggia</i>	<i>Snpp</i>	0	<i>mq</i>
<i>Superficie delle coperture</i>	<i>Sc</i>	0	<i>mq</i>
Volume pioggia critica (i=50mm/h)		154.34	mc
Volume assorbito da un pozzo		18.09	mc
Volume accumulato da un pozzo		17.27	mc
Volume totale per pozzo		35.36	mc
Vasca prima pioggia		16.25	mc
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		138.09	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		3.9	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		4	num

Bacino 4

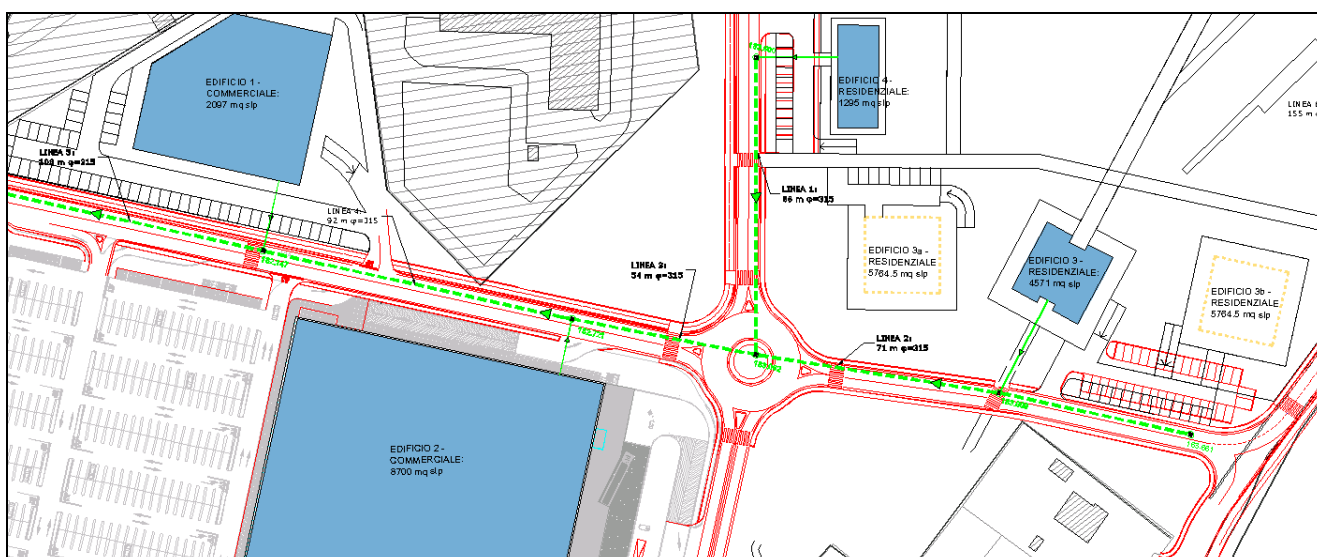
<i>Diametro interno pozzo</i>	<i>Di</i>	2	<i>m</i>
<i>Altezza utile pozzo</i>	<i>Hi</i>	4	<i>m</i>
<i>Coeff. Permeabilità</i>	<i>K</i>	2.0E-04	<i>m/s</i>
<i>Larghezza corona esterna drenante</i>	<i>L</i>	0.5	<i>m</i>
<i>Presenza di vasca di prima pioggia</i>		VERO	vero/falso
<i>Superficie impermeabile soggetta a prima pioggia</i>	<i>Spp</i>	6434.4	<i>mq</i>
<i>Superficie impermeabile non soggetta a prima pioggia</i>	<i>Snpp</i>	0	<i>mq</i>
<i>Superficie delle coperture</i>	<i>Sc</i>	0	<i>mq</i>
Volume pioggia critica (i=50mm/h)		305.63	mc
Volume assorbito da un pozzo		18.09	mc
Volume accumulato da un pozzo		17.27	mc
Volume totale per pozzo		35.36	mc
Vasca prima pioggia		32.17	mc
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		273.46	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		7.7	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		8	num

