



Città di Desio

COMUNE DI DESIO (MB)

ACCADEMIA INTERNAZIONALE DI GINNASTICA RITMICA
LARGO ATLETI AZZURRI D'ITALIA, DESIO



PROGETTO ESECUTIVO



CONI
SERVIZI

GESTIONE PATRIMONIO
E CONSULENZE IMPIANTI SPORTIVI
INGEGNERIA E GESTIONE PATRIMONIO

R.U.P.: ING. EMILIANO CURI

COORDINAMENTO OPERE SPECIALISTICHE

Arch. Fabrizio Pirola



PROGETTO OPERE ESTERNE URBANIZZAZIONI E SOTTOSERVIZI:

Ing. Marco Mannucci Benincasa

BMB Ingegneria s.r.l.
Ing. Sergio Bavagnoli
Ing. Marco Mannucci Benincasa



ELABORATO

REU02

RELAZIONE SPECIALISTICA: IDROLOGICA - IDRAULICA

SCALA -

16 GIUGNO 2016

È vietata la riproduzione totale o parziale dei contenuti qui presenti ©

INDICE

1. PREMESSE	2
2. OPERE IN PROGETTO.....	2
3. ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE	3
4. CARATTERIZZAZIONE IDROLOGICA DEI BACINI DI DRENAGGIO.....	3
5. METODO DI CALCOLO DELLE PORTATE.....	4
6. CALCOLO DELLE SEZIONI DEI CONDOTTI	5
7. CALCOLI IDRAULICI DELLE TUBAZIONI	5
8. DISOLEATORE	11
9. POZZI PERDENTI	13
10. VERIFICA STATICA.....	15

1. PREMESSE

Il presente progetto prevede la realizzazione delle reti di scarico delle acque meteoriche, in particolare la rete di fognatura per lo smaltimento delle acque del tetto del nuovo Palazzetto e l'adeguamento della rete fognaria per lo smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sul parcheggio esistente in Largo Atleti Azzurri d'Italia in Comune di Desio, attualmente a servizio del Pala Desio e in futuro del nuovo palazzetto per la ginnastica, e la dispersione di tali acque negli strati superficiali del suolo.

In conformità al Regolamento Regionale 24 marzo 2006 – n°4 “Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell’art. 52, comma 1, lett. a) della L.R. n°12-12-2006 n°26”, per l'intervento in questione non è necessario prevedere la separazione delle acque di prima pioggia a monte del sistema di dispersione.

2. OPERE IN PROGETTO

Allo stato attuale le **acque meteoriche del parcheggio** vengono raccolte da una rete di condotti in PVC SN 4 De 160/200 e caditoie stradali prefabbricate monoblocco in calcestruzzo con sifone incorporato e griglie in ghisa sferoidale classe D400 e recapitate nella fognatura comunale di Largo Atleti Azzurri d'Italia.

Come indicato dall'Ente Gestore BrianzAcque srl si prevede di intercettare la rete esistente e disperdere le acque ricadenti sulle superfici pavimentate tramite pozzi perdenti realizzati con anelli forati in calcestruzzo previo passaggio in pozzetti campionatori a base quadrata dim. int. 80x80 cm con chiusini a coperchi triangolari in ghisa sferoidale classe D400.

In conformità al Regolamento Regionale 24 marzo 2006 – n°4 “Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell’art. 52, comma 1, lett. a) della L.R. n°12-12-2006 n°26”, per l'intervento in questione non è necessario prevedere la separazione delle acque di prima pioggia a monte del sistema di dispersione. È comunque stato previsto un trattamento di disoleatura delle acque di prima pioggia per il rispetto dei limiti allo scarico di oli minerali ed idrocarburi ai sensi del D.Lgs. n°152/2006.

Le **acque meteoriche della copertura** del palazzetto vengono raccolte da una rete di condotti in PVC SN 8 De 160/200/250/315 con pendenza minima 5 m/km posati con sottofondo e rinfiando in sabbia e da pozzi perdenti realizzati con anelli forati in calcestruzzo di diametro interno 235 e altezza utile media pari a 3,70 m preceduti da un pozzetto campionario.

La raccolta acque ricadenti sulla superficie del nuovo palazzetto avverrà tramite tubazioni verticali in PVC De 125mm recapitanti in pozzetti prefabbricati monoblocco in calcestruzzo con sifone incorporato e chiusino in ghisa sferoidale classe B125; le camerette di ispezione saranno realizzate con elementi prefabbricati in calcestruzzo a base quadrata dim. int. 60x60 e 80x80 cm con chiusini in ghisa sferoidale classe C250.

3. ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE

Una delle ipotesi fondamentali che sta alla base del dimensionamento di opere soggette ad eventi idrologici, è che le portate massime e le onde di piena critiche, aventi un certo tempo di ritorno T , siano originate da una precipitazione con lo stesso tempo di ritorno.

Partendo da questa ipotesi è necessario determinare la curva di possibilità climatica, ovvero l'espressione che, per un pre-assegnato tempo di ritorno T , fornisce, per ogni durata di pioggia, la massima altezza di precipitazione che può verificarsi e che viene superata una volta ogni T anni.

A tale proposito si fa generalmente riferimento ad un'espressione algebrica monomia del tipo:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui h è l'altezza di pioggia espressa in millimetri, t è la corrispondente durata in ore, a ed n sono due coefficienti che definiscono la curva risultante.

Per giungere all'espressione della curva di possibilità pluviometrica è necessario elaborare con metodi statistici i dati storici raccolti nelle stazioni pluviografiche, in particolar modo quelli corrispondenti ai massimi eventi piovosi che si verificano annualmente in corrispondenza di durate assegnate.

Nello studio statistico di eventi rari, quali appunto i massimi annuali di pioggia, si ipotizza che la distribuzione di probabilità più idonea a rappresentare il loro andamento sia quella asintotica del massimo valore o distribuzione di Gumbel.

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica attraverso lo studio statistico delle piogge intense, per **eventi con durata inferiore all'ora ($t \leq 1$ ora)** è stata presa in esame la stazione pluviometrica di Carate Brianza che può essere ritenuta rappresentativa del territorio in esame in base al criterio di similitudine idrologica:

$$T = 10 \text{ anni}$$

$$h = 50,998 t^{0,611}$$

4. CARATTERIZZAZIONE IDROLOGICA DEI BACINI DI DRENAGGIO

Non tutto il volume di pioggia che ricade su una certa area affluisce alla rete drenante. Una parte di esso si perde per effetto di una serie di fenomeni idrologici (evaporazione, infiltrazione nel terreno, formazione sul bacino di un velo idrico, immagazzinamento in avvallamenti superficiali) prima di arrivare alla rete di drenaggio.

