



# COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM

(Provincia di Salerno)

PROGETTO:

LAVORI DI SOMMA URGENZA PER IL RIPRISTINO DELLA CONDOTTA  
SOTTOMARINA DI SCARICO NEL COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM

## PROGETTO ESECUTIVO

TAV. N°

A.1

ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICO  
CONDOTTA SOTTOMARINA

SCALA	
DATA	FEBBRAIO 2018
AGGIOR.	

IL PROGETTISTA

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



AREA IV  
Il Responsabile del Servizio I  
Dottore in Ingegneria  
Christian FRANCO

## **1. Descrizione degli interventi**

L' intervento prevede la realizzazione delle seguenti opere:

- Vasca di sollevamento da realizzarsi con struttura in cemento armato gettato in opera, completo di n°2 + 2 pompe di 45 kw di potenza e di gruppo elettrogeno;
- n°2 condotte di mandata in PEAD del diametro di 630 mm, convoglianti le acque provenienti dall' impianto di sollevamento alle condotta sottomarine.

## **2. Valutazione delle portate**

L'apporto delle acque nere risulta dalle seguenti valutazioni:

- come si evince dalla relazione tecnica allegata al progetto esecutivo dei lavori di adeguamento dell'impianto di depurazione Varolato redatto in data febbraio 2012 ed appaltato nel 2013 i dati di progetto sono i seguenti:

- popolazione servita :170.000 abitanti serviti così distinti:

• Residenti	20.000	unità
• Industria a.e.	24.700	unità
• Turisti	<u>125.300</u>	unità
Sommano	170.000	unità

- dotazione idrica 200 lt/ab.x g
- coefficiente di riduzione 80%
- carico idraulico specifico  $200 \times 0.80 = 160$  l/ab x g  
 $170.000 \times 160 / 86400 = 314,81$  l/s

Per il corretto dimensionamento del collettore fognario, è necessario determinare:

- la portata media;
- la portata di punta;

per questo motivo è stato ipotizzato un coefficiente di afflusso in fogna pari a  $cf = 0,8$  ed un coefficiente di punta CP calcolato secondo la formula di Rich (1980) e comunque non superiore a 2,0:

$$CP = 15,85 \times P^{-0,167}$$

$$C_{max} = 5 \times P^{-1/5} \quad (\text{con } P \text{ in migliaia}) = 5 \times 170000^{-1/5} =$$

$$C_{min} = 0.2 \times P^{-1/5} \quad (\text{con } P \text{ in migliaia}) = 0.2 \times 170000^{-1/5} =$$

in cui P è la popolazione definita come numero di abitanti equivalenti in migliaia.

si considera un coefficiente di diluizione pari a 2.0

$$Q_p = 314,81 \times 2.0 = 629,62 \text{ l/s}$$

Si prevede la completa ristrutturazione della condotta sottomarina con la realizzazione anziché di un unico tubo del 1000 mm in vetroresina ,con una doppia condotta del 630 mm cadauna in PEAD PE 100 SDR 17 PN 10 ,a partire dall'impianto di carico costituito dalla vasca indicata come torino piezometrico in località Varolato Mare ed un prolungamento delle due condotte ,complete di

diffusore, fino alla batimetrica -26,00 e quindi per una lunghezza complessiva di ml. 5.406,90, compreso il tratto a terra in località Sterpina fino ad arrivare alla battigia.

### **3. Criteri utilizzati nel dimensionamento idraulico**

Per il dimensionamento del tratto fognario a gravità del diametro di 630 mm in PEAD PE 100, utilizzando i valori di portata sopraindicati, si è ipotizzato, a favore di sicurezza, che nelle sezioni terminali dei condotti si instaurino condizioni di moto uniforme. Sotto tali condizioni si è utilizzata la formula di Chèzy:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{Ri} \quad (1)$$

dove

Q portata media nel condotto (m<sup>3</sup>/s)

A sezione liquida della corrente (m<sup>2</sup>)

R raggio idraulico (m)

i pendenza media del tratto

la resistenza al moto C può venire espressa, ad esempio, secondo la seguente relazione di Manning:

$$C = \sqrt[4]{R/n}$$

sostituendo nella (1) la precedente, si ottiene la relazione monomia:

$$Q = \sqrt[3]{R^{2/n}} \times A \sqrt{i}$$

Il coefficiente che esprime la scabrezza secondo Manning viene assunto, per la verifica delle tubazioni in PEAD di progetto un valore pari a 0,015; per la verifica delle tubazioni esistenti riportate nei capitoli successivi si è utilizzato un valore pari a 0,015.

