

Progetto di un serbatoio in acciaio

(Approfondimenti sulla progettazione delle pareti)

Ing. Davide Cicchini

www.davidecicchini.it

Indice

1. Introduzione	pag.1
2. Principi di Progettazione e definizione delle azioni	pag.2
3. Calcolo delle Sollecitazioni	pag.3
3.1 Equazioni sull'ordine di travi di meridiano	pag.4
3.2 Equazioni sull'ordine di travi di parallelo	pag.8
3.3 Esposizione dei risultati	pag.8
4. Progettazione pareti cilindriche	pag.14
4.1 Verifica al limite plastico LS1	pag.14
4.2 Verifica a plasticità alternata LS2	pag.17
4.3 Verifica all'instabilità LS3	pag.18
4.3.1 Verifica all'instabilità elastica	pag.18
4.3.2 Verifica all'instabilità elasto-plastica	pag.20
4.3.3 Verifica all'instabilità secondaria	pag.22
4.4 Verifica a fatica LS4	pag.25
4.5 Apertura nelle pareti dei serbatoi	pag.25
4.6 Ancoraggio del serbatoio	pag.27
4.7 Stato limite di esercizio	pag.28
5. Conclusioni	pag.28

1. INTRODUZIONE

Si espone di seguito la progettazione di un serbatoio cilindrico atto allo stoccaggio di vino. La progettazione è riferita esclusivamente alle pareti del serbatoio affrontando in particolare il problema dell'instabilità. La struttura è realizzata in acciaio inox, saldando fra loro le lastre metalliche (virole). La progettazione è eseguita seguendo le prescrizioni dell'eurocodice 3, Parte 4.2: Serbatoi. I calcoli forniti nella presente parte possono essere utilizzati per gli acciai inossidabili conformi alla EN 10088 e inclusi nella ENV 1993-1-4. I serbatoi metallici, a differenza di quelli realizzati in conglomerato cementizio presentano problematiche legate all'instabilità degli elementi, a causa dei modesti spessori utilizzati. Nella costruzione di serbatoi metallici è prassi ricorrere, qualora il rapporto tra diametro ed altezza lo consenta, alla soluzione di non ancorare la parete alla fondazione anche per serbatoi siti in zona sismica. Lo spessore del mantello è stato ottimizzato riducendone lo spessore progressivamente con l'aumentare della quota, questo poiché la pressione idrostatica presenta un andamento lineare con l'altezza, pertanto alle quote alte saranno sufficienti spessori più ridotti. Questa riduzione di spessore però può portare a problemi di instabilità. Data la simmetria assiale di struttura e carico i ragionamenti vengono notevolmente semplificati, pensando la struttura come una botte a doghe verticali (meridiani), cerchiata da fasce orizzontali (paralleli). Si otterrà da queste considerazioni una equazione differenziale, che risolta grazie a condizioni di congruenza porterà alla soluzione del problema in termini di spostamenti e sollecitazioni. Nel progetto di un serbatoio è molto importante l'aspetto riguardante le fondazioni; una prima distinzione va fatta con riferimento al tipo di ancoraggio della struttura: infatti se il serbatoio è ancorato alla fondazione, ove questo richiama sforzi di trazione è necessario coinvolgere una porzione elevata di terreno per equilibrarli. In un serbatoio non ancorato invece le problematiche riguardano la riduzione della superficie di appoggio dello stesso a causa dell'azione sismica, che portano quindi ad un incremento delle tensioni di compressione lungo il mantello ancora a contatto; queste compressioni possono portare al superamento della tensione limite del terreno, nonché a cedimenti differenziali troppo alti. Tuttavia è buona norma eseguire fondazioni a platea, poiché per questioni di sicurezza, in caso di una accidentale fuoriuscita di materiale a seguito della rottura della lamiera di fondo (spessa pochi mm), è da evitare l'infiltrazione del liquido in falda con conseguente contaminazione della stessa, nel caso si tratti di liquidi inquinanti. Sempre per le medesime necessità viene disposto un muro circolare in c.a. intorno al serbatoio, per contenere in una zona ridotta una eventuale fuoriuscita di liquido; ovviamente la superficie di tutta questa area deve essere resa impermeabile.

2. PRINCIPI DI PROGETTAZIONE E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Per i serbatoi si devono adottare differenti livelli di affidabilità. Si differenziano tre classi di affidabilità in relazione alla sicurezza strutturale e all'esercizio: Classi di affidabilità 1, 2 e 3. La classe di affidabilità dovrebbe essere concordata fra il progettista, il cliente e l'autorità competente. La classificazione dei serbatoi dovrebbe basarsi su quanto segue:

- Classe di affidabilità 3: Serbatoi per lo stoccaggio di liquidi o gas liquidi con potenziale tossico o esplosivo e serbatoi di grandi dimensioni con liquidi infiammabili o inquinanti dell'acqua in aree urbane. Dove necessario, per queste strutture si dovrebbero prendere in considerazione carichi d'emergenza,
- Classe di affidabilità 2: Serbatoi di medie dimensioni con liquidi infiammabili o inquinanti dell'acqua in aree urbane.
- Classe di affidabilità 1: Serbatoi agricoli o serbatoi contenenti acqua.

Il seguente caso di progettazione si riferisce ad un serbatoio atto allo stoccaggio di prodotti alimentari, per cui ricadono in classe di affidabilità 1.

Per i serbatoi che ricadono in classe di affidabilità 1, si può utilizzare l'analisi elastica lineare del guscio (LA) ENV 1993-1.6(2.2.4). La linearità della teoria deriva dai presupposti di una legge dei materiali elastica lineare e dalla teoria della piccola inflessione lineare. La teoria della piccola inflessione implica che la geometria presunta rimanga quella della struttura non deformata. Un'analisi LA soddisfa sia la compatibilità nelle deformazioni sia l'equilibrio. Il campo risultante della tensione membranale e di flessione soddisfa i requisiti delle tensioni primarie più di quelle secondarie.

Le imperfezioni geometriche devono essere misurate per accertare che sia stata raggiunta la qualità presunta, inoltre non occorre in questa analisi che tali imperfezioni siano incluse nella determinazione delle forze e dei momenti interni.

In fase di progetto è necessario verificare che le caratteristiche del serbatoio siano quelle ipotizzate nel calcolo delle sollecitazioni, per cui bisogna analizzare:

- Tolleranza di ovalizzazione ENV 1993-1.6(8.4.2);
- Tolleranza di eccentricità accidentale ENV 1993-1.6(8.4.3);
- Tolleranza di concavità ENV 1993-1.6(8.4.4);
- Tolleranza di planarità nelle superfici di interfaccia ENV 1993-1.6(8.4.5);

In appendice A dell'ENV 1993-4.2 sono riportate le azioni caratteristiche da considerare per il calcolo delle sollecitazioni e i relativi fattori parziali per le azioni, di seguito si espongono i carichi più ricorrenti nella progettazione di un serbatoio isolato:

- Carichi indotti dai liquidi;
- Carichi da pressione interna;
- Carichi indotti termicamente;
- Carichi fissi (peso proprio e componenti permanenti);
- Neve
- Vento
- Aspirazione dovuta ad aerazione inadeguata;
- Carichi risultanti da collegamenti;
- Carichi da assestamento non uniforme;
- Carichi di emergenza;
- Carichi Sismici.

Nella progettazione in esame si considerano i carichi indotti da liquidi e i carichi indotti termicamente, con lo scopo di predimensionare il serbatoio in previsione di un'analisi più accurata in cui sia studiata in modo opportuno l'analisi dell'azione del vento, l'analisi dell'azione sismica e l'analisi dell'azione della neve sulla copertura. Si osserva comunque che le verifiche, definite le rimanenti azioni, si conducono in modo analogo a quanto esposto di seguito.

