

Considerazioni sui metodi di verifica statica delle tubazioni interrato

Premessa

Nel progetto di una fognatura generalmente si pone la massima attenzione all'aspetto idraulico spendendo a volte grandi energie che potrebbero essere rivolte ad altri aspetti altrettanto importanti, quale quello statico.

Infatti, la stabilità dell'opera dal punto di vista strutturale viene spesso relegata a ruolo secondario trascurando la considerazione che presupposto fondamentale di un buon comportamento idraulico di una condotta è la sua integrità strutturale; in poche parole un tubo rotto o deformato non ha le caratteristiche idrauliche tanto affannosamente ricercate e puntualizzate.

L'instabilità del tubo può causare, inoltre, la perdita di caratteristiche altrettanto importanti come la impermeabilità del condotto o la stabilità in generale del sistema tubo-terreno (cedimenti, frane, smottamenti).

Da queste considerazioni risulta evidente come dare giusto peso all'aspetto statico significhi completare la progettazione, senza vanificare gli sforzi profusi in altre fasi del progetto, interpretando inoltre correttamente il concetto di "rete di fognatura" come un sistema di infrastrutture, poste per la maggior parte sotto terra, che capta e veicola liquami senza disperderli nel cammino e senza danneggiare altre strutture o l'ambiente circostante.

Chi si occupa di progettazione di fognature sa bene come la definizione dei parametri idraulici e idrologici richieda attenzione soprattutto nella previsione dell'evoluzione che gli stessi potranno avere nel tempo; nei punti seguenti si vuole sottolineare come, anche nel dimensionamento statico del condotto interrato, sia necessario riporre la massima cautela specie nella individuazione delle forze agenti sul tubo e nella definizione delle caratteristiche geotecniche del terreno in cui viene posato il condotto.

1. Il dimensionamento statico delle condotte

§1 METODI NORMALMENTE IN USO

Il dimensionamento statico delle condotte viene eseguito generalmente con una verifica delle condotte che si pensa di impiegare. Tale verifica parte dalla definizione delle caratteristiche meccaniche del tubo da verificare. A seconda che si intenda usare un tubo "flessibile" o "rigido" si imposta il metodo di calcolo arrivando poi alle conclusioni finali.

Nel caso del "tubo flessibile" si pensa che la rigidezza del tubo sia molto bassa nei confronti di quella del terreno circostante e contemporaneamente si attribuisce allo stesso una capacità di deformarsi, sotto l'azione dei carichi esterni, senza rompersi. A contrastare tale deformazione rimane il terreno posto di fianco al tubo che reagirà in relazione alle sue caratteristiche meccaniche (vedi modulo di elasticità E_t). Le deformazioni vengono determinate, normalmente, con l'equazione di Spangler nella forma:

$$\Delta d_v = \frac{0.125 \cdot Q}{E \cdot (s/D)^3 + 0.0915 \cdot E_t} < \Delta' d_v \quad (a)$$

dove Δd_v è la deformazione calcolata, $\Delta' d_v$ è la deformazione massima ammissibile, E è il modulo elastico del materiale mentre E_t è il modulo elastico del terreno.

Esaminando la relazione, leggendo il denominatore della formula, si possono fare due riflessioni:

■ Il primo degli addendi ha influenza minore nel rapporto, dato che il termine $[E \cdot (s/D)^3]$ risulta essere al massimo dell'ordine di grandezza di 10^{-1} rispetto al termine $[0.0915 \cdot E_t]$. Questo comporta che nel calcolo del Δd_v il ruolo del modulo elastico del terreno E_t è determinante;

■ Il modulo elastico del materiale, anche se "pesa" meno nella formula, deve essere conosciuto con certezza al fine di poter contribuire in maniera corretta alla valutazione del Δd_v ; e questo vale soprattutto nelle materie plastiche, dove il modulo di Jung E subisce nel tempo una naturale riduzione dovuta alla natura chimico-fisica dei polimeri di base con cui sono costruiti i tubi.

Nel caso del "tubo rigido", partendo dall'ipotesi che il condotto sia molto più rigido del terreno che lo circonda, si assume che il tubo assorba tutta la sollecitazione derivante dai carichi esterni. Nel dimensionamento si confrontano le tensioni agenti sul tubo con la resistenza di questo, verificando che non si raggiunga "lo stato limite ultimo di esercizio" della rottura. L'equazione di verifica è:

$$\eta = \frac{F_n \cdot E_z}{F_{t_{ot}}} \quad (b)$$

dove $F_{t_{ot}}$ è il carico totale sul tubo, E_z è il coefficiente di posa e F_n è il carico resistente del tubo.