Per procedere al dimensionamento delle condotte si è assunto uno spettro di variabilità del rapporto di riempimento, per le portate di piena, minore di 0,80.

Si è inoltre assunta quale massima velocità dei liquami nelle condotte in progetto, durante eventi meteorici, e quindi con le portate di massima diluizione da convogliare alla condotta sottomarina, il valore di  $U = 4 \div 5$  m/s.

### **4. Caratteristiche geometriche dei canali a sezione circolare.**

Per la determinazione delle dimensioni e delle grandezze idrauliche dei condotti a sezione circolare, sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$h = D/2 [1 - \cos(\alpha/2)] \quad \text{altezza d'acqua}$$

$$B_s = D \cdot \sin(\alpha/2) \quad \text{larghezza superficiale}$$

$$A = D^2/8 \times [\alpha - \sin \alpha] \quad \text{sezione liquida}$$

$$P = D/2 \cdot \alpha \quad \text{contorno bagnato}$$

$$R = A/P = D/4 [1 - \sin \alpha / \alpha] \quad \text{raggio idraulico}$$

$h_{ft2} = h_{ft1} - L \cdot i$

quote di fondo tubo

$i$

pendenza media

## **5. Calcolo dell' impianto di sollevamento**

La stazione di sollevamento, in conformità a quanto previsto dal piano stralcio dell'ATO 4 Sele è stata proporzionata per una portata pari a:

$$Q = 629,62 \text{ l/s} \quad (2.266,56 \text{ mc/h}).$$

La vasca di accumulo è stata progettata in maniera tale da garantire un tempo di accumulo pari a 6 minuti, valore accettabile per la portata in esame e compatibile con gli spazi a disposizione per la realizzazione della stessa; tale volume è risultato pari a:

$$W = Q \times T / 60 = 2.266,56 \times 6 / 60 = 226,65 \text{ mc}$$

Al fine di contenere il più possibile le volumetrie dell' impianto di sollevamento, non si è tenuto conto dell' effetto di laminazione determinato dal volume di acque reflue eventualmente contenuto dalla condotta di alimentazione dell' impianto in regime di moto uniforme, in quanto trattasi di condotta premente proveniente dall'impianto di depurazione.

Pertanto, il volume della vasca strettamente necessario è risultato pari a:

Considerando che essa ha una superficie quadrata netta in pianta pari a  $S = 120 \text{ m}^2$  ( $10,70 + 4 = 14,70 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ ), si ottiene la seguente altezza minima di calcolo:

$$\Delta h = W_v / S = 226,65 / 120 = 1,93 \text{ m}$$

Dal calcolo precedente si ottiene un'altezza pari a 1.93 metri, che rappresenta l'altezza per ottenere il minimo volume tecnico della vasca di accumulo; nella progettazione della vasca si è assegnato pertanto un' altezza di 2.10 m del volume utile.

A tale valore si dovrà aggiungere un'altezza pari a 0,65 metri nel comparto delle apparecchiature per garantire che la pompa sia sempre sommersa, più un franco di 0,10 metri per avere il fondo del tubo di arrivo sempre al di sopra del massimo livello che si raggiunge nella vasca di accumulo; i chiarimenti in merito si desumono dai particolari costruttivi allegati.

La prevalenza totale da considerare ai fini del calcolo è costituita da un'aliquota dovuta al dislivello geodetico, da una dovuta alle perdite di carico distribuite e da una dovuta alle perdite di carico localizzate, e da una serie di perdite di carico dovute alle caratteristiche geometriche ed ambientali della condotta sottomarina.

I calcoli delle perdite di carico si basano sul concetto che le tubazioni siano completamente piene e che il liquido pompato sia acqua pressappoco pulita.

Densità:  $1000 \text{ kg/m}^3$  viscosità cinetica:  $1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Unità di misura: secondo il SI