2. RACCOLTA E SMALTIMENTO ACQUE NERE

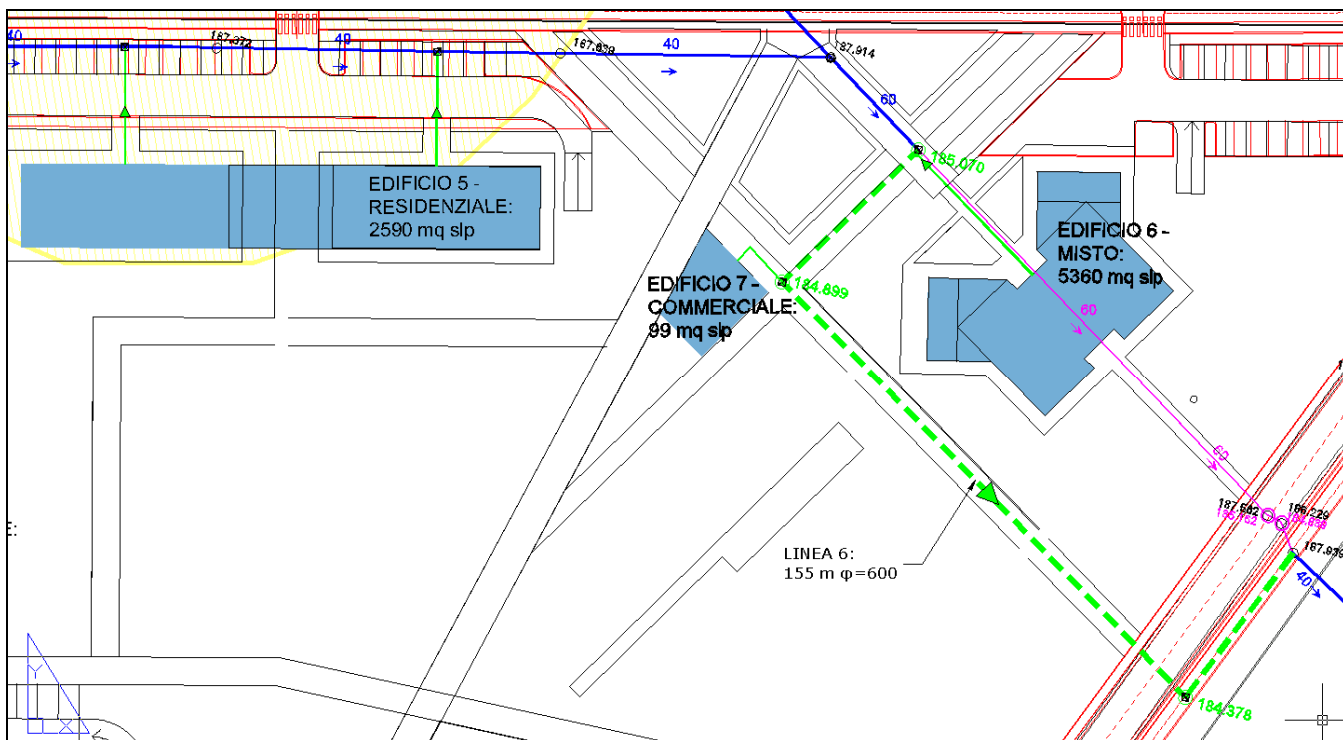
Nel progetto in esame è prevista la realizzazione di due nuove linee di fognatura a servizio dei nuovi edifici.

Il primo intervento si colloca, come mostrato in figura, nell'area Est dell'intervento e prevede la realizzazione di un tratto di nuova linea a servizio di due edifici commerciali e due residenziali. Tale tubazione, che secondo il dimensionamento effettuato avrà diametro $\Phi 315$, sarà collocata ad una profondità di 2,5 metri da testa tubo su un lato della carreggiata.

Ai fini del dimensionamento, tale linea è stata suddivisa in 5 tratte minori, in funzione delle diverse portate che tale condotta dovrà gestire.



Nell'area Nord dell'intervento, invece, si prevede la deviazione di un tratto di linea esistente per permettere la realizzazione di un edificio a destinazione mista (residenziale e terziario); tale tratta conserverà le dimensioni ($\Phi 600$) e il materiale della condotta esistente. In quest'area si prevedono anche gli allacci dei nuovi edifici residenziali in progetto e quello dell'edificio a destinazione mista.



In totale, i nuovi allacci previsti nell'area saranno 8.

Il dimensionamento delle condotte di acque nere viene svolto esattamente nello stesso modo in cui si è calcolato il diametro delle condotte per le acque bianche; in questo caso, però, la portata di progetto andrà a dipendere dall'utenza dei vari edifici, siano essi residenziali, commerciali o destinati al terziario.

Per la stima della portata delle acque nere è quindi necessario conoscere il numero di abitanti teorici che scaricano a monte della sezione considerata, ai quali sono da aggiungere, quando siano di qualche rilievo, le portate scaricate dalle industrie, spesso trasformante, per comodità, in abitanti equivalenti; calcolando cioè il numero di abitanti che darebbero luogo alla stessa portata nera.

Nel caso in esame, trattandosi di una realizzazione in progetto e non conoscendo ancora l'effettivo numero di utenti che andranno ad utilizzare tali strutture, si è scelto di riportare l'utenza in numero di abitanti equivalenti, calcolati in funzione del volume dei vari edifici.