Nella relazione la valutazione dei parametri del terreno è fatta solo al fine di quantificare le forze $F_{t_{ot}}$ che arrivano sul tubo, prescindendo comunque da una valutazione quantitativa del rapporto tra le rigidezze del tubo e del terreno.

Anche in questo caso emergono due riflessioni:

■ Il carico ultimo di rottura del tubo è l'unica grandezza che contrasta le forze esterne; occorre quindi che questo sia certo e ben definito. In ultima analisi il progettista deve essere sicuro delle qualità del materiale, sia intrinseche sia costruttive.

■ La corretta valutazione delle grandezze caratteristiche del terreno è indispensabile perchè può far variare sostanzialmente la tensione sul tubo. È altrettanto opportuno non considerare

lo spazio attorno al tubo geotecnica-mente omogeneo, perchè porterebbe a sensibili approssimazioni nel calcolo.

La maniera di lavorare descritta, pur portando a risultati sostanzialmente accettabili, manca di rigore metodologico, lasciando qualche volta spazio all'improvvisazione, soprattutto nella determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni in causa e della interazione tubo-terreno (tubi flessibili); inoltre non tiene conto minimamente della tecnica di posa e l'influenza che questa può avere sulla stabilità dell'opera soprattutto riguardo alle deformazioni.

2. La verifica secondo la norma ATV 127-88

Al fine di individuare una metodologia di calcolo sistematica e comune a tutti i materiali, di seguito si darà notizia del metodo di verifica secondo la normativa ATV 127.

Questa, sulla base degli stessi concetti già riportati nel cap.1, stabilisce un codice di calcolo più dettagliato che fornisce al calcolatore la possibilità di scegliere tra situazioni di posa e caratteristiche dei materiali già definite e rispondenti alla maggior parte delle situazioni progettuali correnti, lasciando così solo ai casi estremi e fuori della norma il ricorso a valutazioni più raffinate.

Il metodo determina dapprima le sollecitazioni al livello della quota del tubo, poi in base al rapporto tra le rigidità degli elementi presenti (tubo, rinfiacco, reinterro) determina la concentrazione degli sforzi sulla condotta e solo successivamente, in relazione al materiale costitutivo della tubazione, esegue la verifica. Di seguito viene riportata una descrizione della metodologia, tralasciando ovviamente il dettaglio.

§1 ANALISI DEI CARICHI

I possibili carichi che possono causare sollecitazioni su un condotto interrato sono riassunti nello schema seguente di fig. 1:

1 Carichi ripartiti sulla superficie.

Possono essere costituiti da terrapieni o riporti di materiale, basamenti per infrastrutture, serbatoi.

2 Carichi concentrati sulla superficie.

Sono carichi puntiformi o con superfici di appoggio di dimensioni decisamente inferiori alle larghezze di scavo della trincea di posa.

3 Carichi mobili sulla superficie.

Possono essere di origine stradale o ferroviaria e devono essere valutati nella loro intensità anche in considerazione del carattere dinamico che essi possono avere.

4 Carichi per il terreno di reinterro.

I terreni che vengono posti sul tubo e di fianco ad esso esercitano delle pressioni verticali ed orizzontali che concorrono allo stato di sollecitazione della condotta.

5 Carichi dall'acqua di falda.

L'acqua della falda esercita una spinta di tipo idrostatico che spesso compromette la stabilità dell'opera per effetto del cosiddetto "buckling".

§2 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Carichi di tipo 1 e 4

Le sollecitazioni derivanti dai carichi ripartiti in superficie e dal terreno di riporto vengono valutate attraverso la nota relazione geotecnica:

$$q_1 = \gamma_t \cdot h \cdot \chi^1 + q^0 \cdot \chi^0 \quad (c)$$

dove :