Accelerazione di gravità:  $9,81 \text{ m/s}^2$

Descrizione del calcolo delle perdite di carico:

$$H_{tot} = H_{geo} + H_f$$

$$H_{tot} = \text{Prevalenza totale}$$

$$H_{geo} = \text{Prevalenza geodetica}$$

$$H_f = \text{Perdite di carico}$$

Le perdite di carico sono divise in due parti:

$$h_f = h_{fl} + h_{pl}$$

dove  $h_{fl}$  = perdite di attrito,  $h_{pl}$  = perdite localizzate

Le perdite di attrito sono state calcolate utilizzando il metodo di Colebrook-White :

$$h_{fl} = \lambda \frac{V^2 l}{2 g d}$$

"l" indica la lunghezza del tratto di tubazione

"d" il diametro interno

"v" la velocità del fluido

"g" l'accelerazione di gravità

"λ" il coefficiente di attrito

Il termine "λ" risulta in funzione del numero di Reynolds (Re)

$$Re = \frac{V d}{\nu}$$

"ν" indica la viscosità cinematica

e della scabrezza relativa:  $E / d$

Una espressione del coefficiente "λ" internazionalmente accettata (Hydraulic Institute -USA) è quella proposta dal Colebrook per tubi circolari in pressione:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ 0,27 \left( \frac{E}{d} \right) + \left( \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \right]$$

La risoluzione di questa espressione può avvenire o tramite diagrammi (ricordiamo quello di Moody proposto dalla American Society of Mechanical Engineers) o risolvendo iterativamente l'espressione stessa. Questa seconda soluzione è stata quella utilizzata nel calcolo della tubazione dopo aver imposto la velocità in condotta  $V = 1,3$  m/s.

Oltre alle perdite generate dall'attrito vanno valutate le perdite dovute alla presenza di variazioni nella direzione del flusso e note con il nome di perdite di carico concentrate.

La loro entità è valutata sulla base di una frazione o di un multiplo dell'energia cinetica.

$$\text{Perdite di carico concentrate} = \sum (K) \cdot \frac{V^2}{2 g}$$

Il valore del coefficiente "K" dipende essenzialmente dal tipo del componente che si frappone al flusso o dalla sua geometria.

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive con i calcoli svolti :

- Tratto 1 nella stazione di sollevamento (pompa / collettore)

#### Perdite concentrate tratto 1

	K	n°
Piede acc.	0,3	1
Curva a 90°	0,24	1
Saracinesca	0,15	1
Innesto a T	0,6	1
Valvola di ritegno	0,3	1
Sbocco	1	
Totale	2,60	5

### Tabella di calcolo tratto 1

Lunghezza	6,3	m
Rugosità	0,300	mm
Area	0,192	m <sup>2</sup>
Raggio	0,247	m
Diametro teorico	0,403	m
Diametro commerciale	500	mm
Portata totale	302.22	l/s
Velocità	1,8	m/s
Perdite di carico nel singolo tratto	1,3	m

- Tratto 2 nella stazione di sollevamento (collettore in acciaio)
- Perdite concentrate tratto 2

	K	n°
Piede acc.	0,3	0
Curva a 90°	0,24	0
Saracinesca	0,15	0
Innesto a T	0,6	1
Valvola di ritegno	0,3	0
Sbocco	1	1
Totale	1,60	2

### Tabella di calcolo tratto 2

Lunghezza	4,0	m
Rugosità	0,300	mm
Area	0,631	m <sup>2</sup>
Raggio	0,448	m
Diametro teorico	0,403	m
Diametro commerciale	500	mm
Portata totale	151	l/s
Velocità	0,6	m/s
Perdite di carico nel singolo tratto	0,0	m

- Tratto 3 (premente in PEAD)
- Perdite concentrate tratto 3

	K	n°
Piede acc.	0,3	0
Curva a 90°	0,24	4
Saracinesca	0,15	0
Innesto a T	0,6	0
Valvola di ritegno	0,3	0
Sbocco	1	1
Totale	2,00	5

### Tabella di calcolo tratto 3

Lunghezza	5406,90	m
Rugosità	0,015	mm
Area	0,242	m <sup>2</sup>
Raggio	0,2776	m
Diametro interno	0,5552	m
Diametro commerciale	630	mm
Portata totale	314,81	l/s
Velocità	1,30	m/s
Perdite di carico nel singolo tratto	0.001988927	m

In definitiva si ottiene:  
Tabella di calcolo riepilogativa

Portata totale = 314.81 l/s

Pompe 2 n

La prevalenza totale  $H_{tot}$  ammonta complessivamente a 18.25 m, per cui si ricava che la potenza minima di n°2 pompe dovrà essere pari a:

$$P = (9,81 \times Q \times H) / \eta = (9,81 \times 0,31481 \times 0,5 \times 18.25) / 0,70 = 40.26 \text{ KW}$$

ove:

$Q$  = portata da sollevare = 157,40 l/s per ogni pompa ( $0,31481 \times 0,5 = 0.15740$  l/s)

$\eta$  = rendimento della pompa = 0,70

$H$  = prevalenza totale

Si installeranno due + due pompe di potenza nominale pari a 40,26 KW con uscita da 250 mm (si allega diagramma curva caratteristica della pompa e particolari costruttivi).