Per quanto detto si applica un fattore parziale per le azioni maggiorato rispetto a quanto indicato dall'eurocodice: $\gamma_F = 1.3$ (anziché 1,2).

3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni sulla struttura sono state definite attraverso il modello di guscio cilindrico, in accordo con le prescrizioni dei codici Europei. Si considera la struttura portante laterale come una superficie bidimensionale, quest'approssimazione è tanto migliore quanto più lo spessore è modesto, generalmente è accettabile quando lo spessore è più piccolo di un ventesimo dell'altezza del tubo. L'assialsimmetria è assicurata in quanto la parete cilindrica è un superficie di rivoluzione e anche perché l'azione esterna dovuta alla pressione del liquido agisce in modo uniforme sul generico raggio. Questa proprietà riduce il dominio matematico di un grado, passando di fatto da un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali, ad un sistema di equazioni differenziali ordinarie. L'assialsimmetria rende

il problema dipendente dalla sola variabile longitudinale, ossia diretta come l'altezza del tubo. Si calcolano gli spostamenti u nella direzione longitudinale e lo spostamento w fuori dal piano nella direzione ortogonale alla parete, lo spostamento v è nullo in quanto viola l'assialsimmetria. L'ordine di travi circonferenziali si comportano come travi ad anello, ossia elementi sollecitati prevalentemente a sforzi di trazione e flessione uniforme retta. Le condizioni al contorno si possono riferire alle sole travi di meridiano in quanto, le equazioni delle travi di parallelo sono di tipo algebrico.

3.1 Equazioni sull'ordine di travi di meridiano

Equazione differenziale dell'ordine di travi di meridiano:

$$D w^{IV}(x) + \frac{Es}{R^2} w(x) = P_w(x)$$

$$D = \frac{Es^3}{12(1-\nu^2)} \quad C = \frac{Es}{R^2}$$

D rappresenta il modulo di rigidezza flessionale di una generica trave di meridiano di larghezza unitaria, il termine $(1-\nu^2)$ rappresenta l'intima relazione che si instaura tra gli ordini di travi in quanto esse si influenzano a vicenda tramite l'effetto Poisson.

C rappresenta la rigidezza delle travi di parallelo, infatti l'equazione risolvente è della stessa forma della trave su suolo elastico, modello alla Winckler. Il "suolo elastico" trova il suo corrispettivo nella rigidezza degli anelli che effettuano un cerchiaggio sul cilindro impedendone il comportamento a mensola.

E è il modulo di Young dell'acciaio mentre "s" è lo spessore del tubo nel tratto in esame.

Per il calcolo si può definire uno spessore equivalente risolvendo di fatto un solo problema, oppure bisogna considerare lo spessore costante a tratti e calcolare un'equazione per ogni dominio matematico.

Di prassi l'equazione differenziale si riscrive nella forma seguente:

$$w^{IV}(x) + 4\beta^4 w(x) = \frac{P_w(x)}{D}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Es}{DR^2}}$$

La soluzione offre una funzione oscillatoria smorzata esponenzialmente:

$$w = e^{-\beta x}[C1 \operatorname{sen}(\beta x) + C2 \operatorname{cos}(\beta x)] + e^{+\beta x}[C3 \operatorname{sen}(\beta x) + C4 \operatorname{cos}(\beta x)] + \frac{P_w(x)R^2}{E s}$$

$P_w(x)$ è la legge del carico è al massimo può essere una polinomiale del terzo ordine altrimenti il problema non ammette più soluzione. Nello studio in esame la legge di variazione è lineare di tipo idrostatico.

$$P_w(x) = \gamma(h - x)$$

In cui γ è il peso specifico del liquido che riempie il serbatoio

Si definiscono altri due parametri:

$$\lambda = \frac{2\pi}{\beta} \quad L_{ct} = \frac{1}{\beta}$$

È fondamentale osservare che se la lunghezza del tubo è molto maggiore di lambda, ossia della lunghezza d'onda della deformata, si ha un comportamento di tubo lungo. Studiando la sola soluzione omogenea si osserva che si ha un rapido smorzamento e la deformata converge velocemente sulla configurazione iniziale, infatti alla distanza di un periodo e mezzo dalla sezione di base si ha uno smorzamento della funzione di 500 volte. Questa constatazione permette di trascurare parte della soluzione in quanto il suo contributo è totalmente ininfluenza, si abbraccia in questo senso la teoria dei tubi semi-indefiniti, semplificando così il problema matematico.

$$w = e^{+\beta x}[C3 \operatorname{sen}(\beta x) + C4 \operatorname{cos}(\beta x)] + \frac{P_w(x)R^2}{E s}$$

Naturalmente quando la lunghezza del tubo è dello stesso ordine di lambda, la soluzione va necessariamente considerata nella sua totalità.

Considerando la configurazione variata nel caso di tubo lungo è utile osservare che fatta eccezione di un piccolo tratto iniziale la soluzione tende velocemente a seguire un andamento membranale. Proprio nei tratti in cui la deformata si allontana dalla deformata di tipo puramente membranale, si innescano sollecitazioni di taglio e momento. Quindi nel caso di tubo a spessore costante le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente sull'ordine di travi di meridiano si hanno nelle sezioni prossime alla base, riducendosi velocemente al crescere dell'altezza. Le sollecitazioni si smorzano velocemente perché la deformata con altrettanta velocità tende alla deformata del comportamento membranale; si osservi la figura per meglio comprendere il concetto (Fig. 3.1.1; Fig. 3.1.2)

Nel caso di tubi con spessore costante a tratti si avrà uno scostamento dal comportamento membranale oltre che nella sezione di base anche nelle sezioni in cui si ha una variazione di spessore (Fig. 3.1.3)

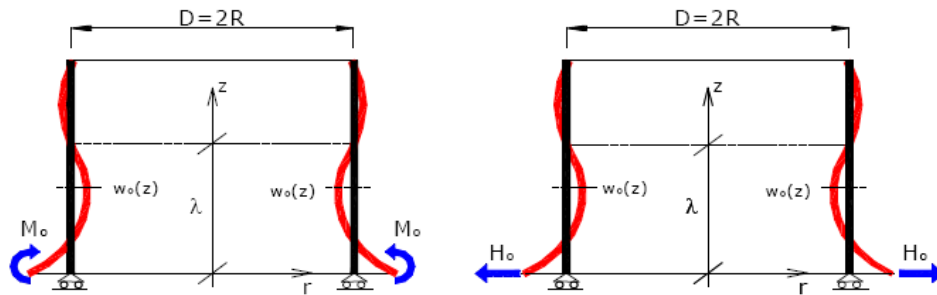


Figura 3.1.1

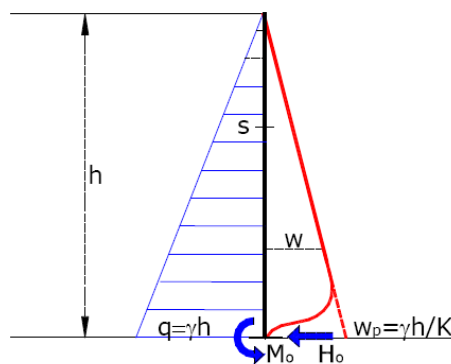


Figura 3.1.2

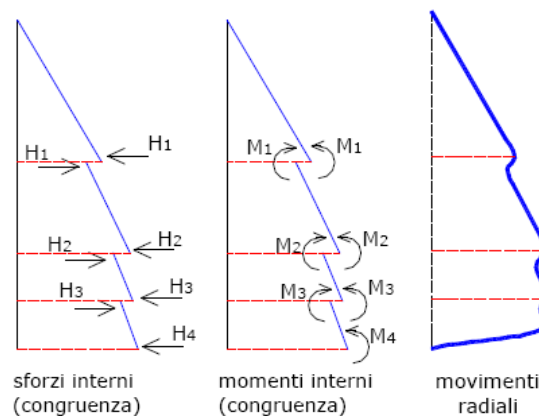


Figura 3.1.3

È necessario definire le condizioni al contorno: si fissa un sistema di riferimento alla base e si ipotizza che il dominio matematico sia diviso in n porzioni differenziate in base allo spessore del mantello. Ogni dominio è governato da un'equazione differenziale. Si impone che la base sia incastrata, per cui in corrispondenza di questa si bloccano le grandezze