γ_t = peso specifico del terreno

k_1 = coefficiente di spinta orizzontale

q^0 = carico ripartito in superficie

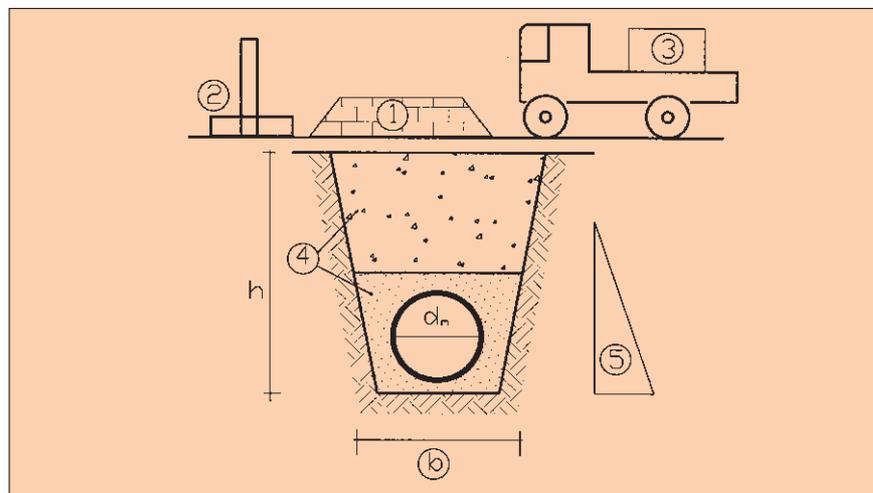
δ = l'angolo di attrito efficace

h = altezza di ricopertura

$$\chi^1 = \frac{1 - e^{-2 \cdot h/b \cdot K_1 \cdot \tan \delta}}{-2 \cdot h/b \cdot K_1 \cdot \tan \delta} \quad (d)$$

$$\chi^0 = e^{-2 \cdot h/b \cdot K_1 \cdot \tan \delta} \quad (d')$$

Le relazioni (d) e (d') tengono conto della diffusione della spinta sulle pareti dello scavo a causa dell'effetto silo. Per valori della base b della trincea molto grandi rispetto all'altezza h (vedi fig. 1) scavo l'effetto silo scompare e $\chi^1 = \chi^0 = 1$



• Figura 1- Carichi sulla condotta

Carichi di tipo 2 e 3

Le sollecitazioni vengono calcolate secondo la teoria di Boussinesq nell'ipotesi di un semispazio elastico isotropo e omogeneo. Nel caso di sovraccarichi derivanti da veicoli stradali si introducono dei fattori correttivi che tengono conto della forma di applicazione del carico e dell'azione dinamica.

L'equazione per i sovraccarichi mobili diventa:

$$q_2 = a_f \cdot p_f \cdot \Phi \quad (e)$$

dove

$$p_f = \left\{ \frac{F_a}{[r_a^2 \cdot p]} \right\} \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + (r_a/h)^2} \right]^{1.5} \right\} + \left\{ \frac{3F_e}{2 \cdot p \cdot h^2} \right\} \cdot \left\{ \frac{1}{1 + (r_e/h)^2} \right\}^{2.5} \quad (e')$$

$$a_f = \frac{0.9}{0.9 + (4h^2 + h^6) / (1.1 d_m^{0.66})} \quad (e'')$$

Φ = coefficiente di incr. dinamico

Nelle relazioni (e) le grandezze F_a , F_e , r_a , r_e sono quelle riportate nella norma Din 1072, mentre Φ varia tra 1 e 1,2

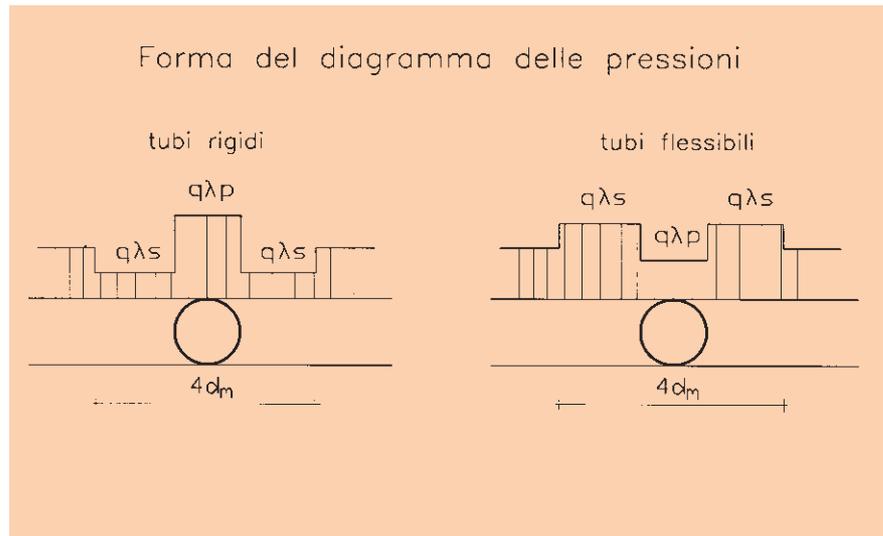
Carichi di tipo 5

La sollecitazione di tipo idrostatico per l'acqua di falda è determinata dalla relazione