### **INTERVENTO DI SOMMA URGENZA PER IL RIPRISTINO DELLA CONDOTTA SOTTOMARINA DI SCARICO NEL COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM**

Il calcolo idraulico sopra descritto è compatibile con l'intervento di ristrutturazione della condotta sottomarina di Capaccio con il rifacimento dell'impianto di rilancio e la realizzazione di due condotte sottomarine del diametro 630 mm di cui al progetto generale approvato dal Comune. Poichè i lavori di somma urgenza riguardano esclusivamente il ripristino della condotta sottomarina esistente del diametro 1000 mm in PRFV, l'intervento proposto dal progetto esecutivo allegato prevede la sola sostituzione del tubo. Tale sostituzione è prevista per il tratto a terra per una lunghezza di ml.165 sulla via Molo Sirena e a mare per la di circa ml.1.500 ed il nuovo diffusore. Infatti la video ispezione allegata al progetto, eseguita in data 2018, ha dimostrato come le notevoli mareggiate dell'inverno ultimo scorso hanno addirittura divelto le tubazioni ed il diffusore costituenti la condotta sottomarina tanto che al momento non se ne rinviene traccia a meno di piccoli isolati tratti di tubazione. Sono state portate via dalla furia dei marosi o spiaggiate le coppelle in calcestruzzo di appesantimento poste all'epoca a cavallo di condotta.

Pertanto, fermo restando tutti i parametri di calcolo idraulico, ci si dedicherà esclusivamente al ripristino del vecchio tubo in PRFV con un tubo di ultima generazione del diametro sempre 1000 mm del tipo PE100 SDR 11 PN 16 e di spessore 90,8 mm.

Stante quindi la portata dei reflui depurati pari a

$$Q_p = 629,62 \text{ l/s}$$

In considerazione del parametro di portata il calcolo della perdita di carico in condotta sottomarina è il seguente:

Tabella di calcolo tratto 3

Lunghezza ( tratto sostituito a terra e a mare)	1.666,27	m
Rugosità	0,015	mm
Area	0.5260	m <sup>2</sup>
Raggio	0,408	m
Diametro interno	0,8184	m
Diametro commerciale	1000	mm
Portata totale	629,62	l/s
Velocità	1.20	m/s
Perdite di carico nel singolo tratto	0.001079258	m/m

Pertanto la perdita di carico totale nel tubo è pari a  $1666.27 \times 0.001079258 = 1,79$  ml  
 La Perdita di carico sopra calcolata è assolutamente compatibile con il sistema idraulico ed elettromeccanico attualmente in uso.

### 1) PERDITA DI CARICO DOVUTA ALLA DIFFERENZA TRA I PESI SPECIFICI DELL'ACQUA SCARICATA E DELL'ACQUA DI MARE.

$$\Delta h = Y_m - Y_o / Y_o \times Y$$

$$Y_m = 1.024 \text{ t/mc}$$

$$Y_o = 1,00 \text{ t/mc}$$

$$Y = \text{profondità di sbocco} = 13,00 \text{ mt}$$

$$\Delta h = 1.024 - 1.00 / 1.00 \times 13 = 0.03 \times 13 = 0.39 \text{ mt}$$

### 2) PERDITA DI CARICO DOVUTE AL DIFFUSORE

$$\Delta h = Q^2 / 2 \times g \times S^2 = 0.3956 / 2 \times 9.81 \times 0.0605 = 0.333 \text{ mt}$$

Si è assunto pari ad  $\frac{1}{4}$  la sezione del diffusore dovuta agli ugelli.

### 3) PERDITE DI CARICO DISTRIBUITE

$$\Delta h = Q^2 L / (K \times \pi / 4 \times 1 / 2.52)^2 \times D^{16/3} = 0.93 \text{ mt.}$$

Dove

$$Q = \text{portata della condotta} = 314.81 \text{ l/s} = 0,31481 \text{ mc/s}$$

$$L = \text{lunghezza della condotta compreso diffusore} = 1.666.27 \text{ ml}$$

$$K = \text{coefficiente di Gauckler e Strickler} = 120 \text{ per condotte PEAD}$$

$$D = \text{Diametro della condotta in metri} = 0.500 \text{ ml}$$



## CALCOLO DEL DIFFUSORE E DEGLI UGELLI

$Q=629,62 \text{ l/s} = 314.81 \text{ l/s}$  per ogni diffusore come massima portata portata

$U=0.15 \text{ m/s}$  velocità della corrente marina per la diluizione dei liquami

$\Theta = 0^\circ$  angolo tra la direzione della corrente ed il diffusore

$T_{90} = 2 \text{ ore}$  ( prof. Paletti ) tempo necessario perché la concentrazione batterica si riduca al 10% del suo valore iniziale 2 - 3 ore per il Mare Mediterraneo .