Per il dimensionamento di quest'ultima sarà quindi rilevante solo la restante parte di pioggia, cioè la cosiddetta pioggia netta o efficace. Tale pioggia può essere valutata attraverso il coefficiente di assorbimento φ che rappresenta il rapporto tra il volume della pioggia netta ed il volume della pioggia totale cioè la frazione di acqua meteorica che scorre fino alla sezione di chiusura del bacino senza infiltrarsi nel

terreno. Questo coefficiente varia in funzione dell'intensità della durata della pioggia, ma nella pratica progettuale generalmente viene considerato costante.

Nel caso in cui un bacino è composto da zone con diverse destinazioni d'uso, il coefficiente di assorbimento complessivo deve essere calcolato come media pesata, in funzione delle diverse aree, dei coefficienti di assorbimento di ogni zona attraverso la relazione:

$$\varphi = \frac{\sum S_i \cdot \varphi_i}{\sum S_i}$$

Nel caso in esame è stata individuata un'unica destinazione d'uso: area impermeabile (pavimentazione in conglomerato bituminoso e/o cemento) con coefficiente di assorbimento pari a 0,95, per la rete di scarico del tetto e pari a 1,00 per la rete di scarico del parcheggio, come indicato dall'Ente Gestore BrianzAcque srl.

5. METODO DI CALCOLO DELLE PORTATE

Per la determinazione, attraverso un modello afflussi-deflussi, della massima portata al colmo che si verifica all'uscita delle rete di drenaggio di un bacino idrografico, corrispondente ad un tempo di ritorno prefissato, è necessario costruire uno ietogramma teorico di progetto a partire dalle curve di possibilità pluviometrica.

La forma utilizzata nel presente studio è largamente diffusa in letteratura è lo ietogramma Chicago. Lo ietogramma Chicago presenta un picco di intensità massima i_{max} ed ha il vantaggio di essere poco sensibile alla variazione della durata di base. Infatti la parte centrale dello ietogramma rimane la stessa per durate progressivamente maggiori, aggiungendosi solo due "code" all'inizio e alla fine dell'evento. Inoltre esso contiene in sé, proprio per il modo con cui è costruito, le piogge critiche per tutte le durate parziali minori della durata complessiva; lo stesso ietogramma pertanto può essere utilizzato come ietogramma di progetto per tutti i sottobacini di un medesimo bacino, senza la necessità di ricerca delle durate critiche di ognuno di essi, purché la durata complessiva dello ietogramma sia sicuramente maggiore del tempo di corrivazione del bacino totale ("Sistemi di fognature e drenaggio" di A. Paoletti).

Il calcolo delle portate critiche può essere effettuato in base alla formula razionale applicando il *metodo della corrivazione*:

$$Q_C = S \cdot 2,78 \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_c^{n-1}$$

dove Q_C è la portata critica (l/s), S è l'area del bacino scolante considerato (ha), φ è il coefficiente di afflusso, a e n sono i due coefficienti che definiscono la curva di possibilità climatica, θ_c è la durata critica dell'evento meteorico(ore) pari a:

$$\theta_c = T_e + \frac{T_r}{1,5}$$

dove T_e è il tempo di corrivazione sul bacino prima del raggiungimento della rete di drenaggio (tempo di ingresso in rete) e T_r è il tempo di corrivazione in quest'ultima.

Il *tempo di corrivazione* del bacino T_0 è il tempo che intercorre tra la caduta della precipitazione su di un bacino ed il passaggio di questa dalla sezione di chiusura del bacino stesso. T_0 è dato da:

$$T_0 = T_e + T_r$$

Il tempo di ingresso in rete è stato posto pari a 5 minuti, mentre il tempo di corrivazione della rete di drenaggio è stato posto pari a L/V_r dove L (m) è il percorso idraulicamente più lungo della rete mentre V_r (m/s) è la velocità della corrente a tubo pieno.

6. CALCOLO DELLE SEZIONI DEI CONDOTTI

Per il calcolo idraulico dei condotti di fognatura si ammette che la portata in essi defluente si muova con moto uniforme.

Questa ipotesi, pur non essendo mai esattamente conforme alle reali condizioni di movimento, viene normalmente accettata per la sua semplicità, anche in conformità delle enormi semplificazioni proprie dello schema di funzionamento idraulico ammesso per la teoria sulla quale poggiano i calcoli di dimensionamento. La formula più comunemente usata è quella di Chezy:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove Q è la portata in mc/s, A è l'area della sezione bagnata in m^2 , χ è un coefficiente che tiene conto della scabrezza della condotta, R è il raggio idraulico in metri, i è la pendenza di fondo del condotto.

Per il calcolo del coefficiente χ si è adottata l'espressione di Strickler:

$$\chi = k \cdot R^{1/6}$$

con $k = 90$ per le tubazioni in PVC.

7. CALCOLI IDRAULICI DELLE TUBAZIONI

Sulla base delle metodologie indicate nei paragrafi precedenti si riportano nelle tabelle seguenti i calcoli idraulici relativi alle reti di raccolta acque meteoriche da realizzare.

Nella planimetria allegata sono evidenziati i bacini di drenaggio e lo schema delle reti considerate per il calcolo delle portate critiche.

RETE PARCHEGGIO

tratto	sotto bacino	area [ha]	coeff. assorb. [-]	i [m/m]	L [m]	V _r [m/s]	T _r [min]	θ _c [min]	D _i [cm]	D _e [mm]	Q _c [m³/s]	Q _c [l/s]	Q _c [m³/ora]
tratto ES-R	1	0,3481	1,00	0,0050	2,50	1,32	0,03	5,02	37,66	400,00	0,1294	129,43	465,95

Tabella 1 – Dati idraulici della rete acque meteoriche del parcheggio**RETE COPERTURA**

tratto	sotto bacino	area [ha]	coeff. assorb. [-]	i [m/m]	L [m]	V _r [m/s]	T _r [min]	θ _c [min]	D _i [cm]	D _e [mm]	Q _c [m³/s]	Q _c [l/s]	Q _c [m³/ora]
tratto C-D	1	0,0224	0,95	0,0050	34,00	0,84	0,68	5,45	19,02	200,00	0,0076	7,65	27,52
tratto B-C	2=1+2	0,0941	0,95	0,0050	28,65	0,96	1,17	5,78	23,54	250,00	0,0314	31,45	113,21
tratto A-B	3=2+3	0,0941	0,95	0,0050	15,80	0,96	1,45	5,97	23,54	250,00	0,0311	31,07	111,85
tratto G-F	4	0,0333	0,95	0,0050	20,00	0,84	0,40	5,27	19,02	200,00	0,0116	11,55	41,59
tratto F-E	5=4+5	0,0333	0,95	0,0050	28,50	0,84	0,97	5,65	19,02	200,00	0,0112	11,25	40,48
tratto E-A	6=6+5	0,0889	0,95	0,0050	51,50	0,96	1,86	6,24	23,54	250,00	0,0289	28,87	103,94
tratto A-CAM	7=3+6+7	0,1830	0,95	0,0050	3,00	1,12	1,90	6,27	29,66	315,00	0,0593	59,29	213,45

Tabella 2 – Dati idraulici della rete acque meteoriche della copertura

dove:

- area superficie del bacino scolante considerato;
 i pendenza di fondo della tubazione;
 L lunghezza della tubazione;
 V_r velocità all'interno della tubazione a tubo pieno;
 T_r tempo di corrivazione della tubazione;
 θ_c durata critica;
 D_i diametro interno della tubazione;
 D_e diametro esterno della tubazione;
 Q_c portata critica.