$$q_w = \gamma_w \cdot (h + d_m/2) \quad (f)$$

§3 DISTRIBUZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Nella analisi della distribuzione delle sollecitazioni il metodo fissa una zona di larghezza pari a $4 d_m$ intorno alla condotta come lo spazio in cui si manifesta l'interazione tubo-terreno e pone in relazione la forma del diagramma delle sollecitazioni e la loro intensità (fig. 3) con le **caratteristiche del terreno e delle tubazioni**.

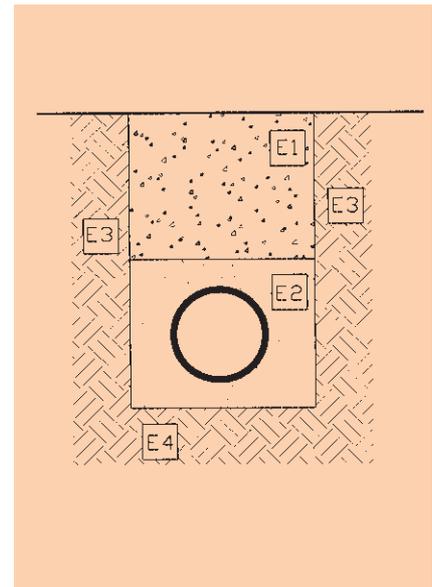


• Figura 3 - Andamento delle pressioni

Caratteristiche del terreno

Nel metodo in considerazione, il semispazio attorno al tubo viene diviso in zone, ognuna delle quali è caratterizzata dalle proprietà caratteristiche geotecniche (E1...E4) (fig. 2).

Sempre al fine di esemplificare il compito della scelta delle condizioni di posa, le Atv individuano delle classi ben precise di terreno denominate gruppi (tab. 1) e individuano altresì le condizioni di posa di queste terre con le relative caratteristiche geotecniche ottenibili in cantiere (tab. 2).



• Figura 2 - Zone con caratteristiche geotecniche omogenee

gruppo di terre (Din 18 196)	sigla	peso specifico KN/mc	angolo attrito φ	modulo E [N/mm ²] grado di compatt. % (Proctor) Dp = 85 90 92 95 97 100					
- terreni non leganti	G1	20	35	2,4	6	9	16	23	40
- terreni debolmente leganti	G2	20	30	1,2	3	4	8	11	20
- terreni misti leganti, sabbia fine, terre pietrose leganti	G3	20	25	0,8	2	3	5	8	13
- terreni leganti, argille, limi	G4	20	20	0,6	1,5	2	4	6	10

• Tabella 1

CARATTERISTICHE DELLE TUBAZIONI E RAPPORTO DI RIGIDITÀ

Le caratteristiche di rigidità del tubo vengono introdotte calcolando il rapporto di rigidità V_s . Questo è indicativo della interazione tra la rigidezza del tubo S_R e la rigidezza del terreno nelle condizioni di posa previste e vale:

nell'ipotesi di non considerare le spinte orizzontali sul tubo

$$V_s = \frac{S_R}{|C_v| \cdot S_{Bv}} \quad (h)$$

nell'ipotesi di considerare anche le spinte orizzontali sul tubo

$$V_s = \frac{S_R}{|C_v^*| \cdot S_{Bv}} \quad (h')$$

dove la rigidità del tubo

$$S_R = \frac{E \cdot J}{r m^3}$$

la rigidità verticale dell'allettamento

$$S_{Bv} = \frac{E}{a}$$

$$\text{il coefficiente } C_v^* = \frac{C_{v2} \cdot Ch1}{\frac{S_R \cdot Ch2}{S_{Bh}}}$$

$$S_{Bh} = 0.6 \cdot \zeta \cdot E_2 \quad 0.9 < \zeta < 3$$

i coefficienti C_v e Ch

angolo di supporto	C_{v1}	C_{v2}	C_{h1}	C_{h2}
60°	— 0.1053	0.0640	0.1026	— 0.0658
90°	— 0.0966	0.0640	0.0956	— 0.0658
120°	— 0.0893	0.0640	0.0891	— 0.0658
180°	— 0.0833	0.0640	0.0833	— 0.0658