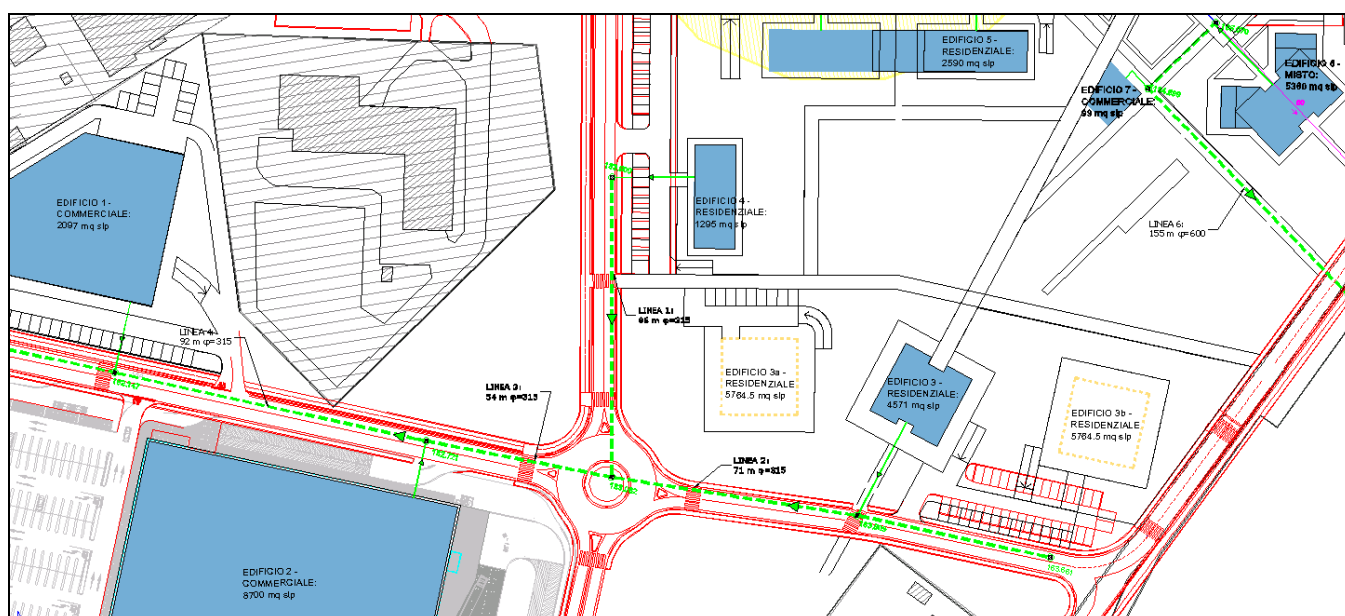
E' importante, ai fini del corretto funzionamento della fognatura, poter garantire la sufficienza del dimensionamento per 40-50 anni. In questa prospettiva, bisogna tener conto dell'eventuale sviluppo dell'abitato e della popolazione, desumibile dai piani urbanistici adottati: considerando le dotazioni fornite (o previste) dalla rete d'acquedotto, talvolta con prudenziale e ragionevole incremento delle stesse.

Si stima 1 abitante equivalente ogni 100 mc di costruzione; per la destinazione commerciale tale valore è convenzionalmente diviso per 3.

Nel caso in esame, si è scelto, a favore di sicurezza e per poter stimare anche un eventuale incremento di utenza, di sovrastimare il numero di abitanti equivalente non effettuando questa divisione.

I valori dell'edificio 3a e 3b sono stati ripartiti equamente sulle tratte linea 1 e linea 2, ipotizzando quindi dei nuovi allacci corrispondenti.

	SLP [mq]	h per piano [m]	volume [mc]	P [ab. eq.]
EDIFICIO 1 - Commerciale	2097	7	14679	146.8
EDIFICIO 2 - Commerciale	8700	7	60900	609.0
EDIFICIO 3 - Residenziale	4571	3	13713	137.1
EDIFICIO 4 - Residenziale	1295	3	3885	38.9
EDIFICIO 5a - Residenziale	1295	3	3885	38.9
EDIFICIO 5b - Residenziale	1295	3	3885	38.9
EDIFICIO 6 - Misto (Resid + terz)	5360	3	16080	160.8
EDIFICIO 7 - Commerciale	99	3	297	3.0
EDIFICIO 3a -3b - Residenziale (potenziale)	11529	3	34587	345.9



La massima portata che la condotta deve essere in grado di smaltire è composta dai deflussi di origine civile, i quali comprendono le acque provenienti dalle abitazioni private, dagli edifici pubblici, dagli insediamenti commerciali e artigianali e dai servizi igienici degli insediamenti industriali e dai deflussi di origine industriale, che andranno a dipendere in particolar modo dalla tipologia di insediamento, dal processo produttivo utilizzato e dalla percentuale di riciclo dell'acqua.

Nel caso in esame non è prevista, per alcun edificio in progetto, la destinazione d'uso industriale.

Per calcolare la portata media oraria è necessario stimare in primo luogo la portata media annua q_n delle acque di origine civile, che può essere calcolata con l'espressione:

$$q_n = \frac{P D \phi}{86400}$$

Quantità espressa in l/s e dove:

- P rappresenta l'utenza espressa in abitanti equivalenti
- D indica la dotazione idrica pro-capite media, indicata per il Comune di Vimercate pari a 200 l/ab/d
- Φ coefficiente di afflusso in rete, scelto pari a 0,9, in quanto si ritiene che la frazione d'acqua che giunge in rete sia pari a circa il 90% - 95% di quella erogata.

A partire da questo valore, dovendo dimensionare la condotta per il momento di massimo utilizzo, si determina la portata media oraria introducendo i coefficienti di punta giornaliero C_{24} e di punta oraria C_p , con l'espressione:

$$q_{np} = C_{24} C_p q_n$$

Il coefficiente C_{24} può essere assunto, per il Comune di Vimercate, pari a 1,5, come indicato in tabella.

Classe demografica ^(*)	C_{24}
<50.000	1,50
50.000 ÷ 300.000	1,40
100.000 ÷ 300.000	1,30
> 300.000	1,25

(*) Riferita agli abitanti serviti dall'intero acquedotto.

Il coefficiente di punta orario è, invece, calcolato secondo la seguente formula:

$$C_p = 1,5 + 2,5/\sqrt{q_n}$$

Si ricordi, però, che nel caso in cui tale valore risulti maggiore di 3, è opportuno assumere C_p pari a 3.