$H = 13,00 \text{ mt.}$  Profondità di scarico

Si precisa che a monte della condotta sottomarina è previsto un ciclo di trattamento completo attraverso un impianto di depurazione ,e quindi si vuole dimensionare un diffusore atto ad assicurare un valore della diluizione complessiva non inferiore  $80 \div 100$ .

Si prevede pertanto un diffusore ad I con uno sviluppo di 50,00 ml otturato da una valvola a clapet allo sbocco.La condotta sottomarina è costituita da un tubo PEAD PE100 del diametro 500 mm a cui corrisponde una velocità di 1.20 m/s.

Infatti:

$Q_m = 314,81 \text{ l/s}$

$Q_p = 629,62 \text{ l/s}$

Lo sviluppo del calcolo che tiene conto anche delle perdite di carico è riportato nel capitolo relativo all'impianto di sollevamento.

Per quanto attiene il calcolo del diffusore si tiene conto dei seguenti parametri:

- $Si \geq 80 \div 100$  valore della diluizione sufficientemente elevato;
- $D$  ( diametro degli ugelli )  $\geq 200 \text{ mm}$  (riduzione pericoli di occlusione);
- $3,5 \geq V_o \geq 0,6 \text{ m/s}$  (efflusso a bocca piena dell'ugello);
- Si considera una velocità agli ugelli di 2,00 m/s

Ipotizzando un numero di 5 ugelli a diffusore, disposti ad interasse di ml.10,00 si ha:

$314.81 / 5 = 62.96 \text{ l/s}$  per ogni ugello

La sezione di ogni ugello ,in considerazione delle ipotesi sopra riportate, è pari:

$$\sigma = Q / V = 0.06296 / 2 = 31.48 \text{ cmq}$$

$$31.48/3.14 = 10 \text{ cm}$$

Si prevedono ugelli di tipo PEAD PE 100 SDR 26 PN 6 del diametro 200 mm di spessore circa 12 mm.

Nel caso di diffusore a più luci,l'area degli ugelli deve essere non maggiore dell'area della condotta di scarico e tali che sia rispettata l'espressione  $(D/d)^2$  .

Tale ipotesi è stata ampiamente rispettata.

Ad ogni buon fine alla punta dei tubi diametro 500 mm costituenti il diffusore,è stata prevista la fornitura e posa in opera di valvole a membrana antiriflusso.

## VERIFICA DI OVALIZZAZIONE DELLA CONDOTTA SOTTOMARINA

Il tubo previsto in progetto è del tipo PE 100 SDR 11 PN 16 del diametro 1000 mm e di spessore 90,8 mm.

Fenomeni d'instabilità elastica possono verificarsi a condotta vuota, in particolare quando la tubazione è posata sul fondo. La pressione esterna, infatti, non essendo equilibrata da quella interna del fluido convogliato, può ingenerare uno stato di compressione di entità tale da provocare l'instabilità dell'equilibrio elastico, con conseguente ovalizzazione del tubo (*buckling*) e possibile propagazione della deformazione ad interi tratti della condotta. L'instabilità dell'equilibrio elastico delle pareti della tubazione può essere analizzata mediante la classica relazione:

$$q_{cr} = \gamma_w \cdot h_{cr} = \frac{E \cdot (s/R)^3}{4 \cdot (1 - \nu^2)}$$

in cui:

- $q_{cr}$ : pressione critica di ovalizzazione;
- $\gamma_w$ : peso specifico dell'acqua marina;
- $h_{cr}$ : massima profondità di posa ammissibile;
- $s$ : spessore della tubazione;
- $R$ : raggio medio della tubazione;
- $E$ : modulo di Young (in direzione circonferenziale) del materiale della tubazione;
- $\nu$ : coefficiente di Poisson del materiale della tubazione.

## Verifiche statiche

La relazione precedente, dedotta nelle ipotesi di validità della legge di Hooke sino all'instabilità, di deformazione del tipo "a due lobi" e di contrazione trasversale impedita, consente di valutare la pressione critica di ovalizzazione, cioè il valore della pressione oltre il quale la condotta può subire un collasso per schiacciamento.