condizioni di reinterro B condizioni di rinfiacco A	A1 (G1, G2, G3 Dpr <= 95) (G4 Dpr < 90)	A2 (G1, G2, G3, G4) (Dpr <= 90)	A3 (G1, G2, G3, G4) (Dpr <= 90)	A4 (G1, G2 Dpr <= 97) (G3 <= 95)
B1 (G1, G2, G3 Dpr <= 95) (G4 Dpr < 90)	riempimento del fosso costipato a strati contro le spalle della trincea			
B2 (G1, G2, G3, G4) (Dpr <= 90)		scavo protetto con armature ritirate gradualmente durante il riempimento del fosso		
B3 (G1, G2, G3, G4) (Dpr <= 90)			scavo protetto da armature ritirate solo dopo il riempimento del fosso	
B4 (G1, G2 Dpr <= 97) (G3 <= 95)				riempimento del fosso costipato a strati con la determinazione del grado di compattazione

• Tabella 2

§4 COEFFICIENTI DI CONCENTRAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Dopo aver definito i vari moduli elastici del terreno nelle diverse zone intorno al tubo e i rapporti di rigidità, le norme definiscono il fattore massimo di concentrazione λ_{max} delle sollecitazioni mettendolo in relazione alla geometria del sistema (diametro della condotta, altezza di ricopertura) e ai moduli E_1, E_2, E_4 :

$$\lambda_{max} = \frac{1 + \frac{h/de}{(3.5/a') + \frac{2.2}{(E_4/E_1) \cdot (a' - 0.25)} + [(0.62/a') + \frac{1.6}{(E_4/E_1) \cdot (a' - 0.25)}}}{(g)} \quad (g)$$

dove $a' = a \cdot E_1 / E_2$ $a =$ sporgenza relativa

Mettendo poi in relazione la rigidezza del tubo con la rigidezza del terreno di posa nelle condizioni di progetto, si individuano i coefficienti fondamentali per la distribuzione delle sollecitazioni attorno al tubo (fig.3):

$$\lambda_p = \frac{\lambda_{max} \cdot V_s + a' \cdot \frac{4 \cdot K_2 \cdot (\lambda_{max} - 1)}{3 \cdot a' - 0.25}}{V_s + a' \cdot \frac{3 + K_2 \cdot (\lambda_{max} - 1)}{3 \cdot a' - 0.25}} \quad (g')$$

$$\lambda_s = \frac{4 - \lambda_p}{3} \quad (g'')$$

$$\lambda_{pg} = \frac{\lambda_p - 1}{3} \cdot \frac{b}{a} + \frac{4 \lambda_p}{3} \quad \text{con } 1 < b/a < 4 \quad (g''')$$

§5 DETERMINAZIONE DELLE PRESSIONI

Le forze agenti sul tubo nelle due direzioni principali vengono determinate sotto forma di pressioni che poi possono essere utilizzate per calcolare tutti gli stati tensionali necessari da verificare, dagli sforzi di taglio ai momenti e alle deformazioni.

Le pressioni sono espresse dalle relazioni:

spinta verticale

$$p_v = \lambda_{pg} \cdot (\gamma_t \cdot h \cdot \chi^1 + q^\circ \cdot \chi^\infty) + q_2$$

spinta orizzontale

$$p_h = K_2 \cdot (\lambda_s \cdot q_1 + \gamma_t \cdot 0.5 \cdot d_m)$$

spinta orizzontale derivante dalla reazione del terreno alla deformazione del tubo

$$p_h^* = (p_v - p_h) \cdot K^*$$

§6 LE VERIFICHE ED IL DIMENSIONAMENTO

Come già accennato in -1-§1 le verifiche da effettuare sul tubo saranno quelle più espressive: sui tubi che non subiscono deformazioni sensibili prima di rompersi si verificherà lo stato limite di rottura; mentre per i tubi che subiscono variazioni notevoli di forma prima di crollare la verifica alle deformazioni avrà carattere prioritario. Per i materiali che, invece, non modificano apprezzabilmente le loro caratteristiche chimico-fisiche nel tempo le verifiche possono essere eseguite introducendo semplicemente il modulo E.