	SLP [mq]	h per piano [m]	volume [mc]	P [ab. eq.]	q _n [l/s]	C _p calcolo	C _p	q _{np} [l/s]	q _{np} [mc/s]
EDIFICIO 1 - Commerciale	2097	7	14679	146.8	0.306	6.021	3	1.376	0.00138
EDIFICIO 2 - Commerciale	8700	7	60900	609.0	1.269	3.719	3	5.709	0.00571
EDIFICIO 3 - Residenziale	4571	3	13713	137.1	0.286	6.177	3	1.286	0.00129
EDIFICIO 4 - Residenziale	1295	3	3885	38.9	0.081	10.287	3	0.364	0.00036
EDIFICIO 5a - Residenziale	1295	3	3885	38.9	0.081	10.287	3	0.364	0.00036
EDIFICIO 5b - Residenziale	1295	3	3885	38.9	0.081	10.287	3	0.364	0.00036
EDIFICIO 6 - Misto (Resid + terz)	5360	3	16080	160.8	0.335	5.819	3	1.508	0.00151
EDIFICIO 7 - Commerciale	99	3	297	3.0	0.006	33.282	3	0.028	0.00003
EDIFICIO 3a -3b - Residenziale (potenziale)	11529	3	34587	345.9	0.721	4.445	3	3.243	0.00324

A questo punto, note le portate che devono essere smaltite, si procede nello stesso modo in cui è già stato esposto sopra per le acque bianche.

Per le acque nere, a favore di sicurezza, si è deciso di stabilire che il diametro minimo sia pari a Φ 315, che il massimo grado di riempimento sia, per diametri inferiori a Φ 400, al più pari al 50% e che in ciascun tratto la velocità relativa alla portata media giornaliera di progetto sia pari ad almeno 0.5 m/s.

Il dimensionamento, svolto per i gradi di riempimento pari al 50% e al 70% ha fornito i seguenti risultati:

		GRADO DI RIEMPIMENTO 50 %				
TRONCO	Q progetto [mc/s]	r [m]	D teorico [m]	Vr [m/s]	Qr [mc/s]	Qp/Qr
LINEA 1	0.00199	0.05	0.10	0.6	0.004	0.500
LINEA 2	0.00291	0.06	0.11	0.6	0.006	0.500
LINEA 3	0.00489	0.07	0.13	0.7	0.010	0.500
LINEA 4	0.01060	0.09	0.18	0.8	0.021	0.500
LINEA 5	0.01198	0.09	0.19	0.9	0.024	0.500
LINEA 6	0.00226	0.05	0.10	0.6	0.005	0.500

		GRADO DI RIEMPIMENTO 70 %				
TRONCO	Q progetto [mc/s]	r [m]	D teorico [m]	Vr [m/s]	Qr [mc/s]	Qp/Qr
LINEA 1	0.00199	0.04	0.08	0.5	0.002	0.838
LINEA 2	0.00291	0.05	0.09	0.5	0.003	0.838
LINEA 3	0.00489	0.06	0.11	0.6	0.006	0.838
LINEA 4	0.01060	0.07	0.15	0.7	0.013	0.838
LINEA 5	0.01198	0.08	0.15	0.8	0.014	0.838
LINEA 6	0.00226	0.04	0.08	0.5	0.003	0.838

Trovando dei valori di diametro molto piccoli, e inferiori a ciò che il Regolamento richiede, si sceglie di utilizzare una tubazione in PVC SN8 di diametro Φ 315 e di verificare le portate con il grado di riempimento pari al 50%:

TRONCO	Q progetto [mc/s]	D teorico [m]	D INT COMM [m]	r [m]	Vr [m/s]	Qr [mc/s]	Qp/Qr	V/Vr	h/r	V [m/s]	VERIFICA V	h [m]
LINEA 1	0.00199	0.10	0.315	0.16	1.2	0.096	0.021	0.398	0.198	0.490	NO	0.03
LINEA 2	0.00291	0.20	0.315	0.16	1.2	0.096	0.030	0.485	0.258	0.596	OK	0.04
LINEA 3	0.00489	0.20	0.315	0.16	1.2	0.096	0.051	0.671	0.388	0.826	OK	0.06
LINEA 4	0.01060	0.20	0.315	0.16	1.2	0.096	0.111	0.687	0.468	0.845	OK	0.07
LINEA 5	0.01198	0.20	0.315	0.16	1.2	0.096	0.125	0.733	0.510	0.902	OK	0.08
LINEA 6	0.00226	0.20	0.600	0.30	1.9	0.534	0.004	0.250	0.095	0.473	NO	0.03

La verifica fatta per il diametro Φ 315 ha dato esito positivo in tutte le tratte, tranne nella linea 1, dove si ottiene una velocità di poco inferiore allo 0.5 m/s; tuttavia il risultato si ritiene accettabile, proprio perché il valore è prossimo al limite di 0.5 m/s e in previsione di possibili sviluppi futuri di nuovi insediamenti tale verifica sarebbe sicuramente soddisfatta.