Un pericolo di non trascurabile importanza è costituito, altresì, dalla possibilità che una deformazione accidentalmente impressa alla condotta si propaghi, anche per lunghi tratti, lungo l'asse della tubazione. Il suddetto fenomeno di arresta nel momento in cui la pressione esterna risulta inferiore ad un valore limite, funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del tubo, detto *pressione di soglia di propagazione*  $P_p$ .

Ipotizzando che il fenomeno di propagazione si sviluppi interamente in campo plastico e che la deformazione sia concentrata in quattro cerniere plastiche, collegate da altrettanti tratti rigidi, è stata desunta (Palmer) la seguente relazione:

$$P_p = \gamma_w \cdot h_p = \pi \cdot \sigma \cdot \frac{s}{D^2}$$

in cui  $\sigma$  è la tensione di snervamento della tubazione ed  $h_p$  la profondità di propagazione, ossia la profondità in corrispondenza della quale si registra la pressione di soglia della propagazione.

## Verifiche statiche

### Verifiche di stabilità della condotta sottomarina – Sollecitazioni indotte nel corso della posa in opera

La fase di varo di una condotta sottomarina è di estrema delicatezza ai fini strutturali, a causa delle sollecitazioni che possono ingenerarsi durante le operazioni. Con particolare riguardo al caso del varo da pontone, assume notevole importanza la configurazione assunta dalla tubazione tra il fondale (ove poggia) e la sezione di vincolo (al pontone o alla sua rampa).

## Verifiche statiche

I suddetti schemi sono stati risolti nell'ipotesi di piccoli spostamenti (Pistilli), introducendo le seguenti semplificazioni:

- non vi sia reazione orizzontale sulla condotta nei punti di appoggio (cioè il natante non tiri o spinga la condotta);
- il fondo marino sia orizzontale nel punto di contatto con la condotta;
- si trascuri il peso del tratto di tubazione fuor d'acqua;
- il peso medio della condotta per unità di lunghezza sia costante;

ed ottenendo le relazioni seguenti.

Schema a) Trave appoggiata alle estremità, di lunghezza  $l$  e gravata uniformemente dal carico  $q$ :

$$\sigma = 0.613 \cdot r \cdot \sqrt{q \cdot h \cdot \frac{E}{J}}$$

- $\sigma$ : sforzi nella tubazione;
- $r$ : raggio esterno della condotta;
- $q$ : peso medio del tubo immerso per unità di lunghezza;
- $h$ : profondità di varo;
- $E$ : modulo elastico del materiale della tubazione;
- $J$ : momento d'inerzia della condotta.

### Verifiche statiche

Schema b) Trave incastrata (sul pontone) ed appoggiata (a fondale), di lunghezza  $l$  e caricata uniformemente

$$\sigma = r \cdot \sqrt{2 \cdot q \cdot h \cdot \frac{E}{J}}$$

E' evidente dalle relazioni precedenti che al decrescere del peso unitario  $q$  si riducono gli sforzi  $\sigma$  nella tubazione; essi, inoltre, diminuiscono anche al crescere del momento d'inerzia della condotta, mentre aumentano all'incrementarsi della profondità di posa.

Si può, quindi, concludere che le tensioni massime in fase di varo della tubazione si possono contenere entro limiti accettabili riducendo il peso della condotta in acqua, mediante l'uso di galleggianti. Il campo di validità dell'ipotesi di piccoli spostamenti può ritenersi limitato ai casi in cui il rapporto  $h/l$  (tra la profondità di varo e la distanza orizzontale tra il punto di appoggio della tubazione sul natante e quello a fondale) sia contenuto entro valori modesti. Nel caso di varo per profondità elevate, invece, sarà necessario analizzare il comportamento della tubazione in regime di spostamenti finiti, mediante metodi di discretizzazione (ad esempio quello agli elementi finiti) o utilizzando l'equazione della linea elastica della condotta.

### Verifiche statiche

#### Fenomeni d'instabilità elastica per effetto della pressione esterna

Fenomeni d'instabilità elastica possono verificarsi a condotta vuota, in particolare quando la tubazione è posata sul fondo. La pressione esterna, infatti, non essendo equilibrata da quella interna del fluido convogliato, può ingenerare uno stato di compressione di entità tale da provocare l'instabilità dell'equilibrio elastico, con conseguente ovalizzazione del tubo (*buckling*) e possibile propagazione della deformazione ad interi tratti della condotta.