Nelle tabelle seguenti si riportano il dimensionamento idraulico relativo alla tubazione in PVC De 400 mm SN8 con pendenza pari a 5,00 m/km, di collegamento tra la cameretta esistente e il pozzetto ripartitore delle portate (rete parcheggio) e quello relativo alla tubazione in PVC De 315 mm SN8 con pendenza pari a 5,00 m/km di collegamento tra la cameretta A e il pozzetto campionatore (rete copertura).

D _i [mm]	376,6
KST	90
J [m/Km]	5,00
H [mm]	20
DH [mm]	18

ALTEZZA mm	VELOCITA' m/s	PORTATA l/s
20,0	0,35	0,80
38,0	0,53	3,12
56,0	0,68	7,00
74,0	0,80	12,40
92,0	0,91	19,20
110,0	1,01	27,28
128,0	1,09	36,49
146,0	1,17	46,68
164,0	1,24	57,65
182,0	1,30	69,21
200,0	1,35	81,15
218,0	1,40	93,23
236,0	1,43	105,23
254,0	1,46	116,86
272,0	1,48	127,84
290,0	1,50	137,83
308,0	1,50	146,42
326,0	1,49	153,12
344,0	1,47	157,17
362,0	1,43	157,10
376,6	1,32	146,71

Tabella 3 – Verifica idraulica tubazione in PVC SN8 De 400 mm, pendenza 5,00 m/km

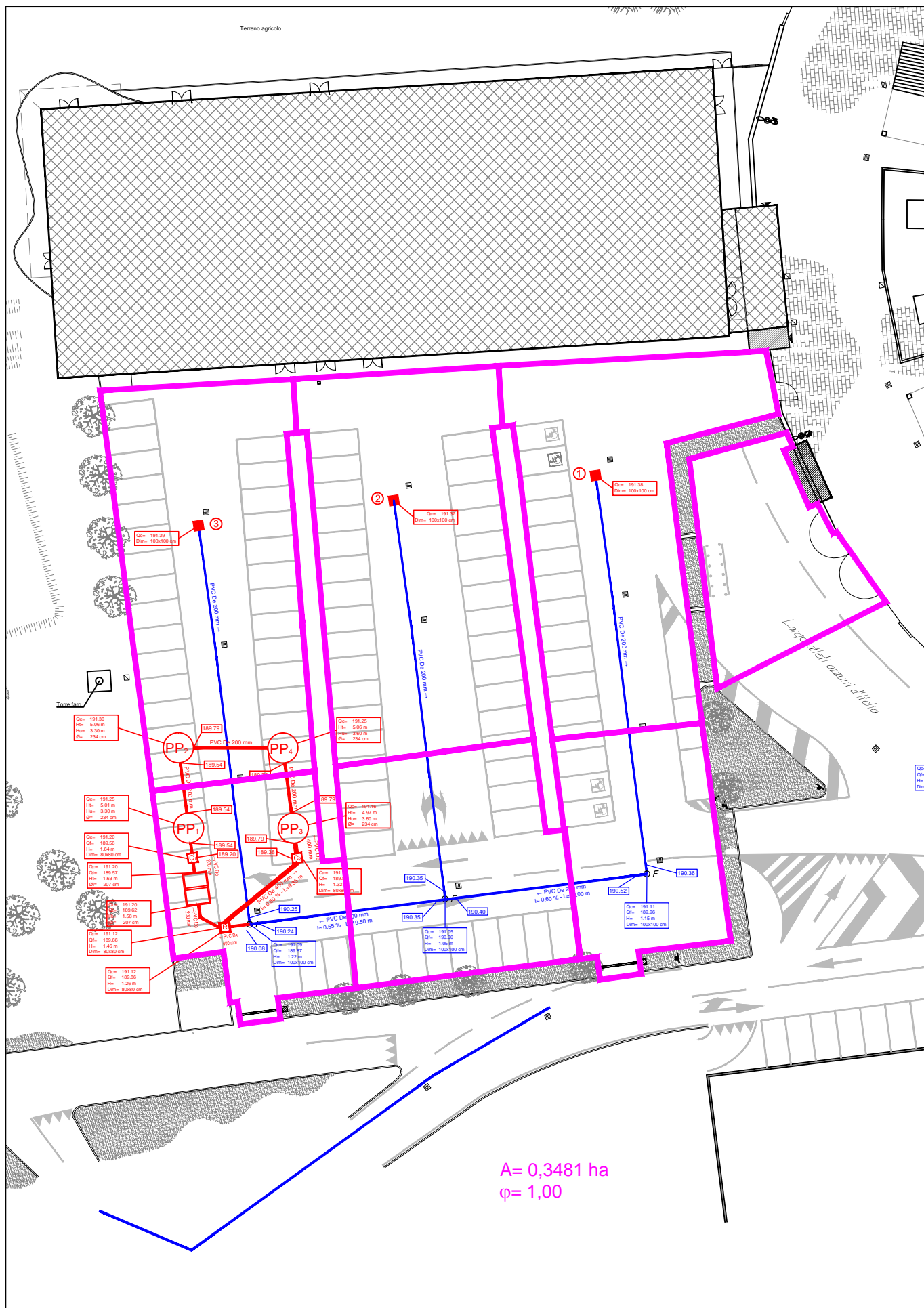
La tubazione in PVC SN 8 De 400 mm con una pendenza pari a 5,00 m/km è in grado di smaltire una portata massima pari a 157,81 l/s con una velocità di 1,45 l/s ed un'altezza nel tubo pari a 354,00 mm (grado di riempimento pari a 94 %), mentre con un grado di riempimento pari all'80% si ha una portata pari a 143,40 l/s ovvero con un ampio margine rispetto alle previsioni di utilizzo (portata massima transitabile pari a 129,43 l/s).