Nella linea 6, invece, si sceglie un diametro Φ 600 in quanto questa è la tratta di linea che verrà deviata, dove si è deciso di mantenere la stessa dimensione e lo stesso materiale della tubatura esistente; la verifica della velocità non è verificata, tuttavia per una corretta verifica si dovrebbe aggiungere alla portata calcolata per i nuovi edifici (Ed. 5a, ed. 5b, ed. 6) la portata attualmente smaltita da tale linea.

3. VERIFICA STATICA TUBAZIONI FLESSIBILI

Avendo scelto di utilizzare come materiale per le tubazioni di raccolta delle acque bianche il PVC, per la verifica statica si deve far riferimento alle tubazioni flessibili e, pertanto, si possono seguire le indicazioni riportate nella norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 che si riferisce a tubi a pressione in resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro, ma che può essere ragionevolmente estesa a tutti i materiali plastici e alle tubazioni flessibili in generale.

Le verifiche vengono effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali utilizzati; è noto infatti, che i materiali plastici vanno incontro ad un decadimento nel tempo delle loro caratteristiche meccaniche.

Le operazioni da effettuarsi nell'ambito della verifica statica delle tubazioni flessibili sono le seguenti:

- valutazione e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine;
- valutazione e verifica della massima sollecitazione a flessione della sezione trasversale;
- valutazione e verifica del carico critico di collasso.

3.1 Analisi dei carichi

Carico dovuto al rinterro

L'appendice A della norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 propone di valutare il carico verticale del suolo sul tubo come peso del prisma di terreno di base D e altezza H:

$$P_{ST} [kN/m] = \gamma_t H D$$

espressione più cautelativa di quella prevista dalla norma UNI 7517, dove:

- γ_t è il peso specifico del materiale di rinterro espresso in kN/m^3
- H è l'altezza del rinterro al di sopra della generatrice del condotto, in m
- D è il diametro esterno della tubazione, anch'esso espresso in m

Nel caso in esame, il valore del peso specifico, ottenuto come media dei pesi specifici dei vari strati è pari a $20 kN/m^3$, coerente con il valore solitamente utilizzato per il terreno di riempimento, mentre l'altezza H è pari a 1 m per le tubazioni delle acque bianche e a 2,5 m per quelle nere.

Carico dovuto ai sovraccarichi mobili

La valutazione del carico sulla generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo di circolazione ad altezza H sopra la generatrice del tubo, qualora si tratti, come in questo caso, di un sovraccarico verticale concentrato dovuto a veicoli su ruote, si calcola con riferimento alla norma UNI 7517 con la seguente espressione:

$$P_{vc} = p_v D \varphi$$

Espresso in N/m e con:

- p_v pressione verticale al livello della generatrice superiore del tubo, dovuta ai sovraccarichi mobili concentrati, espressa in N/m^2
- D diametro esterno del tubo, in m
- φ fattore dinamico

Il fattore dinamico φ è calcolato, per le strade e le autostrade, con la formula seguente:

$$\varphi = 1 + 0.3 / H$$

dove H rappresenta l'altezza di rinterro sulla tubazione, pari rispettivamente ad 1 m per le tubazioni di raccolta delle acque bianche e 2,5 m per quelle delle nere.

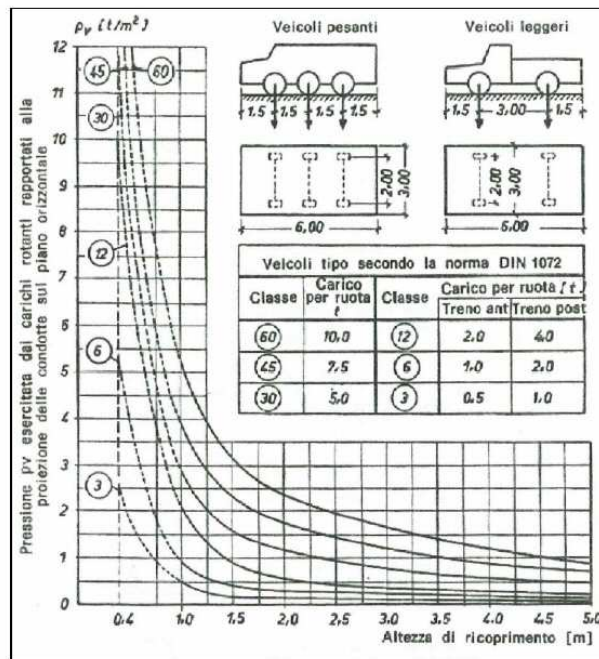
Per il Teorema di Clapeyron sul lavoro di deformazione, tale valore deve sempre essere minore o uguale a 2.

Per quanto riguarda invece la scelta del valore della pressione p_v dovuta ai sovraccarichi mobili, si deve far riferimento alla tabella di classi e carichi di convogli tipo secondo la norma DIN 1072 che segue:

Classe HT	Carico per ruota P [kN]	Classe LT	Carico per ruota	
			Anteriore P_a [kN]	Posteriore P_p [kN]
60	100	12	20	40
45	75	6	10	20
38	62,5	3	5	10
30	50	-		
26	-	-		

La legge 313 del maggio 1976 prescrive come carico più oneroso quello dato dalla classe HT45 con carico per ruota pari a 75 kN, ma in questo documento, a favore di sicurezza, si è scelto di fare riferimento alla DIN 1072 e utilizzare per i calcoli i valori corrispondenti alla classe HT60.

