



COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM (SA)

AREA VI

Lavori pubblici- Opere pubbliche - Servizi idrici integrati -
Programmazione strategica e finanziamenti Europei - BDAP - VAS



ADEGUAMENTO CAMPO SPORTIVO "TENENTE VAUDANO"

Progetto esecutivo approvato con

☐ Delibera di CC ☐ Delibera di GC ☐ Determinazione Dirigenziale
n. _____ del ____/____/2019



RUP: ing. Giovanni Vito BELLO
Progettista: ing. Giovanni Vito BELLO
Collaboratori: ing. Errico TADDEO
arch. Carlo PECORARO

Commissario

Dott.ssa Rosa Maria FALASCA

Segretario Generale

dott. Andrea D'AMORE

1.0	VERSIONE INIZIALE	VEDI DATA DI APPROVAZIONE
VER. N°	NOTE DI VERSIONE	DATA VERSIONE

Calcolo idraulico impianto di irrorazione.

PROGETTO

SERIE

IMP

NUMERO

2.0

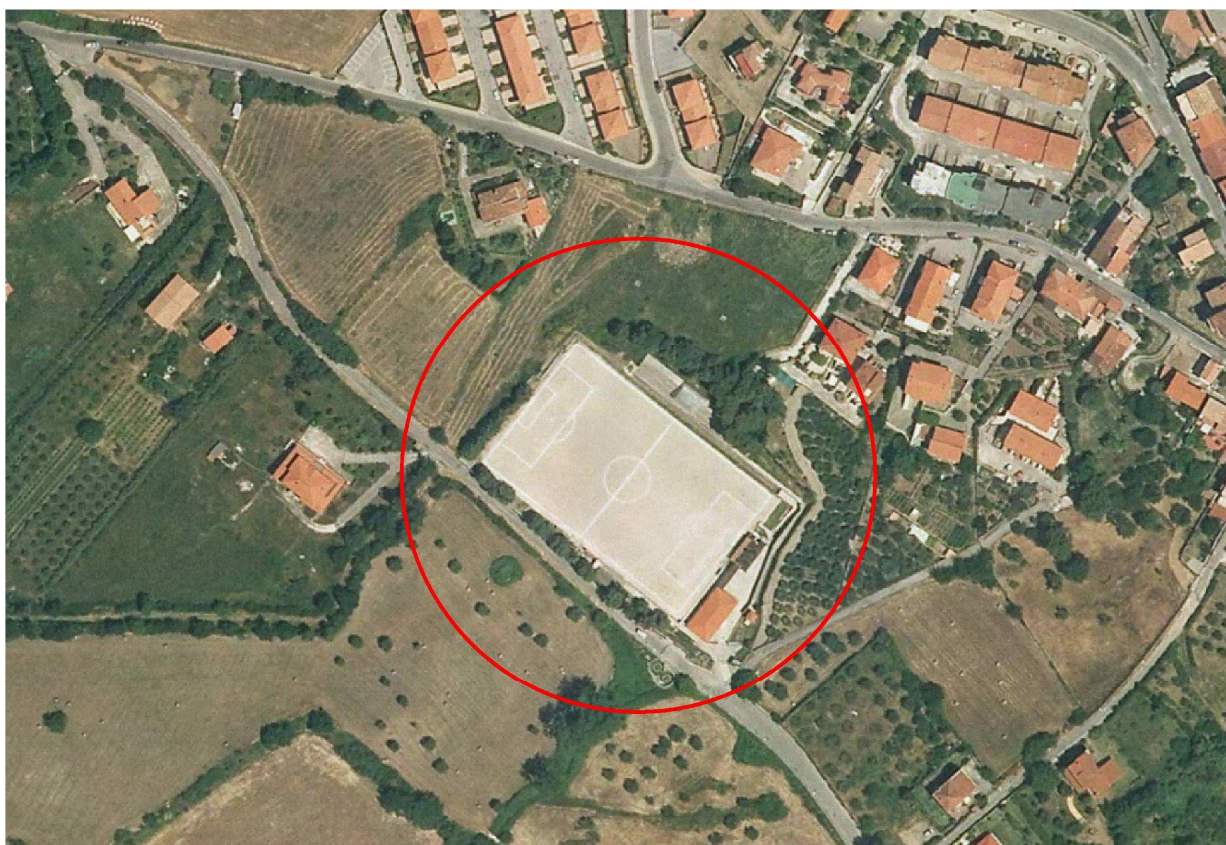
RAPP.