D _i [mm]	296,6
KST	90
J [m/Km]	5,00
H [mm]	5
DH [mm]	6

ALTEZZA mm	VELOCITA' m/s	PORTATA l/s
6,0	0,16	0,05
21,0	0,36	0,78
36,0	0,51	2,43
51,0	0,63	5,00
66,0	0,74	8,43
81,0	0,83	12,65
96,0	0,91	17,59
111,0	0,98	23,13
126,0	1,04	29,17
141,0	1,10	35,58
156,0	1,15	42,24
171,0	1,19	49,01
186,0	1,22	55,72
201,0	1,25	62,22
216,0	1,27	68,32
231,0	1,28	73,80
246,0	1,28	78,42
261,0	1,27	81,81
276,0	1,25	83,45
291,0	1,19	81,91
296,6	1,12	77,61

Tabella 4 – Verifica idraulica tubazione in PVC SN8 De 315 mm, pendenza 5,00 m/km

La tubazione in PVC SN 8 De 315 mm con una pendenza pari a 5,00 m/km è in grado di smaltire una portata massima pari a 83,48 l/s con una velocità di 1,24 l/s ed un'altezza nel tubo pari a 277,50 mm (grado di riempimento pari a 94 %), mentre con un grado di riempimento pari all'80% si ha una portata pari a 75,86 l/s ovvero con un ampio margine rispetto alle previsioni di utilizzo (portata massima transitabile pari a 59,29 l/s).





8. DISOLEATORE

A monte del sistema di dispersione negli strati superficiali del suolo delle acque meteoriche di dilavamento del parcheggio è previsto un trattamento di disoleatura.

Tale trattamento permette la separazione degli oli minerali e degli idrocarburi, contenuti nelle acque meteoriche raccolte, sfruttando la loro minor densità rispetto a quella dell'acqua e favorendone quindi la risalita in superficie. Le particelle di maggiori dimensioni salgono in superficie più rapidamente, quelle più piccole richiedono un tempo maggiore.

Tramite opportuni sistemi di rimozione o direttamente tramite auto spurgo, tali sostanze vengono successivamente raccolte e smaltite.

Il rendimento di un separatore di oli dipende essenzialmente dal rapporto tra la superficie dello stesso e la portata in ingresso.

Per il dimensionamento di un disoleatore si assume una portata in ingresso pari a quella definita di prima pioggia dal Regolamento Regionale n°4 del 24 marzo 2006 (corrispondente ad una precipitazione di 5 mm nei primi 15 minuti).

$$Q_{dis} = S \cdot \varphi \cdot \frac{5}{15 \cdot 60}$$

dove Q_{dis} è la portata in ingresso al disoleatore (l/s), S è l'area del bacino scolante considerato (m^2), φ è il coefficiente di afflusso. Le dimensioni del manufatto sono quelle comunemente reperibili in commercio.

$$S = 3481 \text{ m}^2 \rightarrow Q_{dis} = 19,34 \text{ l/s}$$

Nella tabella seguente si riporta il dimensionamento idraulico relativo alla tubazione in PVC De 200 mm SN8 con pendenza pari a 5,00 m/km, di collegamento tra il pozzetto ripartitore delle portate e il manufatto disoleatore.

La tubazione in PVC De 400 mm SN 8 con pendenza pari a 5,00 m/km, by pass del disoleatore, come si evince dalla tabella 2, è in grado di smaltire una portata massima pari a 157,81 l/s con una velocità di 1,45 l/s ed un'altezza nel tubo pari a 354,00 mm (grado di riempimento pari a 94 %), mentre con un grado di riempimento pari all'80% si ha una portata pari a 143,40 l/s ovvero con un ampio margine rispetto alla portata di seconda pioggia pari a 110,09 l/s.

D _i [mm]	188,20
KST	90
J [m/Km]	5,00
H [mm]	5
DH [mm]	9

ALTEZZA mm	VELOCITA' m/s	PORTATA l/s
5,0	0,14	0,03
14,0	0,28	0,26
23,0	0,38	0,73
32,0	0,46	1,45
41,0	0,54	2,40
50,0	0,60	3,56
59,0	0,66	4,92
68,0	0,71	6,44
77,0	0,76	8,10
86,0	0,80	9,87
95,0	0,83	11,72
104,0	0,86	13,62
113,0	0,89	15,52
122,0	0,91	17,39
131,0	0,93	19,17
140,0	0,94	20,84
149,0	0,94	22,32
158,0	0,94	23,55
167,0	0,94	24,43
176,0	0,92	24,82
188,2	0,83	23,07

Tabella 5 – Verifica idraulica tubazione in PVC SN8 De 200 mm, pendenza 5,00 m/km

La tubazione in PVC SN 8 De 200 mm con una pendenza pari a 5,00 m/km è in grado di smaltire una portata massima pari a 24,81 l/s con una velocità di 0,92 l/s ed un'altezza nel tubo pari a 176,00 mm (grado di riempimento pari a 94 %), mentre con un grado di riempimento pari all'80% si ha una portata pari a 22,55 l/s ovvero con un ampio margine rispetto alle previsioni di utilizzo (portata di prima pioggia da disoleare pari a 17,78 l/s).

9. POZZI PERDENTI

Le acque meteoriche verranno smaltite negli strati superficiali del terreno mediante un sistema di dispersione costituito da pozzi perdenti.

Il dimensionamento dei pozzi perdenti va eseguito confrontando le portate in arrivo al sistema (idrogramma di piena di progetto) con la capacità d'infiltrazione del terreno e con il volume immagazzinato dal sistema; tale confronto può essere espresso con la seguente equazione:

$$(Q_p - Q_f) \cdot \Delta t = \Delta W$$

dove: Q_p è la portata influente (idrogramma di piena di progetto) in m^3/s ; Q_f è la portata infiltrata in m^3/s ; Δt è l'intervallo di tempo in secondi e ΔW è la variazione del volume infiltrato nel mezzo filtrante nell'intervallo Δt in m^3 .

La portata infiltrata Q_f di ogni singolo pozzo può essere calcolata con la seguente espressione:

$$Q_f = K \cdot J \cdot A_f = \frac{K}{2} \cdot \left(\frac{L + z}{L + z/2} \right) \cdot A_f$$

dove K è permeabilità del terreno in m/s ; J è la cadente piezometrica; z lo strato drenante del pozzo in metri; L il dislivello tra il fondo del pozzo e il sottostante livello di falda in metri; A_f la superficie orizzontale drenante effettiva, calcolabile come quella di un anello di larghezza $z/2$ attorno al pozzo (non si tiene conto della capacità drenante del fondo del pozzo per via della sua possibile occlusione).