Dal grafico riportato, conoscendo il valore H dell'altezza del rinterro e scelta la classe di riferimento, di può determinare, dall'asse delle ascisse, il valore della pressione esercitata dai carichi rotanti p_v , espressa in t/m^2 :



3.2 Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

L'inflessione diametrale massima nella tubazione, intesa come inflessione verticale del tubo (in cm), è fornita dalla seguente espressione:

$$\Delta y = \frac{(D_e \cdot W_c + W_L) \cdot K_x}{8 \cdot RG + 0,061 \cdot K_a \cdot E_s} + \Delta a$$

Con:

- De fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto dell'asestarsi nel tempo del terreno [adim.]
- Wc carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza [N/cm]
- Wl carico mobile sul tubo per unità di lunghezza [N/cm]
- Kx coefficiente di inflessione che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore di appoggio del tubo [adim.]
- RG rigidità trasversale del tubo a lungo termine [N/cm²]
- Es modulo elastico del terreno [N/cm²]
- Ka, Δa parametri che permettono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0,95 della distribuzione statica dell'inflessione)

Il fattore di ritardo dell'inflessione viene stabilito in funzione del rinterro e del grado di costipamento, come stabilito dalla tabella:

TIPO DI RINTERRO E GRADO DI COSTIPAMENTO	D_e
Rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato a elevato	2,0
Materiale scaricato alla rinfusa o grado di costipamento leggero	1,5

Nel caso in esame, il valore di D_e è stato scelto pari a 2, corrispondente ad un rinterro poco profondo con grado di costipamento moderato.

Anche per quanto riguarda il valore del modulo elastico E_s , si può fare riferimento alla tabella qui riportata, facendo però attenzione alle unità di misura; qui, infatti, il valore del modulo è espresso in MPa, mentre nella formula andrà inserito in N/cm^2 . Si ricordi, pertanto, che: $1 \text{ MPa} = 100 \text{ N/cm}^2$.

Nel caso di Vimercate, il valore di E_s è di 6,9 MPa.

Tipo di materiale che avvolge la tubazione	Valore di E_s in funzione del grado di compattazione del materiale che avvolge la tubazione [MPa]			
	Scaricato alla rinfusa	Costipamento leggero <85% Proctor <40% Densità relativa	Costipamento moderato 85+95% Proctor 40+70% Dens. Rel.	Costipamento leggero >95% Proctor >70% Densità relativa
a) Terreni a grana fine, con meno del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla.	0,34	1,4	2,8	6,9
b) Terreni a grana fine, con più del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla. Terreni a grana grossolana con più del 12% di fini.	0,69	2,8	6,9	13,8
c) Terreni a grana grossolana con pochi fini o nessuno (<12% di fini).	1,4	6,9	13,8	20,7
d) Roccia frantumata.	6,9	-	20,7	-

Il coefficiente di inflessione K_x dipende, invece, dal tipo di installazione, cioè dalle caratteristiche del fondo e dal materiale di rinterro, mentre i parametri K_a e Δa sono espressi in funzione dell'altezza e del materiale del rinterro, rispettivamente secondo le tabelle seguenti. Nella verifica si è scelto un valore di K_x pari a 0,103, mentre per Δa e K_a i valori sono rispettivamente pari a 0 e 0,75, corrispondenti ad un'altezza H del rinterro inferiore ai 4 m:

TIPO D'INSTALLAZIONE	ANGOLO EQUIVALENTE DI LETTO [gradi]	COEFFICIENTE K_x
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor $\geq 95\%$) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor $\geq 70\%$)	180	0,083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor $\geq 85\%$ e $< 95\%$) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso.	60	0,103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato)	0	0,110

ALTEZZA H DEL RINTERRO [m]	Δa	K_a
$H < 4,9$ m	0	0,75
$H > 4,9$ m e materiale scaricato alla rinfusa e con leggero grado di costipamento	0,02 D	1,0
$H > 4,9$ m e materiale con moderato grado di costipamento	0,01 D	1,0
$H > 4,9$ m e materiale con elevato grado di costipamento	0,005 D	1,0

La formula per calcolare la rigidità trasversale del tubo RG è la seguente:

$$RG = \frac{E_t \cdot I}{r^3}$$

Dove:

- E_t è il modulo di elasticità del materiale costituente il tubo
- I è il momento di inerzia di una lunghezza unitaria del tubo, calcolato come $I = s^3/12$ dove s indica lo spessore del tubo
- r è il raggio medio della tubazione ed è pari a $r = (D-s) / 2$

Lo spessore s del tubo è variabile in funzione del diametro scelto e, in particolare nel caso in esame, scegliendo come materiale il PVC SN8, si avranno i seguenti spessori:

\varnothing esterno mm	Spess. mm	\varnothing interno mm	\varnothing est. bicchiere* mm	Peso kg/m
110	3,2	103,6	128,4	1,78
125	3,7	117,6	146,4	2,32
160	4,7	150,6	186,2	3,76
200	5,9	188,2	230,8	5,87
250	7,3	235,4	290,2	9,14
315	9,2	296,6	364,4	14,49
400	11,7	376,6	455,4	23,36
500	14,6	470,8	573,6	36,44
630	18,4	593,2	-	58,07