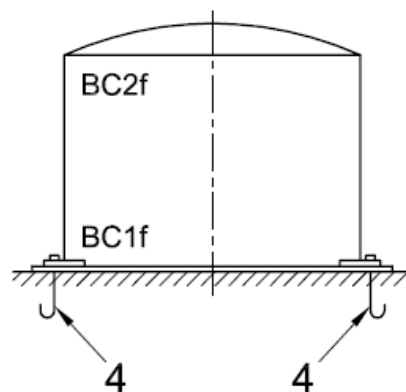
cinematiche, mentre si considera la sommità svincolata, imponendo così l'annullamento delle grandezze meccaniche. Nelle sezioni in cui c'è la variazione di spessore si impone la continuità delle grandezze sia cinematiche che meccaniche.

Base: $w_1(0) = 0$; $\varphi_1(0) = 0$

Intermedio: $w_i(h_i) = w_j(h_i)$; $\varphi_i(h_i) = \varphi_j(h_i)$; $T_i(h_i) = T_j(h_i)$; $M_i(h_i) = M_j(h_i)$;

Sommità: $w_n(h_n) = 0$; $M_n(h_n) = 0$

Le condizioni al contorno appena descritte sono contemplate nell' ENV 1993 1-6 (5.2.2), l'incastro alla base è indicato come BC1f, mentre la "cerniera" in sommità è indicata come BC2f (Fig.3.1.4). Comunque è utile osservare che nel caso di tubi semi-indefiniti (detti tubi lunghi) le condizioni al contorno della sommità non perturbano la soluzione in alcun modo, per cui facendo anche l'ipotesi che la parte superiore sia libera non si ha nessun cambiamento sulle caratteristiche della sollecitazione.



(Figura 3.1.3)

Con "4" si indicano aste di ancoraggio a spaziatrice ridotta.

Definito il campo di spostamento per derivazioni successive è possibile ricavare, le rotazioni, le sollecitazioni taglianti e il momento flettente.

$$\varphi = w'(x)$$

$$M = D w''(x)$$

$$T = -D w'''(x)$$

Per l'ordine di travi di meridiano è necessario definire anche la sollecitazione dovuta al peso proprio. Bisogna osservare che il problema di membrana è disaccoppiato rispetto a quello

di guscio, per cui lo studio può essere condotto a parte. È immediato calcolare lo sforzo normale che interessa l'ordine di travi di meridiano attraverso la seguente equazione differenziale:

$$-u''(x) = \frac{P_t(x)}{k}$$

$$k = \frac{E s}{1 - \nu^2}$$

L'analogia con il problema di asta è evidente, in questo caso però il modulo di resistenza assiale presenta al suo interno il coefficiente di Poisson, dimostrando come i due ordini di travi si influenzano a vicenda. Il carico dovuto al peso proprio del mantello varia con la seguente legge:

$$P_t(x) = \gamma_{acc} s h_i$$

Si definisce il campo di spostamento imponendo che lo spostamento alla base sia nullo e che lo sforzo normale in sommità sia uguale al peso della copertura distribuito sulla circonferenza. La legge di variazione dello spostamento è una quadratica, a sua volta si definisce la legge di variazione dello sforzo normale:

$$N_m = -k u'(x)$$

3.2 Equazioni sull'ordine di travi di parallelo

La sollecitazione sull'ordine di travi di parallelo è direttamente dipendente dallo spostamento fuori piano w della parete.

$$N_p = \frac{E s}{R} w(x)$$

3.3 Esposizione dei risultati

Si utilizza un acciaio inox AISI 316, caratterizzato da un modulo elastico di 200 GPa; Si espongono di seguito le caratteristiche del serbatoio.

h1	4,00	[m]	s1	6	[mm]
h2	5,00	[m]	s2	5	[mm]
h3	6,00	[m]	s3	4	[mm]
htot	15,00	[m]	sm	5,00	[mm]

D1	3,956	[kNm]	C1	300.000	[KN/m ³]
D2	2,289	[kNm]	C2	250.000	[KN/m ³]
D3	1,172	[kNm]	C3	200.000	[KN/m ³]

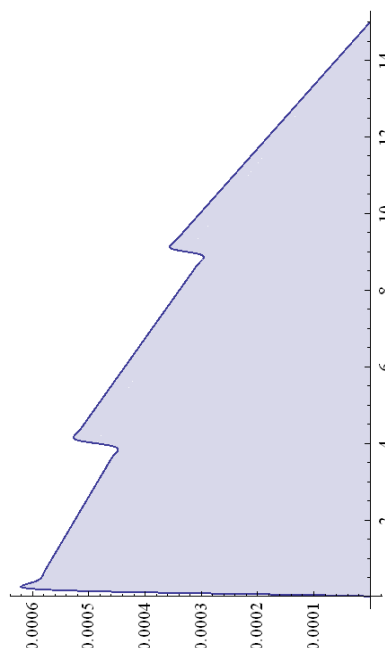
β1	11,734	[1/m]	λ1	0,535	[m]
β2	12,854	[1/m]	λ2	0,489	[m]
β3	14,371	[1/m]	λ3	0,437	[m]

h1/λ1	7,5	TUBO DI LUNGO
h2/λ2	10,2	TUBO DI LUNGO
h3/λ3	13,7	TUBO DI LUNGO

Il serbatoio è stato diviso in tre tronchi alti rispettivamente 4m, 5m e 6m di spessore crescente dal fondo verso la sommità, rispettivamente: 6mm; 5mm; 4mm. Per tener conto dell'aleatorietà della definizione dei pesi dei materiali i carichi sono stati amplificati del 30%. Si assume per il liquido un peso specifico di $9.3157 \text{ kN}/\text{m}^3$.

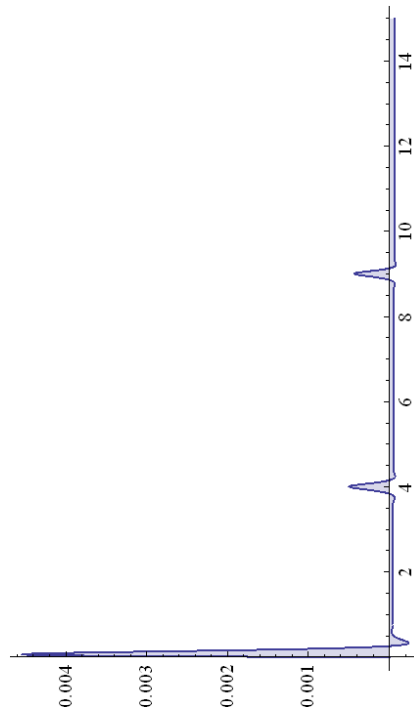
Di Seguito si espongono i diagrammi del campo di spostamento e le caratteristiche della sollecitazione.