Considerando la cadente pari a 1 (può essere posta pari a 1 qualora il tirante idrico della superficie filtrante sia trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie piezometrica della falda sia convenientemente al di sotto del fondo disperdente), lo strato drenante z pari all'altezza utile del pozzo H e D il diametro del pozzo, l'espressione precedente risulta essere:

$$Q_f = \frac{K}{2} \cdot [(D + H)^2 - D^2] \cdot \frac{\pi}{4}$$

Pertanto il volume immagazzinato ΔW dovrà essere minore o uguale a zero e sarà pari alla somma del volume delle piogge W_{PC} (pari a $Q_p \times t$), del volume disperso totale dai pozzi perdenti W_{FT} (pari a $Q_f \times t \times n^{\circ} \text{pozzi}$) e dal volume accumulato all'interno dei pozzi W_{FC} (pari al volume del manufatto in calcestruzzo armato e del rinfiacco in ghiaia).

Visti i risultati delle prove eseguite dal dott. Cortiana,, si assume un coefficiente di permeabilità medio pari a $3,80 \times 10^{-4} \text{ m/s}$.

Ciascun pozzo sarà realizzato con anelli perdenti prefabbricati in calcestruzzo, diametro interno 234 cm (diametro esterno pari a 250 cm e altezza 50 cm) con sottofondo (15 cm per i pozzi a servizio della rete delle coperture e 50 cm per i pozzi a servizio del parcheggio) e rinfiacco (spessore medio 70 cm) in ghiaia.

RETE PARCHEGGIO

tempo	tempo	portata pioggia	capacità dispersa da ogni pozzo	volume disperso da ogni pozzo nell'intervallo di tempo	volume disperso dagli n pozzi nell'intervallo di tempo	volume piogge	volume disperso dagli n pozzi	volume cumulato dagli n pozzi	volume immagazzinato dal sistema pozzi+terreno
t [min]	t [s]	Q_p [l/s]	Q_f [mc/s]	W_f [mc]	W_{POZZI} [mc]	W_{PC} [mc]	W_{FT} [mc]	W_{FC} [mc]	ΔW
0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
5	300	31,49	0,00530	1,5888	6,3552	9,45	6,36	135,46	-132,37
10	600	34,93	0,00530	1,5888	6,3552	19,92	12,71	135,46	-128,24
15	900	40,29	0,00530	1,5888	6,3552	32,01	19,07	135,46	-122,51
20	1200	50,79	0,00530	1,5888	6,3552	47,25	25,42	135,46	-113,63
25	1500	105,13	0,00530	1,5888	6,3552	78,79	31,78	135,46	-88,45
27	1620	129,65	0,00530	1,5888	6,3552	117,68	38,13	135,46	-55,91
30	1800	92,88	0,00530	1,5888	6,3552	145,54	44,49	135,46	-34,40
35	2100	53,25	0,00530	1,5888	6,3552	161,52	50,84	135,46	-24,78
40	2400	44,26	0,00530	1,5888	6,3552	174,80	57,20	135,46	-17,85
45	2700	39,10	0,00530	1,5888	6,3552	186,53	63,55	135,46	-12,48
50	3000	35,60	0,00530	1,5888	6,3552	197,21	69,91	135,46	-8,15
55	3300	33,02	0,00530	1,5888	6,3552	207,12	76,26	135,46	-4,60
60	3600	31,00	0,00530	1,5888	6,3552	216,42	82,62	135,46	-1,66

Tabella 6 – Dati idraulici di dimensionamento dei pozzi perdenti a servizio del parcheggio

Come si evince dalla tabella per smaltire le portate previste è necessario realizzare n°4 pozzi perdenti di diametro interno 2,34 m, altezza utile pari a 3,30 m e altezza interna del manufatto pari a 4,50 m. A favore di sicurezza si prevede di realizzare i pozzi PP1 e PP2 con altezza utile pari a 3,30 m e i pozzi PP3 e PP4 con altezza utile pari a 3,60 m (altezza interna di tutti i manufatti pari a 4,50 m).

RETE COPERTURA

tempo	tempo	portata pioggia	capacità dispersa da ogni pozzo	volume disperso da ogni pozzo nell'intervallo di tempo	volume disperso dagli n pozzi nell'intervallo di tempo	volume piogge	volume disperso dagli n pozzi	volume cumulato dagli n pozzi	volume immagazzinato dal sistema pozzi+terreno
t [min]	t [s]	Q_p [l/s]	Q_f [mc/s]	W_f [mc]	W_{POZZI} [mc]	W_{PC} [mc]	W_{FT} [mc]	W_{FC} [mc]	ΔW
0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
5	300	11,23	0,00616	1,8476	5,5428	3,37	5,54	106,62	-108,79
10	600	17,08	0,00616	1,8476	5,5428	8,49	11,09	106,62	-109,21
15	900	19,54	0,00616	1,8476	5,5428	14,35	16,63	106,62	-108,89
20	1200	24,17	0,00616	1,8476	5,5428	21,60	22,17	106,62	-107,19
25	1500	45,45	0,00616	1,8476	5,5428	35,24	27,71	106,62	-99,10
27	1620	56,78	0,00616	1,8476	5,5428	52,27	33,26	106,62	-87,60
30	1800	51,63	0,00616	1,8476	5,5428	67,76	38,80	106,62	-77,66
35	2100	28,30	0,00616	1,8476	5,5428	76,25	44,34	106,62	-74,71
40	2400	22,87	0,00616	1,8476	5,5428	83,11	49,89	106,62	-73,39
45	2700	19,99	0,00616	1,8476	5,5428	89,11	55,43	106,62	-72,94
50	3000	18,11	0,00616	1,8476	5,5428	94,54	60,97	106,62	-73,05
55	3300	16,73	0,00616	1,8476	5,5428	99,56	66,51	106,62	-73,57
60	3600	15,67	0,00616	1,8476	5,5428	104,27	72,06	106,62	-74,41

Tabella 7 – Dati idraulici di dimensionamento dei pozzi perdenti a servizio della copertura

Come si evince dalla tabella per smaltire le portate previste è necessario realizzare n°3 pozzi perdenti di diametro interno 2,34 m, altezza utile pari a 3,70 m e altezza interna del manufatto pari a 4,50 m.

10. VERIFICA STATICA

La condotta interrata ed il suolo in cui essa è immersa costituiscono una struttura che, sotto l'azione dei carichi e dei sovraccarichi, deve risultare stabile nel tempo. Per tale motivo si deve procedere alla verifica statica della condotta nella sua condizione di esercizio, protratta negli anni secondo un orizzonte temporale congruente con la durata ipotizzata della rete fognaria.

Nel presente progetto è previsto l'impiego di tubazioni in PVC SN8.