L'instabilità dell'equilibrio elastico delle pareti della tubazione può essere analizzata mediante la classica relazione:

$$q_{cr} = \gamma_w \cdot h_{cr} = \frac{E \cdot (s/R)^3}{4 \cdot (1 - \nu^2)}$$

in cui:

- $q_{cr}$ : pressione critica di ovalizzazione;
- $\gamma_w$ : peso specifico dell'acqua marina;
- $h_{cr}$ : massima profondità di posa ammissibile;
- $s$ : spessore della tubazione;
- $R$ : raggio medio della tubazione;
- $E$ : modulo di Young (in direzione circonferenziale) del materiale della tubazione;
- $\nu$ : coefficiente di Poisson del materiale della tubazione.

### Verifiche statiche

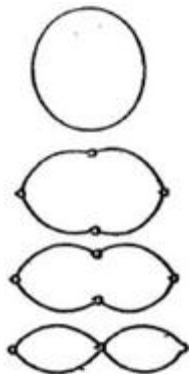
La relazione precedente, dedotta nelle ipotesi di validità della legge di Hooke sino all'instabilità, di deformazione del tipo "a due lobi" e di contrazione trasversale impedita, consente di valutare la pressione critica di ovalizzazione, cioè il valore della pressione oltre il quale la condotta può subire un collasso per schiacciamento.

Un pericolo di non trascurabile importanza è costituito, altresì, dalla possibilità che una deformazione accidentalmente impressa alla condotta si propaghi, anche per lunghi tratti, lungo l'asse della tubazione. Il suddetto fenomeno di arresta nel momento in cui la pressione esterna risulta inferiore ad un valore limite, funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del tubo, detto *pressione di soglia di propagazione*  $P_p$ .

Ipotizzando che il fenomeno di propagazione si sviluppi interamente in campo plastico e che la deformazione sia concentrata in quattro cerniere plastiche, collegate da altrettanti tratti rigidi, è stata desunta (Palmer) la seguente relazione:

$$P_p = \gamma_w \cdot h_p = \pi \cdot \sigma \cdot \frac{s}{D^2}$$

in cui  $\sigma$  è la tensione di snervamento della tubazione ed  $h_p$  la profondità di propagazione, ossia la profondità in corrispondenza della quale si registra la pressione di soglia della propagazione.



Modalità del collasso

## Verifiche statiche

La valutazione della pressione di soglia della propagazione è evidentemente essenziale ai fini della scelta del materiale e dell'assegnazione dello spessore. In pratica possono verificarsi tre casi:

1.  $h < h_p < h_{cr}$  : in tal caso un eventuale imbozzamento non potrà propagarsi, rimanendo localizzato;
2.  $h_p < h_{cr} < h$  : essendo la profondità di varo maggiore della massima profondità di posa ammissibile occorrerà modificare le scelte progettuali effettuate;
3.  $h_p < h < h_{cr}$  : in teoria l'ovalizzazione si propaga lungo la condotta, sia a monte che a valle della sezione in cui si è prodotta, sino a quando la pressione esterna non risulti inferiore a quella di propagazione.

Nel caso in cui non si ritenga opportuno incrementare lo spessore della condotta sottomarina, si potrà ricorrere ad *anelli di irrigidimento* (buckling arrestors).

## Verifiche statiche

### Interazione tra moto ondoso e condotta sottomarina

Le azioni idrodinamiche indotte dal moto ondoso su una condotta sottomarina costituiscono la risultante degli sforzi normali e tangenziali agenti in un dato istante sulla superficie esterna della tubazione.

Con riferimento ad un moto ondoso monocromatico, i suddetti fenomeni idrodinamici sono caratterizzati mediante:

- *il numero di Reynolds*,  $Re = U_{max} \cdot D / \nu$ , che fornisce una misura degli effetti della turbolenza ( $U_{max}$  è il valore massimo della componente orizzontale della velocità in corrispondenza del baricentro della sezione trasversale della condotta,  $D$  il diametro della tubazione e  $\nu$  la viscosità cinematica);
- *il numero di Keulegan-Carpenter*,  $Kc = U_{max} \cdot T / D$  ( $T$  è il periodo del moto ondoso), che costituisce una misura della periodicità del campo di moto intorno ad un ostacolo immerso in un liquido oscillante.