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. SCHEMA DI FUNZIONAMENTO E SCHEMA IDRAULICO.....	4
3. CALCOLO DELL'IMPIANTO.....	6
3.1. CALCOLO DELLA PREVALENZA TOTALE	6
3.2. SCELTA DELLA POMPA	8
3.3. PROBLEMI CONNESSI ALLE VARIAZIONI DI PRESSIONE NELLE CONDOTTE	8

1. PREMESSA

La presente relazione è relativa al calcolo idraulico dell'impianto di irrigazione per il nuovo manto erboso artificiale di ultima generazione da realizzare nell'ambito del progetto di adeguamento del campo sportivo "Tenente Vaudano", sito nel comune di Capaccio Paestum (SA) in località "Capoluogo", nell'area compresa tra via Cupone e via Chiusa di Leone, identificata al NCT al foglio 43, part.n.649.



Il campo di gioco ha dimensioni di 105,00 x 62,00 m, in deroga all'attuale regolamento della F.I.G.C. per la disputa dei campionati di calcio fino alla serie D.

Per il manto erboso il progetto prevede la realizzazione di un impianto di irrigazione a comando elettrico con programmazione automatica, che dispone di rete ad anello perimetrale avente sei erogatori a spruzzo ed a scomparsa tre per lato disposti sui lati lunghi del rettangolo di gioco, fuori dal campo per destinazione, di cui i due centrali con gittata a semicerchio con funzionamento a 180° mentre i quattro angolari con gittata a quarto di cerchio con funzionamento a 90°, tali erogatori avranno gittata di 45 m ciascuno, come da schema riportato nella successiva figura 2, in modo da irrorare il campo in maniera uniforme.

Le tubazioni sono previste in Polietilene ad alta densità PN10 (10 bar) con diametri $\varnothing 110$ e $\varnothing 125$, per l'anello perimetrale al terreno di gioco e le condotte di mandata ed aspirazione

rispettivamente, mentre la stazione di pompaggio sarà costituita da una pompa monostadio ad asse orizzontale con caratteristiche tecniche di seguito calcolate.

2. SCHEMA DI FUNZIONAMENTO E SCHEMA IDRAULICO

L'energia necessaria a far defluire l'acqua dal serbatoio A a quello B ed a compensare le perdite di carico prende il nome di carico totale che deriva dal principio generale della conservazione dell'energia che è stato formulato da Bernoulli. In condizioni ordinarie l'acqua defluisce da un serbatoio posto a quota più alta ad uno posto a quota più bassa. Nel caso in cui si voglia far defluire l'acqua da un serbatoio posto a quota inferiore ad uno posto a quota superiore c'è bisogno di una pompa, ovvero di un dispositivo che trasforma l'energia meccanica in energia idraulica, ovvero fornisce all'acqua l'energia necessaria ad innalzare la pressione (cioè il carico) per ripristinare le condizioni di moto come in fig.1.

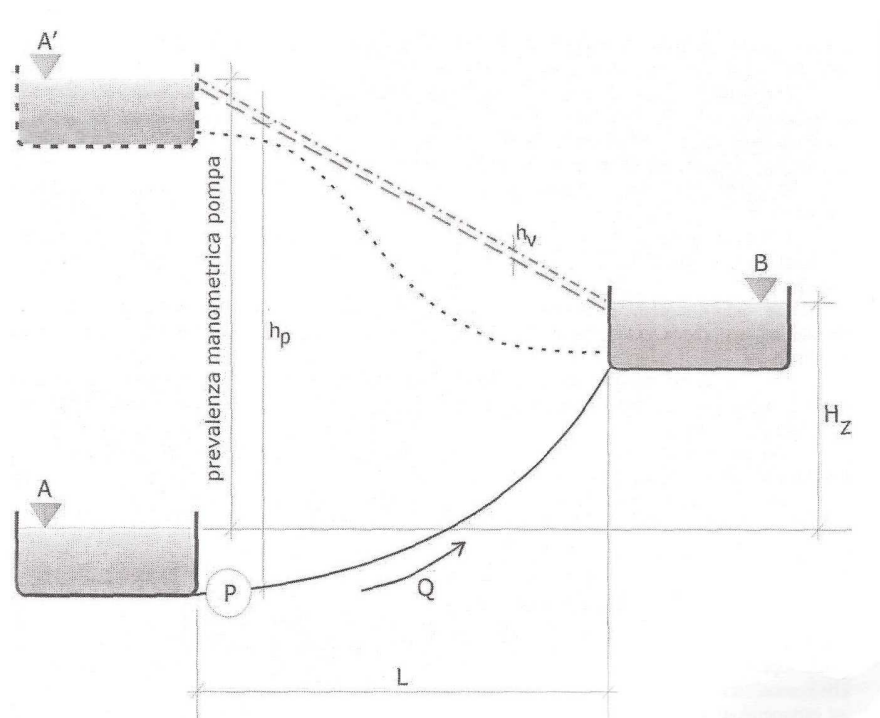


FIG 1

Lo schema idraulico di progetto riportato di seguito in figura 2 prevede due vasche d'accumulo di 10 m^3 , una pompa ad asse orizzontale, una rete di tubazioni in PEAD PN10 (10 bar) che alimentano sei erogatori disposti sui lati lunghi del campo da gioco per destinazione.