- **Campo di spostamento radiale**



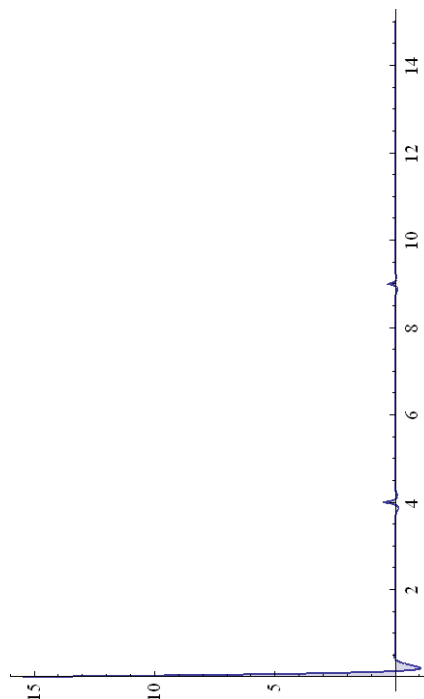
La massima deformazione si ha a circa 30 cm dal fondo del serbatoio e corrisponde a 0.62 mm;

- **Andamento delle rotazioni**



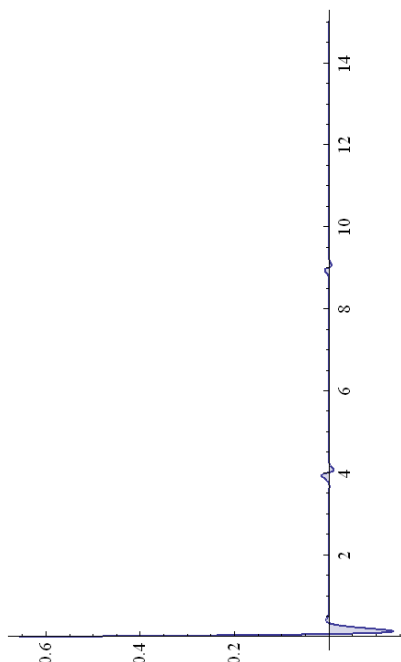
È evidente come nei tratti a inclinazione costante la sollecitazione nell'ordine di travi meridiane sia prettamente membranale.

- **Andamento delle sollecitazioni taglianti**



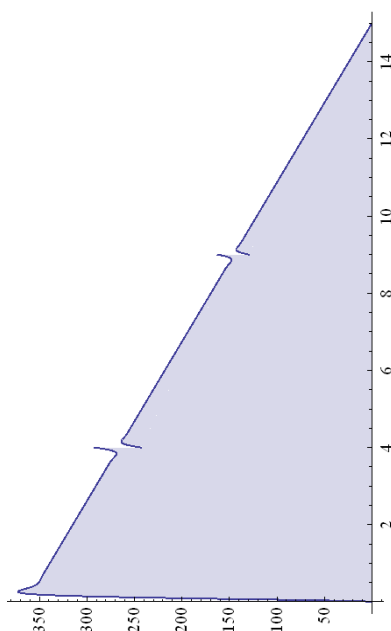
La massima sollecitazione tagliante si ha alla base, è utile osservare che la sollecitazione nasce nelle zone in cui è perturbato il regime membranale, con l'obiettivo di ripristinare la congruenza.

- **Andamento del momento flettente**



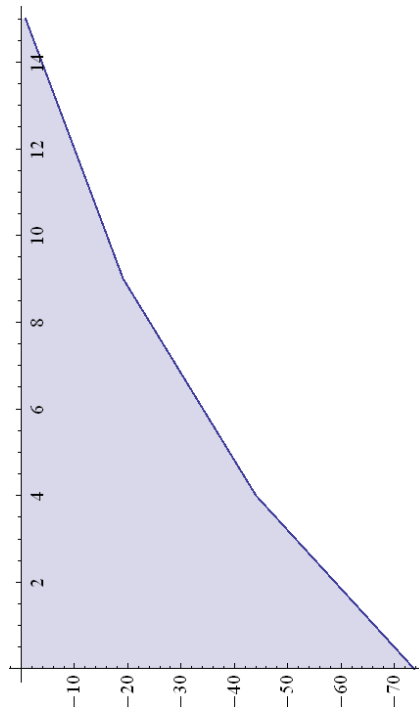
In analogia per la sollecitazione tagliante il valore massimo si ha alla base, dove le condizioni al contorno descrivono un incastro.

- **Andamento dello sforzo normale di parallelo**



L'andamento della sollecitazione segue esattamente il campo di spostamento radiale amplificato della rigidezza del tratto in esame. La discontinuità nelle sezioni di cambio spessore è dovuto proprio al "salto" di rigidezza. Il massimo valore sollecitante si ha in corrispondenza della massima deformazione, ossia a circa 30 cm dal fondo del serbatoio.

- **Andamento dello sforzo normale di meridiano**



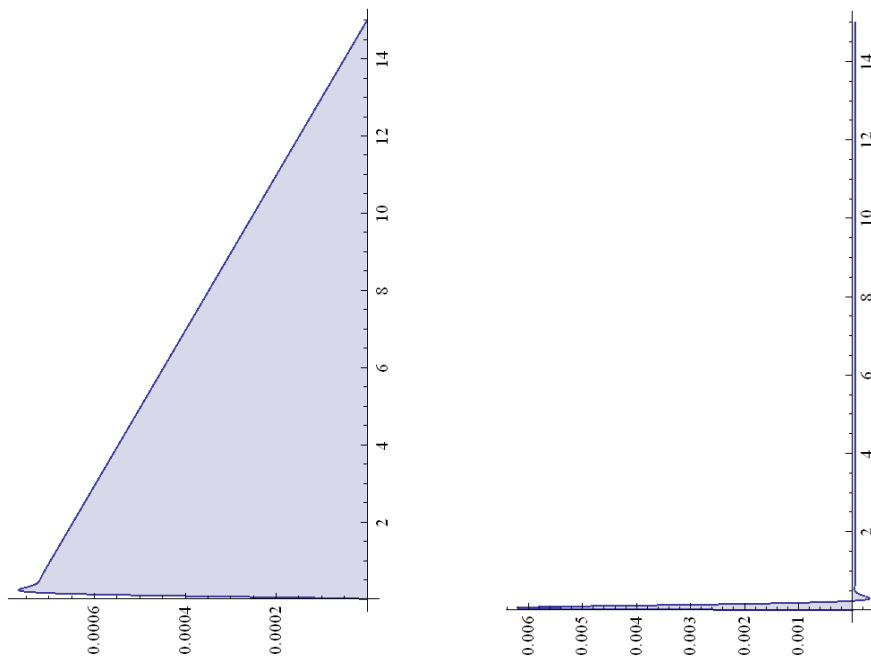
Il peso dell'elemento si riduce con l'altezza, in sommità resta solo il peso per unità di lunghezza del guscio di copertura. Per l'acciaio si è assunto un peso specifico di $\gamma_{acc} = 78,25 \text{ kN}/\text{m}^3$

Si espongono i valori delle tensioni nelle sezioni più sollecitate:

SEZIONE DI BASE			
Np1	370,00 [kN/m]	σp1	61,7 [N/mm ²]
Nm1	-73,00 [kN/m]	σp1	-12,2 [N/mm ²]
Tm1	15,44 [kN/m]	τm1	2,6 [N/mm ²]
Mm1	0,656 [kNm/m]		
SEZIONE 4m			
Np2	300,00 [kN/m]	σp2	60,0 [N/mm ²]
Nm2	-44,05 [kN/m]	σp2	-8,8 [N/mm ²]
Tm2	0,50 [kN/m]	τm2	0,1 [N/mm ²]
Mm2	0,004 [kNm/m]		
SEZIONE 8m			
Np3	170,00 [kN/m]	σp3	42,5 [N/mm ²]
Nm3	-15,30 [kN/m]	σp3	-3,8 [N/mm ²]
Tm3	0,30 [kN/m]	τm3	0,1 [N/mm ²]
Tm1	0,002 [kNm/m]		

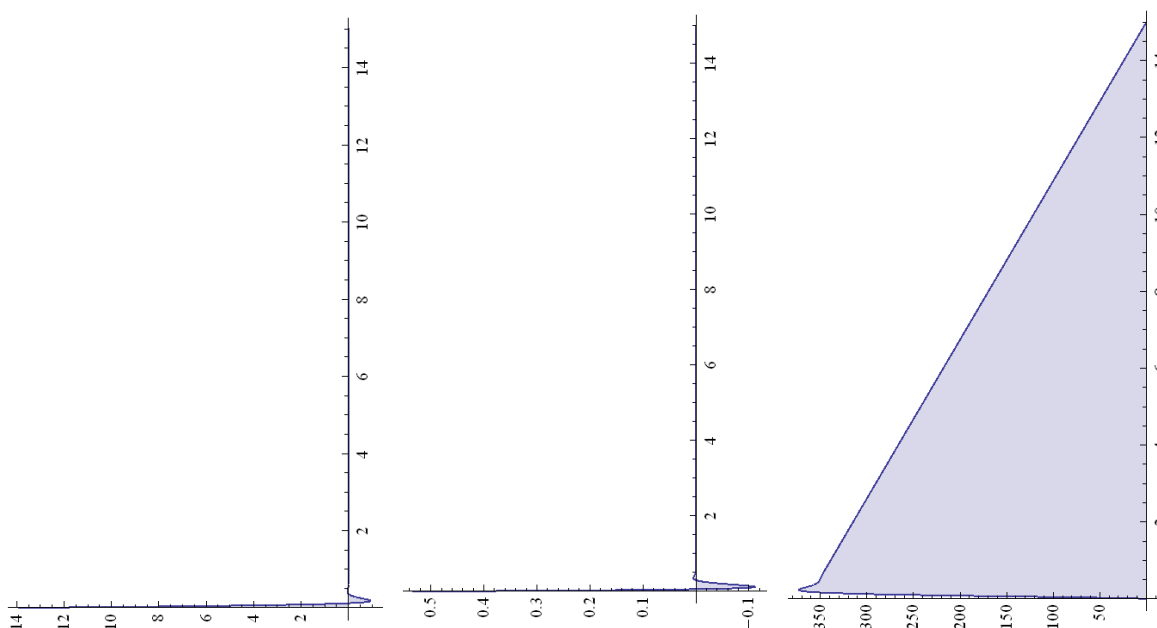
A scopo di verifica si espone la stessa analisi calcolata per un serbatoio di raggio e altezza uguale al precedente, ma con spessore costante calcolato come media pesata (sulla lunghezza) degli spessori dell'analisi precedente.

- **Spostamenti e Rotazioni**



Lo spostamento massimo (0,75 mm) è maggiore rispetto al caso precedente in quanto la virola di base in questo caso ha uno spessore più basso. È evidente come in 30-40 cm sia ripristinato completamente il regime membranale.

- **Caratteristiche della sollecitazione**



Sono esposti per l'ordine di travi meridiane l'andamento del taglio e del momento flettente; mentre per l'ordine di travi di parallelo l'andamento dello sforzo normale. I risultati ottenuti sono perfettamente confrontabili con quelli ricavati con l'analisi più accurata.

4. PROGETTAZIONE DI PARETI CILINDRICHE

La parete cilindrica del guscio del serbatoio deve essere controllata in relazione ai seguenti fenomeni in ogni stato limite:

- Stabilità globale ed equilibrio statico
- LS1: limite plastico
- LS2: plasticità alternata
- LS3: instabilità
- LS4: fatica

La progettazione in esame, riguarda un serbatoio realizzato con un mantello laminato d'acciaio piatto, quindi isotropo. La classe di qualità della tolleranza di fabbricazione è eccellente per cui il materiale presenta pochissime imperfezioni.

La stabilità globale deve essere valutata studiando la risultante sismica e dell'azione del vento.

4.1 Verifica al limite plastico LS1

Si conduce la verifica di resistenza con il criterio della tensione tangenziale ottaedrica. Si calcolano le tensioni dividendo le sollecitazioni per lo spessore della virola.

SEZIONE DI BASE					
Np1	370,00	[KN/m]	σp1	61,7	[N/mm ²]
Nm1	-73,00	[KN/m]	σp1	-12,2	[N/mm ²]
Tm1	15,44	[KN/m]	τm1	2,6	[N/mm ²]
Mm1	0,656	[KNm/m]			
SEZIONE 4m					
Np2	300,00	[KN/m]	σp2	60,0	[N/mm ²]
Nm2	-44,05	[KN/m]	σp2	-8,8	[N/mm ²]
Tm2	0,50	[KN/m]	τm2	0,1	[N/mm ²]
Mm2	0,004	[KNm/m]			
SEZIONE 8m					
Np3	170,00	[KN/m]	σp3	42,5	[N/mm ²]
Nm3	-15,30	[KN/m]	σp3	-3,8	[N/mm ²]
Tm3	0,30	[KN/m]	τm3	0,1	[N/mm ²]
Tm1	0,002	[KNm/m]			

Si calcolano le tensioni principali, attraverso le formule di Mohr, considerando un tensore degli sforzi piano (Fig.4.1.1):

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_m & \tau_m \\ \cdot & \sigma_p \end{bmatrix}$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_m + \sigma_p}{2} \quad R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_m + \sigma_p}{2}\right)^2 + \tau_m^2} \quad \sigma_I = \sigma_c + R \quad \sigma_{II} = \sigma_c - R$$

La tensione ideale si calcola con la seguente formula, in pratica si ipotizza che il materiale entri in campo plastico raggiungendo il valore limite della tensione tangenziale ottaedrica.

$$\sigma_{id} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_I + \sigma_{II})^2 + \sigma_I^2 + \sigma_{II}^2}$$

Per valutare la tensione ammissibile si introduce una tabella che espone le principali caratteristiche chimiche e meccaniche del materiale usato (Tab. 4.1.1).

AISI	Acciai inox austenitici più comuni												
	Composizione, % in peso									Caratteristiche meccaniche			
	C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Mo	Altri	σ_R , MPa	σ_S , MPa	A, %	HRB
301	0.15	2.0	1.0	0.045	0.030	16-18	6-8	-	-	758	276	60	85
302	0.15	2.0	1.0	0.045	0.030	17-19	8-10	-	-	620	276	50	85
303	0.15	2.0	1.0	0.20	>0.15	17-19	8-10	0.60	-	620	241	50	76
304	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	18-20	8-10.5	-	-	586	241	55	80
304L	0.03	2.0	1.0	0.045	0.030	18-20	8-12	-	-	517	193	55	79
304N	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	18-20	8-10.5	-	N=0.10-0.16	620	331	50	85
305	0.12	2.0	1.0	0.045	0.030	17-19	10.5-13	-	-	586	262	50	80
308	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	19-21	10-12	-	-	586	241	50	80
309	0.20	2.0	1.0	0.045	0.030	22-24	12-15	-	-	620	310	45	85
310	0.25	2.0	1.5	0.045	0.030	24-26	19-22	-	-	655	310	45	85
314	0.25	2.0	1.5-3	0.045	0.030	23-26	19-22	-	-	690	345	40	85
316	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	16-18	10-14	2-3	-	620	276	50	76
316L	0.03	2.0	1.0	0.045	0.030	16-18	10-14	2-3	-	517	220	50	79
316N	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	16-18	10-14	2-3	N=0.10-0.16	620	331	48	85
317	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	18-20	11-15	3-4	N=0.10-0.16	620	276	45	85
321	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	17-19	9-12	-	Ti=5xC	620	241	45	80
330	0.08	2.0	0.75-1.5	0.040	0.030	17-20	34-37	-	-	586	310	40	80
347	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	17-19	9-13	-	Nb+Ta=10xC	655	276	45	85
348	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	17-19	9-13	-	Nb+Ta=10xC Ta=0.1; Co=0.2	655	276	45	85
384	0.08	2.0	1.0	0.045	0.030	15-17	-	-	-	517	241	55	70