Le tubazioni in PVC sono tubazioni flessibili: sono definiti *tubi flessibili* quelli in cui la sollecitazione esterna può causare mutamenti di forma della sezione circonferenziale (cioè si può deformare) senza causare danni. La deformazione, a breve o lungo termine, può raggiungere valori anche elevati, non compatibili con il corretto funzionamento della canalizzazione, senza che il tubo presenti danni alla struttura o sintomi di collasso. Sono tubi rigidi quelli in cemento, fibrocemento, ghisa, grès, acciaio mentre sono flessibili il PVC, PRFV, PE, PP ed i tubi in materie plastiche in genere.

La flessibilità (o meglio la deformabilità) in senso circonferenziale dipende dal valore della rigidezza circonferenziale.

La rigidezza circonferenziale è il parametro che caratterizza i tubi flessibili e, in relazione alla sua dipendenza sia dai dati geometrici (momento d'inerzia di parete) che dalle caratteristiche del materiale (modulo di elasticità), si definisce geometricamente per i tubi a parete piena e con valori ben definiti del modulo di elasticità e sperimentalmente per altro tipo di tubo con parete complessa o materiali compositi.

In termini tecnici, la rigidezza è definita come:

$$SR = E I / rm^3$$

espressa in kN/m^2 (norme DIN)

in cui:

- E = modulo elastico circonferenziale del materiale
- $I = s^3/12$ = momento di inerzia di parete
- s = spessore della parete
- rm = raggio sull'asse neutro.

oppure secondo la notazione adottata da ISO ed EN basata sul diametro medio:

$$SN = E I / Dm^3$$

espressa ancora in kN/m^2 .

Ne consegue un rapporto $SR = 8SN$.

Nel contesto delle condotte, "flessibile" significa deformabile nella direzione del diametro verticale.

Nella valutazione del concetto di "flessibilità", il modulo di elasticità del materiale riveste una particolare importanza.

Tutti i tubi flessibili soggetti a carico esterno interagiscono con il sistema "terreno di riempimento - pareti della trincea" (o pressione del terreno circostante nel caso di trincea larga o terrapieno), che si oppongono alla deformazione. I tubi flessibili, proprio grazie alla loro deformabilità, sono in grado di trasmettere i carichi lateralmente sul terreno.

Il comportamento di una tubazione flessibile qualsiasi soggetta a carico può essere ricondotta a quella delle strutture ad arco, in cui i carichi si scaricano sugli estremi.

Nelle teorie comunemente utilizzate per il calcolo della deformazione, l'analisi della struttura tubo - terreno si semplifica assumendo che le deformazioni nel tubo siano piane ed il tubo sia equivalente ad un cilindro di lunghezza infinita e di piccolo spessore, e considerando inoltre che il terreno reagisca elasticamente.

L'analisi del sistema strutturale tubo flessibile - terreno è stata sviluppata nell'Università dello Iowa da Spangler e Marston. L'equazione di Spangler è stata poi modificata, sulla base degli studi di Barnard ed altri, nella forma comunemente accettata per il calcolo della deformazione dei tubi flessibili.

Tale formula si presenta come:

$$\text{deformazione} = (\text{carico sul tubo}) / (\text{rigidezza del tubo} + \text{rigidezza del terreno})$$

Nella formula non compaiono direttamente i dati relativi alla trincea, che influiscono invece sul calcolo del carico.

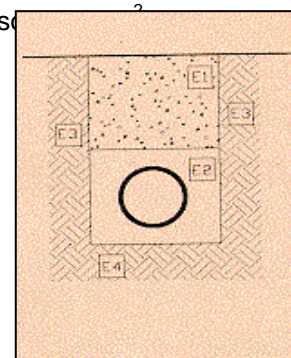
Interazione tubo-terreno

In tutte le tubazioni posate in scavo e soggette a carichi esterni si verifica un'interazione tra tubo, materiale di riempimento e parete dello scavo.

In termini pratici il complesso "materiale di riempimento-pareti dello scavo" si oppone alla deformazione ed alla rottura della tubazione. Maggiore è la "rigidezza" del materiale di riempimento e della struttura intorno alla tubazione, maggiore è la resistenza della canalizzazione alle sollecitazioni esterne.

La reazione del complesso "riempimento-terreno" è da porsi in relazione al modulo di elasticità "E" del terreno di riempimento, che a sua volta dipende fortemente dal grado di compattazione, ed a quello, inalterato, delle pareti dello scavo.

In genere si utilizzano metodi di calcolo (derivanti dagli studi di Spangler, Watkins, Barnard) che tengono in considerazione il fatto che il valore di "E" (modulo elastico o modulo di resistenza passiva del terreno di riempimento) non è costante, mentre invece risulta costante, ai fini pratici, il fattore $E' = E \cdot r$ (ove r è il raggio della condotta), chiamato "modulo di deformazione" o "modulo elastico" (espresso



Sono definiti come:

- E1 modulo elastico del terreno sovrastante la tubazione (riempimento);
- E2 modulo elastico del rinfianco (terreno che circonda il tubo);
- E3 modulo elastico del terreno in sito (ai fianchi dello scavo);
- E4 modulo elastico del terreno in sito (fondo scavo senza letto di posa).

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori di E' , dell'angolo di attrito interno del terreno " ϕ " ed il peso specifico del terreno " γ " in funzione del tipo di materiale e della percentuale di compattazione.

VALORI DI E1 ED E2 in N/mm ²	CLASSE DI RINFIANCO O DI REINTERRO			
	1	2	3	4
Argilla e terreni a grana molto fine	0,6	1,5	2	5
Limi e terreni a grana fine	0,8	2	3	7
Sabbia e terreni a grana media	1,2	3	4	10
Ghiaia e terreni a grana grossa	2	6	9	20

Classe del terreno di rinterro e rinfianco:

- 1 rinterro o rinfianco senza compattazione (terreno scaricato alla rinfusa);
- 2 rinterro o rinfianco con livello scarso di compattazione;
- 3 rinterro o rinfianco con livello medio di costipamento;
- 4 rinterro o rinfianco con ottimo livello di compattazione (ripristino condizioni in sito).

TIPO DI TERRENO IN SITO	ϕ (°)	γ (KN/M ³)	E3-E4 (MPa)
Argilla e terreni a grana molto fine	20	20	5
Limi e terreni a grana fine	25	20	7
Sabbia e terreni a grana media	30	20	10
Ghiaia e terreni a grana grossa	35	20	20

ϕ = angolo di attrito interno del terreno in gradi

γ = peso specifico del terreno in kN/m³

Calcolo dei carichi gravanti sulla condotta

Qualsiasi tubazione posata in scavo o in terrapieno è soggetta a carichi esterni, dovuti al peso del materiale di ricoprimento ed agli eventuali manufatti gravanti sullo stesso, definiti carichi statici, ed ai carichi dinamici dovuti al passaggio di mezzi terrestri sulla verticale o in prossimità della condotta.