Gli erogatori richiedono una pressione di esercizio pari a 6 bar corrispondenti a 5,92 atm con portata minima da garantire di $44,50 \text{ m}^3/\text{h}$, gli ugelli aventi diametro 7mm sono realizzati con nuova tecnologia capace di aumentarne le prestazioni in termini di risparmio di acqua e uniformità in fase di esercizio. L'impianto è stato pensato con il funzionamento di un irrigatore

alla volta e tenuto conto che l'irrigatore più svantaggiato si trova ad una distanza di circa 200 m dalla stazione di sollevamento.

FIG 2

3. CALCOLO DELL'IMPIANTO

Nel calcolo dell'impianto di sollevamento la scelta del diametro iniziale è puramente arbitraria dovendo procedere per successivi tentativi al fine di trovare il miglior compromesso tra costi energetici e costi delle tubazioni. Scelto un valore del diametro piccolo si avrà un basso costo delle tubazioni per contro un alto valore energetico per via delle perdite di carico distribuite elevate, scelto un alto valore del diametro delle tubazioni avremo un valore più elevato del costo delle tubazioni ma un valore inferiore del costo energetico per via delle minori perdite di carico. Quindi la scelta finale dovrebbe seguire un criterio di tipo economico, ossia trovare il minimo valore tra la somma del costo energetico e quello delle tubazioni. Tuttavia l'impianto in progetto prevede un limitato numero di ore di funzionamento per cui il criterio di progettazione seguito ha tenuto conto in maniera marginale della parte economica.

L'operazione più importante quindi risulta il dimensionamento della pompa.

3.1. CALCOLO DELLA PREVALENZA TOTALE

La prevalenza totale H_{tot} (o prevalenza manometrica H_m cioè l'energia effettiva che la pompa cede all'unità di peso del fluido) è data dalla seguente relazione:

$$H_{tot} = H_g + H_e + \Delta H_{tot}$$

In cui H_g è il valore della prevalenza geodetica, H_e è la pressione di esercizio richiesta dagli erogatori, ΔH_{tot} o (Y_m come evidenziato nella seguente figura 3) sono le perdite di carico totali date dalla somma delle perdite di carico distribuite (continue) ΔH_d e quelle localizzate ΔH_l , come evidenziato in Fig.3.

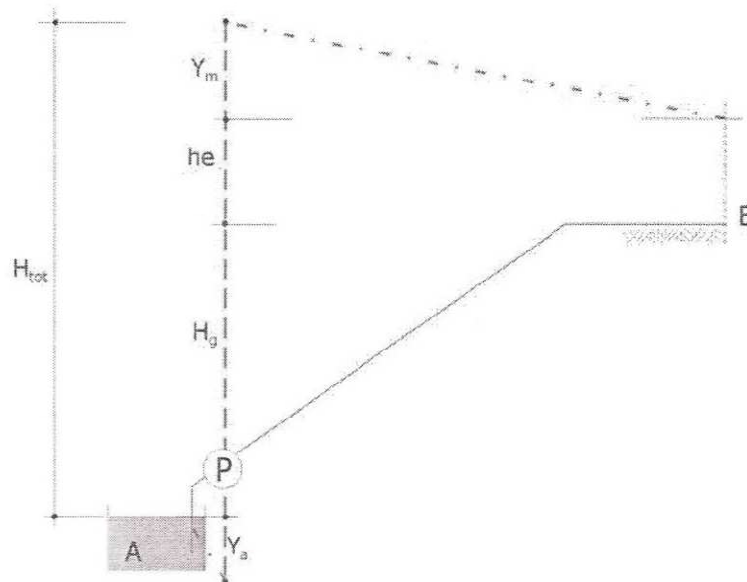


FIG 3

Per il calcolo delle perdite di carico distribuite si è fatto riferimento alla formula di Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{\lambda v^2}{2g D}$$