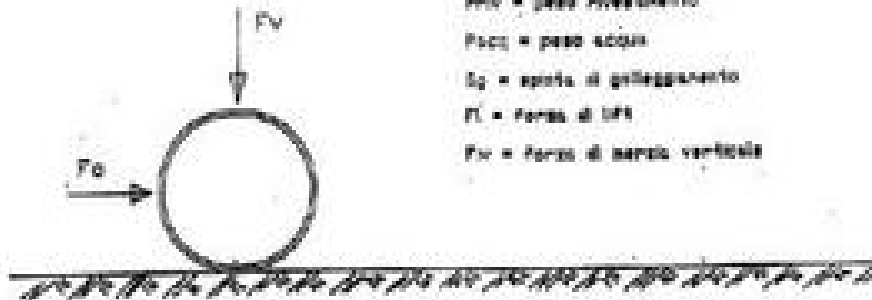
## Verifiche statiche

Di norma la risultante degli sforzi di pressione e tangenziali sulla condotta viene scomposta in due componenti:

- una orizzontale, che rappresenta l'effetto delle resistenze al moto (drag) e dell'inerzia;
- una verticale (lift), da ascrivere alla dissimetria della distribuzione delle componenti verticali delle pressioni.

$$F_v = P_t + P_{riv} + P_{acc} - S_g - F_l = F_{iv}$$

$$F_0 = F_d + F_{io}$$



ovvero

$F_d$  = forza di drag

$F_{io}$  = forza di inerzia orizzontale

$P_t$  = peso tubazione

$P_{riv}$  = peso rivestimento

$P_{acc}$  = peso acqua

$S_g$  = spinta di galleggiamento

$F_l$  = forza di lift

$F_{iv}$  = forza di inerzia verticale

Forze idrodinamiche agenti sulla condotta

### Verifiche statiche

Nell'ipotesi che il campo di moto non venga perturbato dalla presenza dell'ostacolo – ossia che il diametro  $D$  della condotta sottomarina sia molto piccolo rispetto all'altezza  $H$  ed alla lunghezza  $L$  dell'onda – la forza orizzontale complessiva per unità di lunghezza della tubazione,  $F_0$ , verrà valutata mediante la relazione seguente, in cui  $F_d$  e  $F_{io}$  rappresentano rispettivamente la forza di drag e la forza d'inerzia:

$$F_0 = F_d + F_{io} = 0.50 \cdot C_d \cdot \rho \cdot D_e \cdot U^2_{max} + 0.25 \cdot C_m \cdot \rho \cdot \pi \cdot D_e^2 \cdot \left(\frac{dU}{dt}\right)_{max}$$

La forza verticale di lift,  $F_l$ , viene invece fornita dall'espressione:

$$F_l = 0.50 \cdot C_l \cdot \rho \cdot D_e \cdot U^2_{max}$$

Nelle relazioni precedenti si è indicato con:

- $\rho$ : densità dell'acqua marina;
- $D_e$ : diametro esterno della condotta sottomarina;
- $U$ : componente orizzontale della velocità in corrispondenza del baricentro della sezione trasversale della condotta;
- $C_d$ : coefficiente di drag;
- $C_m$ : coefficiente d'inerzia;
- $C_l$ : coefficiente di lift.

L'attendibilità delle relazioni precedenti è fortemente influenzata da una scelta appropriata dei coefficienti idrodinamici, di natura tipicamente sperimentale, che dipendono da molteplici parametri, tra cui il numero di Reynolds, il numero di Keulegan-Carpenter, la scabrezza relativa della superficie esterna della condotta, la distanza relativa dal fondo,  $H'/D$  (essendo  $H'$  la distanza dal

fondale della generatrice inferiore della tubazione), l'angolo di incidenza tra il fronte d'onda e l'asse della condotta.

La stabilità della condotta sottomarina è verificata quando le forze orizzontali non superano le forze di attrito, che possono valutarsi moltiplicando la risultante delle forze verticali per un coefficiente di attrito,  $f$ , funzione delle caratteristiche geotecniche del fondale:

$$F_o < F_v \cdot f$$

Ovviamente la verifica di stabilità potrà mettere in evidenza la necessità di uno zavorramento della tubazione, al fine di contrastare efficacemente le azioni dinamiche del moto ondoso.

Per risolvere tale aspetto si sono posizionati dei blocchi di ancoraggio ,leggermente armati,con staffe di acciaio inox,ad interasse di ml. 12,00 lungo la condotta sottomarina ed ad interasse di ml.7,00 a sostegno dei diffusori. Il diffusore della condotta sarà protetto con catena in acciaio catramata sostenuta da boette sempre in acciaio inox.