(Tabella 4.1.1)

Si utilizza un acciaio inossidabile AISI 316 a cui corrisponde una tensione di snervamento di 276 MPa. Si impone $f_{yd} = \sigma_s / \gamma_{M0}$, dove il coefficiente di sicurezza dell'acciaio vale $\gamma_{M0} = 1,10$, il fattore di sicurezza è stato scelto in base ENV 1993-1-1 (5.1.1).

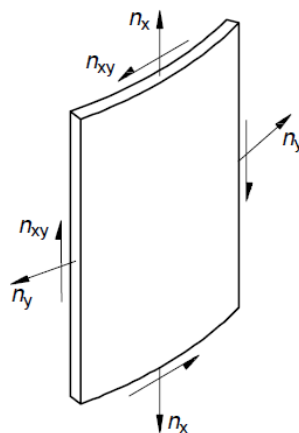
$$f_{yd} = 250,91 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta se $\sigma_{id} \leq f_{yd}$. ENV 1993-1.6 (6.2.2)

Si espongono di seguito i risultati ottenuti:

TENSIONI PRINCIPALI					
σ_c	24,75	[N/mm ²]	σ_1	61,76	[N/mm ²]
R	37,01	[mm]	σ_2	-12,26	[N/mm ²]
σ_c	25,60	[N/mm ²]	σ_1	60,00	[N/mm ²]
R	34,41	[mm]	σ_2	-8,81	[N/mm ²]
σ_c	19,34	[N/mm ²]	σ_1	42,50	[N/mm ²]
R	23,16	[mm]	σ_2	-3,83	[N/mm ²]

VERIFICA DI RESISTENZA LS1		
σ_{id}	68,71 [N/mm ²]	VERIFICATO
f_{yd}	250,91 [N/mm ²]	
σ_{id}	64,86 [N/mm ²]	VERIFICATO
f_{yd}	250,91 [N/mm ²]	
σ_{id}	44,54 [N/mm ²]	VERIFICATO
f_{yd}	250,91 [N/mm ²]	

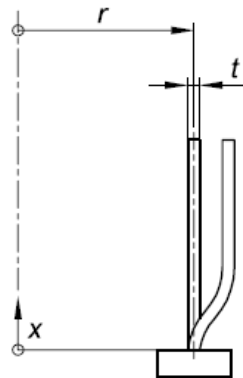


(Figura 4.1.1)

4.2 Verifica a plasticità alternata LS2

Lo stato limite di plasticità ciclica deve essere assunto come la condizione in cui cicli ripetuti di carico e di scarico producono snervamento a trazione e a compressione nello stesso punto, causando quindi l'esecuzione ripetuta di un lavoro plastico sulla struttura che determina infine incrinature locali a seguito dell'esaurimento della capacità di assorbimento di energia del materiale. Per la verifica di questo stato limite si devono considerare tutte le azioni variabili, come sovraccarichi e variazioni di temperatura. Quando si utilizza un'analisi elastica o le formule dall'appendice C dell'**UNI ENV 1993-1-6** dovrebbe essere presa in considerazione solo la parte variabile delle azioni fra i valori estremi massimo e minimo.

Cilindro, bloccato: aumento uniforme di temperatura



$$\sigma_{MT\theta} = \alpha ET$$

BC1r

Max. σ_{sx}	Max. $\sigma_{s\theta}$	Max. $\tau_{x\theta}$	Max. $\sigma_{eq,s}$	Max. $\sigma_{eq,m}$
1,816 $\sigma_{MT\theta}$	1,545 $\sigma_{MT\theta}$	1,169 $\sqrt{t/r} \sigma_{MT\theta}$	2,081 $\sigma_{MT\theta}$	1,000 $\sigma_{MT\theta}$

Per condizioni ambientali di diretto irraggiamento si impone un'escursione termica di 70°C; il termine BC1r indica che il serbatoio è considerato incastrato alla base. La verifica si conduce direttamente sullo spessore più grande, 7 mm.

ΔT	70 [C]	$\sigma_{MT\theta}$	140,00	[N/mm ²]
α	0,00001 [1/C]	Max σ_x	254,24	[N/mm ²]
		Max σ_p	216,30	[N/mm ²]
		Max τ_x	18,24	[N/mm ²]

Il valore di progetto del cambiamento di tensione equivalente di Von Mises su ogni superficie si ricava da:

$$\Delta\sigma_{eq,Ed,i} = \sqrt{\Delta\sigma_x^2 - \Delta\sigma_x\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_\theta^2 + 3\Delta\tau_{x\theta}^2}$$

La verifica è soddisfatta se è rispettata la seguente disuguaglianza:

$$\Delta\sigma_{eq,Ed,i} \leq f_{eq,Rd}$$

$$f_{eq,Rd} = 2f_{yd}$$

$f_{eq,Rd}$ è la resistenza del campo di tensione equivalente di Von Mises; per l'acciaio in esame, AISI 316, la tensione di snervamento di questo acciaio è di 276 MPa, si assume un coefficiente di sicurezza di 1,10.

VERIFICA PLASTICITA' ALTERNATA LS2		
$\Delta\sigma_{eq,Ed,i}$	239,64 [N/mm ²]	VERIFICATO
$\Delta f_{eq,Rd}$	401,45 [N/mm ²]	

4.3 Verifica all'instabilità LS3

Nello specifico le tipologie di crisi più frequenti per i serbatoi di tipo metallico sono legate all'instabilità delle lamiere che lo compongono, e possono essere distinti in questo modo:

- Instabilità elastica;
- Instabilità elasto-plastica;
- Instabilità secondaria;

4.3.1 Verifica all'instabilità elastica

La verifica all'instabilità elastica si esegue con la formula della tensione critica dell'asta di Eulero. La virola di base prima di raggiungere la tensione di rottura generalmente attinge la tensione che porta a instabilizzare l'ordine di aste meridiane. Nel caso elastico l'instabilità si manifesta con grandi spostamenti nella direzione ortogonale alla parete, senza che il materiale sopraggiunga in campo plastico. Si valuterà nelle analisi successive come questa

situazione ideale non possa realizzarsi in quanto l'ingresso in campo plastico deforma in modo permanente la parete.

Per tener conto delle imperfezioni geometriche e della non perfetta verticalità dell'elemento il valore ricavato dalla tensione critica di Eulero viene diviso per un opportuno fattore di sicurezza, 3, maggiorato rispetto a quanto richiesto dall'eurocodice.