In cui D è il diametro della condotta, g è l'accelerazione di gravità v è la velocità del fluido nella condotta. Il parametro λ è il coefficiente di frizione che si legge dall'abaco di Moody calcolato con la formula di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon/D}{3.71} \right)$$

conoscendo il numero di Reynolds ed ϵ la scabrezza assoluta:

$$Re = \frac{Q \times D}{\sigma \times \nu}$$

In cui ν è il coefficiente di viscosità cinematica dell'acqua dato da μ coefficiente di viscosità dinamica dell'acqua diviso ρ densità dell'acqua, D il diametro, σ è la sezione che vale π moltiplicato r^2 . Ottenuti tutti questi valori è stato possibile ricavare le perdite di carico distribuite ΔH_d moltiplicando il valore J per la lunghezza delle tubazioni di progetto. Per ottenere le perdite di carico totali ΔH_{tot} sono state calcolate le perdite di carico localizzate dovute a curve, valvole filtri ecc..., tramite la seguente formula:

$$\Delta H_l = \sum \xi \times \rho \times \frac{v^2}{2}$$

In cui ξ è il coefficiente di perdita di carico localizzata, ρ è la densità dell'acqua e v la

velocità, adoperando opportune tabelle per gli elementi inseriti nello schema di impianto di progetto.

I valori di calcolo ottenuti sono riportati nelle tabelle seguenti:

TRATTO	NODI	L	Q	D	D _{eff}	MAT	ε	V	ε/D	σ
		[m]	[m ³ /s]	[m]	[m]		[mm]	[m/s]		[m ²]
L _{SP}	S-P	1	0,02472	0,125	0,102	PEAD	0,02	3,026763	0,000196	0,008167
L _{PA}	P-A	5	0,02472	0,125	0,102	PEAD	0,02	3,026763	0,000196	0,008167
L _{AB}	A-B	200	0,01236	0,110	0,090	PEAD	0,02	1,943855	0,000222	0,006359

TRATTO	NODI	u	Re	λ	J	ΔHd	ΔHl	He	Hg	Hm _{calc}
		[m ² /s]			[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
L _{SP}	S-P	1,006E-06	3,07E+05	0,0235	0,107622	0,107622		61,17	0	61,28
L _{PA}	P-A	1,006E-06	3,07E+05	0,0235	0,107622	0,538112		61,17	0,5	62,21
L _{AB}	A-B	1,006E-06	1,74E+05	0,026	0,055659	11,13183	2,22	61,17	0,5	75,67

3.2. SCELTA DELLA POMPA

Conoscendo la prevalenza manometrica H_m ovvero H_{tot} calcolata nel paragrafo 3.1 si è in grado di poter stabilire la potenza che la pompa deve possedere attraverso la seguente relazione:

$$P = \frac{Hm \times Q \times \gamma}{\eta}$$

In cui γ è il peso specifico dell'acqua Q è la portata di progetto ed η è il rendimento della pompa. Ipotezzando un rendimento della pompa η=0,7 si ottiene una potenza:

P ≈ 27 kW.

Quindi nella scelta della pompa bisogna avere cura, al fine di ottenere un corretto funzionamento dell'impianto di irrigazione, di scegliere un modello di elettropompa monostadio di frequenza di 50 hz adatta alla fornitura elettrica che abbia una potenza

P ≥ 27 kW con prevalenza manometrica Hm ≥ 75 m.

3.3. PROBLEMI CONNESSI ALLE VARIAZIONI DI PRESSIONE NELLE CONDOTTE

Il problema della cavitazione riveste importanza soprattutto nelle pompe centrifughe, esso si presenta in seguito alla forte depressione che si crea all'ingresso della girante. In particolari condizioni tale depressione può scendere sotto il valore della tensione di vapore dell'acqua e generare nuclei di gas (bolle), tale bolle implodono sulle pale della girante e creano erosione della girante portando gravi danni alla pompa.

Una pompa con tali problemi diminuisce nel suo rendimento ed eroga portate irregolari ed instabili, ne derivano cadute repentine di prestazione.

Al fine di prevenire tale fenomeno si adottano:

- Pompe monostadio
- Diametri non troppo piccoli e limitate lunghezze della condotta di aspirazione
- Accorgimenti onde evitare variazione della temperatura del liquido aspirato

Il problema del colpo d'ariete o fenomeni di moto vario, legati soprattutto alla brusca chiusura delle valvole o altri fenomeni di interruzione del flusso e quindi della velocità provocano aumento di pressione spesso preceduta da un'onda di depressione. L'aumento di pressione si ripercuote sia sulle tubazioni che sugli organi ad esse collegati. Al fine di prevenire tale fenomeno si adottano:

- Sistemi di chiusura lenta delle valvole
- Velocità di progetto nelle condotte non troppo elevate
- Cassa di espansione e valvole di ritegno a salvaguardia della pompa