Per i materiali che modificano il modulo E nel tempo le verifiche dovranno essere eseguite nelle condizioni più opportune usando E f(t). Ad esempio, per la stabilità generale del sistema tubo-terreno si considereranno le condizioni a lungo termine con un modulo E f(t) proiettato nel tempo.

I materiali comunemente usati nella costruzione delle condotte per fognatura

sono di tre tipi

■ materiali di modulo elastico elevato con scarsa resistenza a trazione e buona resistenza a compressione come il cls o il gres. Per le condotte costruite con questi materiali la rottura avviene prima che la deformazione sia significativa. Per tale motivo viene eseguita, su questo tipo di tubi, la sola verifica allo stato limite di rottura;

■ materiali con basso modulo elastico e variabile nel tempo con buona resistenza sia a trazione sia a compressione come le materie plastiche. Per i tubi costruiti con tali materiali la deformazione diventa l'aspetto preponderante e saranno quindi oggetto di prima verifica. Solo in casi particolari e per stati di sollecitazione meno comuni si valutano gli stati limite di rottura (vedi buckling, stress, allungamento);

■ materiali di modulo elastico elevato e con buone resistenze a trazione e a compressione. Le caratteristiche prestazionali del materiale sono tali che le verifiche dovranno essere scelte in relazione allo stato di sollecitazione.

§7 FORMULE DI VERIFICA

Di seguito saranno esaminate solo le verifiche da eseguire per le sollecitazioni sul piano ortogonale all'asse delle tubazioni poiché sono le più frequenti; si tralasciano pertanto le verifiche per le sollecitazioni lungo l'asse del tubo.

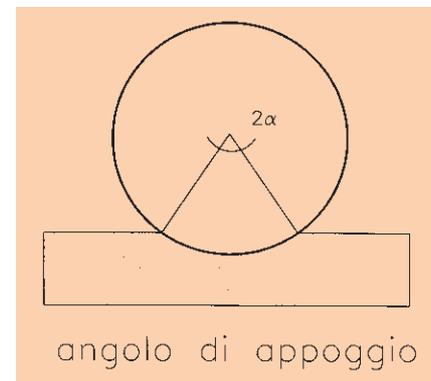
Tubi non resistenti alla flessione - verifica allo stato limite di rottura

Nel caso di tubi "rigidi" è facilmente individuabile un carico di rottura; ne segue che la formula di verifica è quella classica:

$$\eta = \frac{F_{tot} \cdot E_z}{F_n}$$

dove il coefficiente di sicurezza η generalmente è pari a 1,5 mentre E_z è il coefficiente di installazione che vale

tipo di supporto	angolo di supporto 2α	E_z
I	60°	1.59
	90°	1.91
	120°	2.18
II	90°	2.17
	120°	2.50
	180°	3.69



Tubi resistenti alla flessione - formule di verifica dello stato deformato -

Nel caso di tubi "flessibili", e cioè resistenti alle deformazioni, la formula per determinare il valore della deformazione assoluta è:

$$\Delta d_v = \frac{C_v \cdot p_v - p_h \cdot 2 \cdot r_m}{S_R}$$

dove Δd_v = variazione del diametro
 r_m = raggio medio della condotta

Al fine della stabilità si impone che tale deformazione sia minore di quella limite ammissibile Δ'_{dv}

$$D d_v < \Delta'_{dv}$$



Conclusioni

Nel -1-§1 e nel -2-§8 sono riportate le formule per la verifica alla rottura e alla deformazione delle tubazioni interrate secondo i due metodi. Come si nota, formalmente le equazioni sono simili se non identiche, e non potrebbe essere stato altrimenti. Quello che differisce sostanzialmente è il contenuto delle equazioni oltre che alla procedura per l'ottenimento dei parametri in esse riportati.

Si vuole soprattutto sottolineare come nel metodo ATV la metodologia di individuazione delle sollecitazioni alla quota del tubo prescindano dal tubo stesso. Essa è infatti condizionata solo dai valori geotecnici e da fattori di tecnica di posa, ma non dal comportamento meccanico del tubo. Solo al momento della determinazione del fattore di concentrazione I e della individuazione dello stato limite da verificare (rottura o deformazione) compare la caratteristica del materiale costitutivo la condotta.

Il metodo inoltre, definendo attentamente le condizioni di posa e geotecniche, pone dei punti fissi più rigorosi da cui partire nella verifica stabilendo un codice di calcolo standard che permette di leggere e confrontare verifiche eseguite su diversi materiali in diverse condizioni di posa.