Nella seguente tabella sono riportati i dati utilizzati per la verifica statica della tubazione in analisi.

Dati di progetto	U.M.	Tubazione
------------------	------	-----------

Materiale tubazione		PVC
Comportamento della tubazione		flessibile
De Diametro esterno	mm	200
Di Diametro interno	mm	188,2
Sp Spessore	mm	5,9
B _f Larghezza scavo	m	0,60/1,50
H Altezza ricoprimento max	m	1,57
H Altezza ricoprimento min	m	0,71
H _f Altezza del sottofondo	m	0,15
β Angolo formato dalla scarpata dello scavo con l'orizzontale	gradi	90
Rinterro		Sabbia e terreni a grana media
Classe del terreno di rinfianco		3
Classe di rinterro		3
Tipo sezione di scavo		Rilevato
Condizioni di traffico		Pesante

Tabella 8 – Dati necessari per la verifica statica della tubazione in PVC SN 8 De 200 mm

<i>Dati di progetto</i>	<i>U.M.</i>	<i>Tubazione</i>
Materiale tubazione		PVC
Comportamento della tubazione		flessibile
De Diametro esterno	mm	250
Di Diametro interno	mm	235,40
Sp Spessore	mm	7,30
B _f Larghezza scavo	m	0,60
H Altezza ricoprimento max	m	1,16
H Altezza ricoprimento min	m	0,83
H _f Altezza del sottofondo	m	0,15
β Angolo formato dalla scarpata dello scavo con l'orizzontale	gradi	90
Rinterro		Sabbia e terreni a grana media
Classe del terreno di rinfianco		3
Classe di rinterro		3
Tipo sezione di scavo		Rilevato
Condizioni di traffico		Pesante

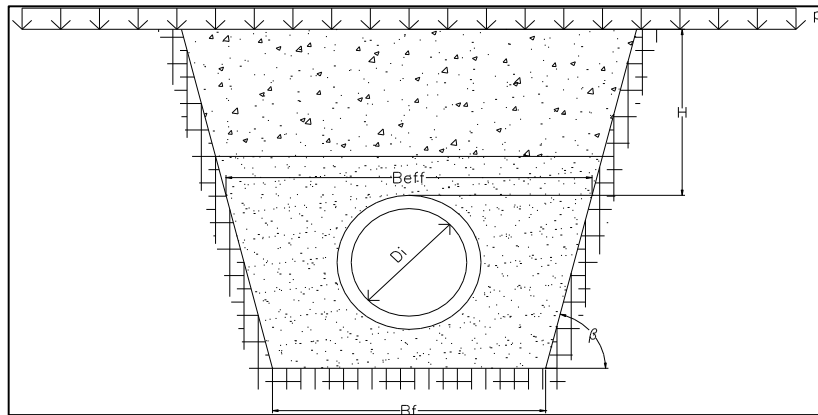
Tabella 9 – Dati necessari per la verifica statica della tubazione in PVC SN 8 De 250 mm

<i>Dati di progetto</i>	<i>U.M.</i>	<i>Tubazione</i>
Materiale tubazione		PVC
Comportamento della tubazione		flessibile
De Diametro esterno	mm	315
Di Diametro interno	mm	296,60
Sp Spessore	mm	9,20
B _f Larghezza scavo	m	1,20
H Altezza ricoprimento max	m	1,19
H Altezza ricoprimento min	m	0,97
H _f Altezza del sottofondo	m	0,15
β Angolo formato dalla scarpata dello scavo con l'orizzontale	gradi	90
Rinterro		Sabbia e terreni a grana media
Classe del terreno di rinfianco		3
Classe di rinterro		3
Tipo sezione di scavo		Rilevato
Condizioni di traffico		Pesante

Tabella 10 – Dati necessari per la verifica statica della tubazione in PVC SN 8 De 315 mm

<i>Dati di progetto</i>	<i>U.M.</i>	<i>Tubazione</i>
Materiale tubazione		PVC
Comportamento della tubazione		flessibile
De Diametro esterno	mm	400
Di Diametro interno	mm	376,60
Sp Spessore	mm	11,70
B _f Larghezza scavo	m	0,80
H Altezza ricoprimento max	m	0,98
H Altezza ricoprimento min	m	0,83
H _f Altezza del sottofondo	m	0,15
β Angolo formato dalla scarpata dello scavo con l'orizzontale	gradi	90
Rinterro		Sabbia e terreni a grana media
Classe del terreno di rinfianco		3
Classe di rinterro		3
Tipo sezione di scavo		Rilevato
Condizioni di traffico		Pesante

Tabella 11 – Dati necessari per la verifica statica della tubazione in PVC SN 8 De 400 mm



Analisi del carico dovuto al terreno

Il carico dovuto al peso del terreno sulla generatrice superiore del tubo, per unità di lunghezza, è dato dalla seguente formula:

$$Q_1 = C_e \cdot De^2 \cdot \gamma$$

con:

$$C_e = 0,1 + 0,85 \cdot (H / De) + 0,33 \cdot (H / De)^2 \text{ per } H/De \leq 2,66$$

$$C_e = 0,1 + 1,68 \cdot (H / De) \text{ per } H/De > 2,66$$

Analisi del carico stradale

La pressione esercitata sul condotto dal carico stradale è calcolata in base alla teoria di Boussinesq (diffusione di un carico circolare in un semispazio omogeneo e isotopo ed elastico) ed è determinata dalla seguente equazione:

$$q_2 = a_F \cdot p_F \cdot \phi$$

dove:

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

$$a_F = 1 - \frac{0,9}{0,9 + \frac{4 \cdot H^2 + H^6}{1,1 \cdot \left(\frac{(De + Di)}{2} \right)^{2/3}}}$$

F_A è il carico sulla superficie considerata, F_E è il carico sulle superfici circostante a quella considerata, r_E è la distanza del baricentro della superficie considerata dal baricentro dei carichi circostanti, r_A è il raggio medio equivalente della superficie con carico F_A e ϕ è il coefficiente di incremento dinamico. Nella tabella seguente sono riportati i valori di F_A , F_E , r_A , r_E e ϕ in funzione della classe della strada (grande, medio, leggero traffico) a norma DIN 1072.

Classe Strada	Veicolo	Peso tot.	F_A (KN)	F_E (KN)	r_A (m)	r_E (m)	ϕ
Grande traffico	HLC 60	600 KN	100	500	0,25	1,82	1,2
Medio traffico	HLC 30	300 KN	50	250	0,18	1,82	1,4
Traffico leggero	HGV 12	120 KN	40	80	0,15	2,26	1,5

Dalla pressione sull'estradosso della tubazione dovuta al carico stradale q_2 è possibile risalire al carico per unità di lunghezza del tubo:

$$Q_2 = q_2 \cdot De$$

Carico agente sulla tubazione

Il carico totale agente sulla tubazione per unità di lunghezza Q_{tot} è dato dalla somma dei carichi Q_1 e Q_2 .