La verifica viene condotta seguendo le prescrizioni dell'**UNI ENV 1993-1-6; D.1.2.1**

$$\sigma_{xRc} = 0,605 E C_x \frac{t}{r}$$

$$\omega = \frac{\ell}{r} \sqrt{\frac{r}{t}} = \frac{\ell}{\sqrt{rt}}$$

$$1,7 \leq \omega \leq 0,5 \frac{r}{t}$$

ℓ è la lunghezza del cilindro r è il raggio riferito al piano medio e t è lo spessore del guscio.

Se ω è compreso nell'intervallo allora C_x è uguale a uno, altrimenti:

- Tubo corto

$$C_x = 1,36 - \frac{1,83}{\omega} + \frac{2,07}{\omega^2}$$

- Tubo lungo

$$C_x = 1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \left[1 - 2\omega \frac{t}{r} \right] \quad \text{ma} \quad C_x \geq 0,6$$

Parametro C_{xb} per l'effetto delle condizioni al contorno sulla tensione critica meridionale di instabilità nei cilindri lunghi

Caso	Estremità del cilindro	Condizione al contorno	C_{xb}
1	estremità dell'1 estremità del 2	BC 1 BC 1	6
2	estremità dell'1 estremità del 2	BC 1 BC 2	3
3	estremità dell'1 estremità del 2	BC 2 BC 2	1

(Tabella 4.3.1.1)

Nel caso in esame ω vale 126,8, mentre l'estremo superiore 143. Il calcolo è stato eseguito sullo spessore più grande

$$\sigma_{xRc} = 0.605 E \frac{s}{R}$$

$$f_{mb} = \frac{\sigma_c}{3}$$

Dove E è il modulo elastico dell'acciaio; s lo spessore della parete e R il raggio del serbatoio calcolato in riferimento al piano medio. Si riportano di seguito i valori per le tre porzioni di serbatoio e le verifiche.

<u>VERIFICA INSTABILITA' ELASTICA LS3</u>		
oid	68,71 [N/mm ²]	VERIFICATO
fmb	121,00 [N/mm ²]	
oid	64,86 [N/mm ²]	VERIFICATO
fmb	100,83 [N/mm ²]	
oid	44,54 [N/mm ²]	VERIFICATO
fmb	80,67 [N/mm ²]	

4.3.2 Verifica all'instabilità elasto-plastica

Per far sì che si verifichi l'instabilità elastica è necessario avere elevati valori di compressione di meridiano, associati a bassi valori di tensioni di parallelo, quindi basse pressioni idrostatiche (anche idrodinamiche, nel caso si consideri l'azione sismica). Questa situazione è assai rara, pertanto le verifiche più gravose riguardano spesso l'instabilità elasto-plastica. Nel caso in esame si studia l'instabilità dell'elemento quando anche il generico ordine di travi di parallelo abbia attinto la tensione di snervamento. Nella situazione limite a causa del fenomeno sopra descritto la sezione critica non è più in grado di assorbire alcuno sforzo di compressione verticale poiché i meridiani che la irrigidivano sono snervati, inoltre la pressione interna crea una deformata che incrementa l'eccentricità del carico, generando il cosiddetto "elephant foot buckling" o instabilità a piede di elefante (Fig. 4.4.2.1).



(Figura 4.4.2.1)

Gli Eurocodici trattano l'instabilità elasto-plastica attraverso una riduzione quadratica della classica instabilità euleriana legata al valore $\frac{PR}{s f_{yd}}$, dove P è la pressione interna somma della idrostatica e idrodinamica, s lo spessore della parete e f_y la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio.

$$\sigma_m = \sigma_{c1} \left[1 - \left(\frac{pR}{s f_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right) \left[\frac{r + f_y/250}{r + 1} \right]$$

I fattori che seguono la parentesi quadra possono essere trascurati nell'analisi che si sta svolgendo in quanto sono molto vicini all'unità. Sono determinanti quando il raggio del serbatoio è piccolo e gli spessori sono grandi, in quanto:

$$r = \frac{R/s}{400}$$

Si può notare come la tensione indotta nei paralleli dalla pressione del fluido abbatta notevolmente la tensione critica, fino al limite in cui la sola pressione P porta a snervare i meridiani $(PR/t) = f_y$, cosicché la capacità portante della sola lamiera è nulla. Ai fini del

calcolo per l'instabilità elasto-plastica si introduce al posto della tensione critica di Eulero σ_{c1} , il valore ridotto dal coefficiente di sicurezza. Si espongono di seguito i risultati ottenuti:

PRESSIONI DEL LIQUIDO	
P1	0,1397355 [N/mm ²]
P2	0,1024727 [N/mm ²]
P3	0,0558942 [N/mm ²]

Le pressioni sono state calcolate nella sezione di base e nelle sezioni in cui c'è la variazione di spessore, a "gradino".

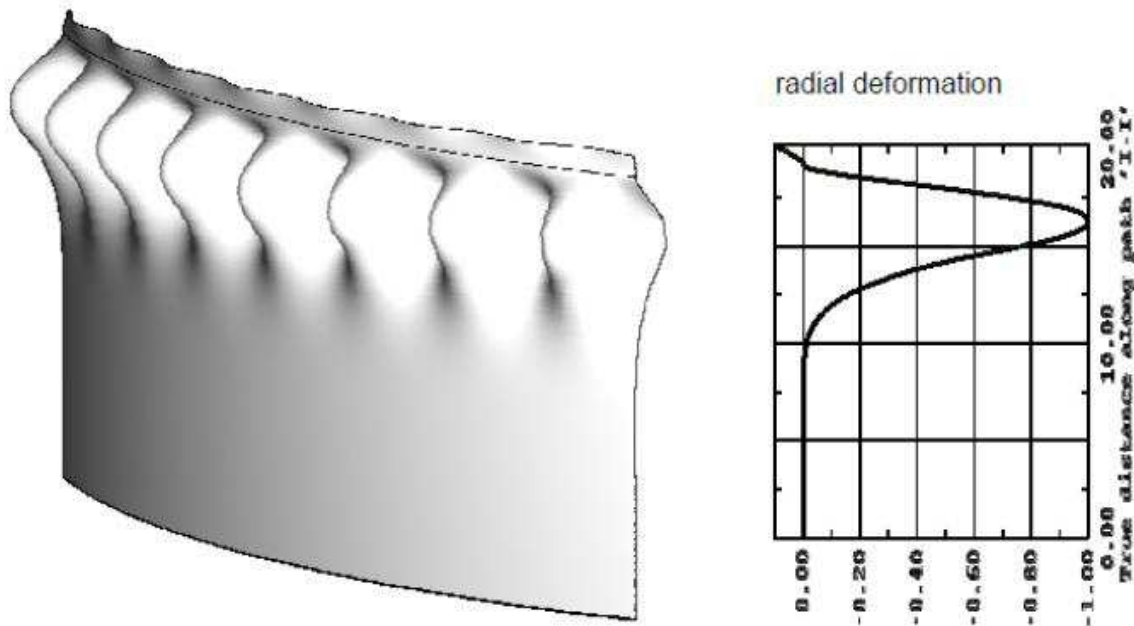
VERIFICA INSTABILITA' PLASTICA LS3		
σ_{id}	68,71 [N/mm ²]	VERIFICATO
f_{pb}	116,83 [N/mm ²]	
σ_{id}	64,86 [N/mm ²]	VERIFICATO
f_{pb}	98,14 [N/mm ²]	
σ_{id}	44,54 [N/mm ²]	VERIFICATO
f_{pb}	79,67 [N/mm ²]	

La verifica va effettuata sulla prima virola a una distanza di circa 30cm dalla base, ma la norma consiglia di ripeterla anche ogni qualvolta vi sia un cambio di spessore da una virola alla successiva.