Si dovrà infine verificare che la deflessione diametrale massima a lungo termine non superi il 5% del diametro iniziale della condotta, cioè:

$$\Delta y/D \leq 5\%$$

3.3 Calcolo e verifica della sollecitazione massima di flessione

La sollecitazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta tramite un fattore di sicurezza. In particolare dovrà risultare:

$$\sigma = D_f \cdot E_t \cdot \left(\frac{\Delta y}{D}\right) \cdot \left(\frac{s}{D}\right) \leq \frac{\sigma_{lim}}{\mu}$$

- σ tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/cm²]
- σ_{lim} tensione limite ultima fornita dalla società produttrice della tubazione [N/cm²], pari, nel caso in esame a 2500 N/cm²
- D_f fattore di forma i cui valori sono stati parametrizzati in funzione dell'indice di rigidità RG della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro
- μ coefficiente di sicurezza, fissato dalla norma pari a 1,5.

Per determinare il valore del fattore di forma D_f , si è fatto riferimento alla tabella:

INDICE DI RIGIDEZZA DELLA TUBAZIONE RG [N/m ²]	TIPO DI MATERIALE DI SOTTOFONDO E RINFIANCO E GRADO DI COSTIPAMENTO			
	GHIAIOSO		SABBIOSO	
	DA NATURALE A LEGGERO	DA MODERATO A ELEVATO	DA NATURALE A LEGGERO	DA MODERATO A ELEVATO
1.150	5,5	7,0	6,0	8,0
2.300	4,5	5,5	5,0	6,5
4.600	3,8	4,5	4,0	5,5
9.200	3,3	3,8	3,5	4,5

3.4 Verifica 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 deformandosi a due lobi, poi a tre, ecc...

Il carico per unità di superficie vale:

$$p_{cr} = (n_L^2 - 1) \frac{E_t \cdot I}{r^3}$$

Con n_l ad indicare il numero dei lobi. Il carico che determina la deformazione a due lobi sarà quindi dato dalla formula:

$$p_{cr} = 3 \frac{E_t \cdot I}{r^3} = 24RG$$

E quindi la forza:

$$P_{cr} = p_{cr} D$$

Dove D indica ancora il diametro esterno del tubo.

Quando, però, la tubazione è interrata, come nel caso in esame, la sollecitazione che determina l'instabilità elastica dipende sia dalle caratteristiche meccaniche della tubazione, ma anche dal modulo elastico E_s del suolo che circonda tale tubazione.

La pressione ammissibile, nota anche come "pressione ammissibile di Buckling" è fornita dall'espressione proposta dalla norma ANSI-AWWA C950/88:

$$q_a = \left(\frac{1}{FS} \right) \left(32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E_s \frac{E_t \cdot I}{D^3} \right)^{1/2}$$

Dove:

- q_a pressione ammissibile di buckling [N/cm²]
- FS fattore di progettazione, pari a 2,5
- R_w fattore di spinta idrodinamica della falda
- B' coefficiente empirico di supporto elastico [adim.]
- H altezza di rinterro [cm]
- H_w altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione [cm]

Il valore del fattore di spinta idrodinamica R_w è calcolato con:

$$R_w = 1 - 0,33(H_w/H)$$

Dove H_w , altezza della falda sopra la generatrice superiore del tubo, è compreso tra 0 e il valore di H. Nel caso in oggetto, trovandosi la falda ad una profondità di circa 10 – 15 metri dal suolo, il valore H_w è pari a 0.

Il coefficiente empirico di supporto elastico B' è, invece, fornito dalla relazione:

$$B' = 1/(1+4e^{-0,213H})$$

Nel caso in cui la verifica inerente all'inflessione diametrale $\Delta y/D$ fornisca valori prossimi al limite massimo accettabile si dovrà utilizzare un fattore di progettazione FS=3 in luogo di 2,5.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile q_a con la risultante dei carichi esterni applicati.

In particolare dovrà risultare:

$$\gamma_w \cdot H_w + R_w \frac{W_c}{D} + \frac{W_L}{D} \leq q_a$$

Si presentano ora i risultati ottenuti per le tubazioni in PVC SN 8, con φ 400, φ 500 e φ 630 per le acque bianche e φ 315 per quelle nere.

Il peso specifico del terreno di rinterro è stato calcolato considerando la media pesata degli strati costituenti la sovrastruttura al di sopra della tubazione presa in considerazione e il valore medio ottenuto è di circa 20 kN/m³. I diametri, il limite a rottura e le caratteristiche tecniche geometriche della condotta sono ricavate dalla classe normata dalla UNI EN 1401.

La verifica della tubazione descritta sopra ha dato esito positivo come evidenziato dalle tabelle riassuntive riportate di seguito.

Le verifiche sono state condotte per i diametri precedentemente determinati dal dimensionamento, ed in particolare Φ 315 per le tubazioni di smaltimento delle acque nere, Φ 400, Φ 500 e Φ 630 per quelle delle acque bianche.