Q_{tot} è la forza sollecitante la condotta immersa nel terreno e sottoposta ai vari carichi statici e dinamici definiti nei paragrafi precedenti. Questa forza va confrontata, per le tubazioni rigide, con la resistenza caratteristica del tubo espressa solitamente attraverso il suo carico di rottura F_N , determinato in laboratorio e fornito dalle aziende produttrici, mentre per le tubazioni flessibili, moltiplicata per un fattore di sicurezza posto pari a 1,5, permette di determinare il grado di deformazione del tubo, che deve risultare inferiore al 5% del diametro della condotta stessa (secondo quanto stabilito dalle norme UNI).

Nelle reali condizioni di impiego la forza sollecitante la condotta diminuisce per effetto delle azioni di supporto del terreno. La sollecitazione definitiva (F_s) della condotta posata nello scavo si ottiene, pertanto, dividendo la forza ottenuta in precedenza (moltiplicata per il coefficiente di sicurezza 1,5) per un coefficiente di posa E_z , funzione delle modalità di allettamento del condotto.

I valori di E_z sono:

- $E_z = 1,59 \rightarrow$ Solo sottofondo in sabbia o ghiaietto;
- $E_z = 1,80 \rightarrow$ Sottofondo, rinfianco e ricoprimento in sabbia o ghiaietto;
- $E_z = 2,80 \rightarrow$ Sottofondo in sabbia o ghiaietto e rinfianco in calcestruzzo;
- $E_z = 3,69 \rightarrow$ Totale annegamento in calcestruzzo.

Calcolo deformazione condotta

La deformazione di una condotta flessibile soggetta a una forza sollecitante F_s risulta:

$$\Delta X = \frac{0,125 \cdot T \cdot F_s \cdot 1000}{(E_t / T \cdot (\text{spessore} / De)^3) \cdot 10^6 + 0,0915 \cdot E_t}$$

dove T tiene conto della variazione nel tempo delle caratteristiche del materiale costituente il tubo (per tubazioni in PVC T è posto pari a 1), Et è il modulo di elasticità del tubo (1500 MPa per tubazioni in PVC) ed Ei risulta:

$$E_i = \frac{9 \cdot 10^4 (H + 4)}{\alpha}$$

Il condotto è staticamente verificato se risulta:

$$\frac{\Delta X}{De} \cdot 100 \leq 5$$

Calcoli statici

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati dei calcoli del carico statico, del carico stradale e la verifica di stabilità relativi alle tubazioni in progetto.

Tubazione in PVC SN 8 De 200 mm

Carico dovuto al terreno

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>C_e (-)</i>	<i>Q₁ (kN/m)</i>
200	0,71	6,03	4,82
	1,57	13,25	10,60

Carico stradale

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>p_F (-)</i>	<i>a_F (-)</i>	<i>q₂ (kN/m²)</i>	<i>Q₂ (kN/m)</i>
200	0,71	85,73	0,86	88,80	17,75
	1,57	30,37	0,99	35,96	7,19

Verifica a deformazione

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>Q_t (kN/m)</i>	<i>EZ (-)</i>	<i>F_s (kN/m)</i>	<i>□X/De (%)</i>	<i>Verifica</i>
200	0,71	22,58	1,80	18,82	2,53	< 5 %
	1,57	17,79	1,80	14,83	1,73	< 5 %

La deformazione elastica è inferiore al 5% e pertanto le tubazioni in PVC De 200 mm risultano idonee in ogni condizione.

Tubazione in PVC SN 8 De 250 mm

Carico dovuto al terreno

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>C_e (-)</i>	<i>Q₁ (kN/m)</i>
250	0,83	5,66	7,07
	1,16	7,88	9,85

Carico stradale

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>p_F (-)</i>	<i>a_F (-)</i>	<i>q₂ (kN/m²)</i>	<i>Q₂ (kN/m)</i>
250	0,83	66,83	0,89	71,15	17,79
	1,16	41,63	0,95	47,57	11,89

Verifica a deformazione

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>Q_t (kN/m)</i>	<i>EZ (-)</i>	<i>F_s (kN/m)</i>	<i>□X/De (%)</i>	<i>Verifica</i>
250	0,83	24,86	1,80	20,72	2,19	< 5 %
	1,16	21,74	1,80	18,12	1,81	< 5 %

La deformazione elastica è inferiore al 5% e pertanto le tubazioni in PVC De 250 mm risultano idonee in ogni condizione.

Tubazione in PVC SN 8 De 315 mm

Carico dovuto al terreno

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>C_e (-)</i>	<i>Q₁ (kN/m)</i>
315	0,97	5,30	10,51
	1,19	6,47	12,84

Carico stradale

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>p_F (-)</i>	<i>a_F (-)</i>	<i>q₂ (kN/m²)</i>	<i>Q₂ (kN/m)</i>
315	0,97	52,38	0,91	57,28	18,04
	1,19	40,07	0,95	45,68	14,39

Verifica a deformazione

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>Q_t (kN/m)</i>	<i>EZ (-)</i>	<i>F_s (kN/m)</i>	<i>□X/De (%)</i>	<i>Verifica</i>
315	0,97	28,55	1,80	23,79	1,95	< 5 %
	1,19	27,23	1,80	22,69	1,79	< 5 %

La deformazione elastica è inferiore al 5% e pertanto le tubazioni in PVC De 315 mm risultano idonee in ogni condizione.

Tubazione in PVC SN 8 De 400 mm

Carico dovuto al terreno

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>C_e (-)</i>	<i>Q₁ (kN/m)</i>
400	0,83	3,29	10,54
	0,98	4,17	13,36

Carico stradale

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>p_F (-)</i>	<i>a_F (-)</i>	<i>q₂ (kN/m²)</i>	<i>Q₂ (kN/m)</i>
400	0,83	66,29	0,85	67,92	27,17
	0,98	51,81	0,90	55,93	22,37

Verifica a deformazione

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>Q_t (kN/m)</i>	<i>EZ (-)</i>	<i>F_s (kN/m)</i>	<i>□X/De (%)</i>	<i>Verifica</i>
400	0,83	37,70	1,80	31,42	2,08	< 5 %
	0,98	35,73	1,80	29,77	1,92	< 5 %

La deformazione elastica è inferiore al 5% e pertanto le tubazioni in PVC De 400 mm risultano idonee in ogni condizione.