DIAMETRO Φ 315:

Diametro esterno	315	mm	31.5 cm
spessore	9.2	mm	0.92 cm
Et	150000	N/cm ²	
σ_{lim}	2500	N/cm ²	
I	0.0649	cm ³	
r	15.29	cm	
RG	2.7230213	N/cm ²	
γ_t	20	kN/mc	
De	2		
Kx	0.103		
Es	690	N/cm ²	
Ka	0.75		
Δa	0		
Df	4.6		
pv	2	t/mq	
H	2.5	m	
μ	1.5		
FS	2.5		
Hw	0.00	cm	
Rw	1.00		
B'	1		
γ_w	0.009807	N/cm ³	

Pst	15.75	kN/m	
Pst	15750.00	N/m	
Wc	157.50	N/cm	

carico dovuto al rinterro

pv	19600.00	N/m ²	
ϕ	1.30		
Pvc	26754.00	N/m	
WI	267.54	N/cm	

carico dovuto ai sovraccarichi mobili

Δy	1.6411527	cm	
$\Delta y/D$ [%]	3.35%	ok	VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

σ	1049.9408	N/cm ²	
σ_{lim}/μ	1666.66667	ok	VERIFICA SOLLECITAZIONE MASSIMA DI DEFLESSIONE
σ_{lim}/σ	1.587391087		

q_a	33.17	N/cm ²	
carichi	13.49	ok	VERIFICA ALL'INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO STATICO

DIAMETRO Φ 400:

Diametro esterno	400	mm
spessore	11.7	mm
Et	150000	N/cm ²
σ_{lim}	2500	N/cm ²
I	0.1335	cm ³
r	19.415	cm
RG	2.73561775	N/cm ²
γ_t	20	kN/m ³
De	2	
Kx	0.103	
Es	690	N/cm ²
Ka	0.75	
Δa	0	
Df	4.6	
p _v	5.25	t/m ²
H	1	m
μ	1.5	
FS	2.5	
Hw	0.00	cm
Rw	1.00	
B'	1	
γ_w	0.009807	N/cm ³

40 cm
1.17 cm

P _{st}	8.00	kN/m
P _{st}	8000.00	N/m
W _c	80.00	N/cm

carico dovuto al rinterro

p _v	51450.00	N/m ²
ϕ	1.30	
P _{vc}	26754.00	N/m
W _I	267.54	N/cm

carico dovuto ai sovraccarichi mobili

Δy	1.339382	cm	VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE
$\Delta y/D$ [%]	3.35%	ok	

σ	675.80194	N/cm ²	VERIFICA SOLLECITAZIONE MASSIMA DI DEFLESSIONE
σ_{lim}/μ	1666.66667	ok	
σ_{lim}/σ	2.466205795		

q _a	33.24	N/cm ²	VERIFICA ALL'INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO STATICO
carichi	8.69	ok	

DIAMETRO Φ 500:

Diametro esterno	500	mm
spessore	14.6	mm
Et	150000	N/cm ²
σ_{lim}	2500	N/cm ²
I	0.2593	cm ³
r	24.27	cm
RG	2.72119241	N/cm ²
γ_t	20	kN/mc
De	2	
Kx	0.103	
Es	690	N/cm ²
Ka	0.75	
Δa	0	
Df	4.6	
pv	5.25	t/mq
H	1	m
μ	1.5	
FS	2.5	
Hw	0.00	cm
Rw	1.00	
B'	1	
γ_w	0.009807	N/cm ³

50 cm
1.46 cm

Pst	10.00	kN/m
Pst	10000.00	N/m
Wc	100.00	N/cm

carico dovuto al rinterro

pv	51450.00	N/m ²
φ	1.30	
Pvc	33442.50	N/m
WI	334.43	N/cm

carico dovuto ai sovraccarichi mobili

Δy	1.67785	cm	
$\Delta y/D$ [%]	3.36%		ok

VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

σ	676.10643	N/cm ²	
σ_{lim}/μ	1666.66667		ok
σ_{lim}/σ	2.465095145		

VERIFICA SOLLECITAZIONE MASSIMA DI DEFLESSIONE

q_a	33.16	N/cm ²	
carichi	8.69		ok

VERIFICA ALL'INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO STATICO

DIAMETRO Φ 630:

Diametro esterno	630	mm
spessore	18.4	mm
Et	150000	N/cm ²
σ_{lim}	2500	N/cm ²
I	0.5191	cm ³
r	30.58	cm
RG	2.7230213	N/cm ²
γ_t	20	kN/mc
De	2	
Kx	0.103	
Es	690	N/cm ²
Ka	0.75	
Δa	0	
Df	4.6	
pv	5.25	t/mq
H	1	m
μ	1.5	
FS	2.5	
Hw	0.00	cm
Rw	1.00	
B'	1	
γ_w	0.009807	N/cm ³

63 cm
1.84 cm

Pst	12.60	kN/m
Pst	12600.00	N/m
Wc	126.00	N/cm

carico dovuto al rinterro

pv	51450.00	N/m ²
φ	1.30	
Pvc	42137.55	N/m
WI	421.38	N/cm

carico dovuto ai sovraccarichi mobili

Δy	2.1135112 cm		VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE
$\Delta y/D$ [%]	3.35%	ok	

σ	676.06798 N/cm ²		VERIFICA SOLLECITAZIONE MASSIMA DI DEFLESSIONE
σ_{lim}/μ	1666.66667	ok	
σ_{lim}/σ	2.465235318		

q_a	33.17 N/cm ²		VERIFICA ALL'INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO STATICO
carichi	8.69	ok	