4.3.3 Verifica all'instabilità secondaria

L'instabilità secondaria riguarda espressamente l'ordine di travi di parallelo. È molto comune nei serbatoi a grande diametro, in questo caso le travi di parallelo sottoposte all'eccitazione sismica subiscono una sorta di risucchio verso l'interno. L'instabilità si manifesta come una fitta ondulazione circonferenziale della parete, specialmente per le sezioni di sommità, le quali sono soggette a pressione minore e hanno spessori modesti (Fig. 4.4.3.1).

La copertura offre un'azione stabilizzante, in questo caso.



(Figura 4.4.3.1)

In questa analisi la verifica si ritiene soddisfatta se il rapporto altezza-diametro del serbatoio è maggiore dell'unità.

$$\frac{H}{D} = 3,75$$

VERIFICA INSTABILITA' SECONDARIA LS3

Se $H \geq D$ L'instabilità secondaria non si manifesta

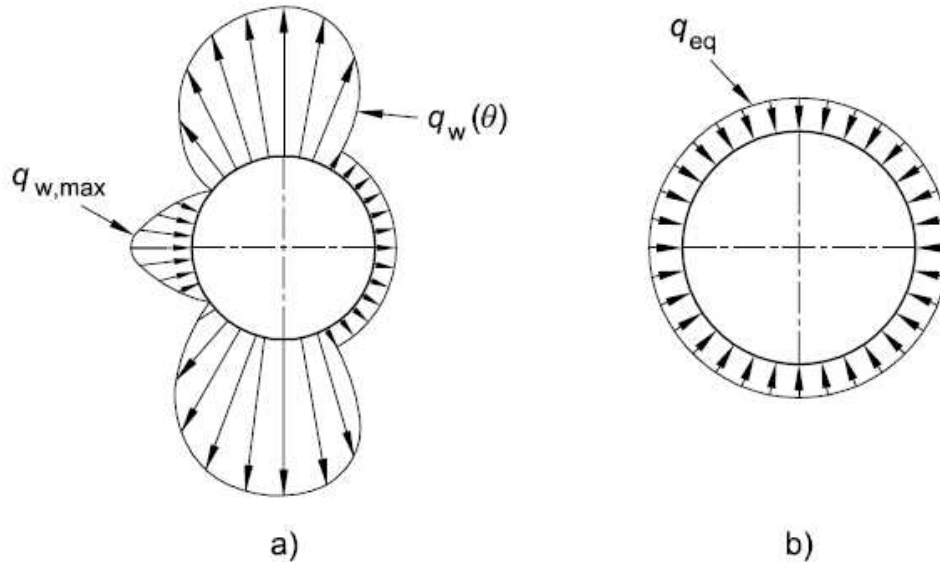
La trattazione approfondita si esegue secondo le prescrizioni dell' **UNI ENV 1993-1-6; D.1.3.1.**

È importante osservare che l'analisi dell'azione del vento deve essere affrontata anche per lo studio dell'instabilità del serbatoio. La tensione equivalente sul generico ordine di travi di parallelo si calcola come segue.

Trasformazione della distribuzione tipica di carico da pressione esterna da vento

Legenda

- a) Distribuzione della pressione del vento attorno alla circonferenza del guscio
- b) Distribuzione della pressione assialsimmetrica equivalente



La distribuzione non uniforme della pressione q_w risultante da carico esterno da vento su cilindri può, ai fini del calcolo dell'instabilità del guscio, essere sostituita da una pressione esterna uniforme equivalente:

$$q_{eq} = k_w q_{w,max}$$

$$k_w = 0,46 \left(1 + 0,1 \sqrt{\frac{C_{\theta} r}{\omega t}} \right)$$

$$\sigma_{\theta Ed} = q_{eq} \frac{r}{t}$$

$$0,65 \leq k_w \leq 1$$

$$\omega = \frac{\ell}{r} \sqrt{\frac{r}{t}} = \frac{\ell}{\sqrt{rt}}$$

C_{θ} nel caso di serbatoio incastrato alla base e svincolato in sommità vale 0,6, ℓ è la lunghezza del cilindro r è il raggio riferito al piano medio e t è lo spessore del guscio.

4.4 Verifica a fatica LS4

Per ridurre la vulnerabilità di una struttura nei confronti della fatica, molto può essere ottenuto adottando corrette pratiche di progettazione, che implicano una giudiziosa selezione della configurazione strutturale ed una accurata scelta dei dettagli costruttivi resistenti a fatica. Già nelle prime fasi della progettazione bisogna tener conto degli effetti della fatica. Se gli effetti della fatica vengono analizzati solo in seguito alla valutazione degli altri aspetti della progettazione, si possono ottenere realizzazioni non adeguate o eccessivamente costose. È importante considerare, allo stesso tempo, le esigenze dei fornitori e dei costruttori.

In particolare, occorre tenere conto, nella valutazione della resistenza a fatica, della presenza di fori o di attacchi per il sollevamento per agevolare il montaggio della struttura.

Eventuali problemi di fatica possono essere eliminati con opportuni accorgimenti nei dettagli costruttivi ed evitando:

- bruschi cambiamenti delle sezioni trasversali e, in generale, zone di concentrazione delle sollecitazioni;
- disallineamenti ed eccentricità;
- piccole discontinuità dei materiali, come scalfitture e marcature da rettifica;
- saldature non strettamente necessarie di elementi secondari, ad es. per la movimentazione delle strutture;
- saldature a penetrazione parziale, a cordoni d'angolo, intermittenti, e con barrette di sostegno;
- schizzi delle saldature ad arco.

Il rispetto di queste regole e il funzionamento in campo elastico della struttura permettono di affermare che la resistenza a fatica è assicurata. La definizione di tutte le prove per la determinazione della resistenza a fatica è trattata nell' ENV 1993-1-9.

4.5 Apertura nelle pareti dei serbatoi

Si prevede nel serbatoio un'apertura circolare di 660 mm, per l'ispezione e la pulizia.

Quando un'apertura nella parete cilindrica del guscio riduce la capacità portante o mette a rischio la stabilità del guscio, l'apertura deve essere rinforzata.

Tale rinforzo si può ottenere:

- aumentando lo spessore della parete del guscio;
- aggiungendo una piastra di rinforzo;
- tramite la presenza di un boccaglio

Si inserisce una piastra di rinforzo nel guscio del serbatoio con area trasversale ΔA calcolato con la seguente formula:

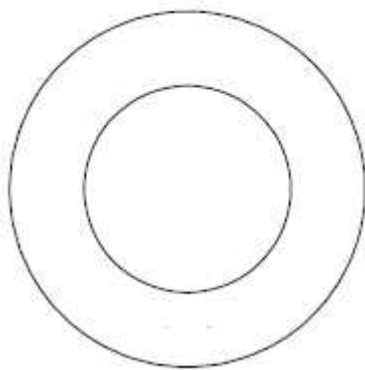
$$\Delta A = 0,75 d t_{ref}$$

Dove d è il diametro della bucatiera e t_{ref} è lo spessore richiesto dal progetto per LS1 per la parete del guscio senza apertura.

$$\Delta A = 2250 \text{ mm}^2$$

Su una larghezza di 115 mm corrisponde a inserire una lamiera di rinforzo di 10 mm. Si inserisce una corona circolare della larghezza di 115 mm e raggio esterno di 445 mm come rinforzo attorno al passo d'uomo (Fig. 5.2.1). Si dispone il rinforzo mediante saldatura.

Per scongiurare fenomeni di instabilità è opportuno spostarsi il più possibile dalla sezione maggiormente sollecitata del serbatoio, per cui il punto più basso del foro deve distare almeno 70 cm dal fondo. (Fig. 5.2.2).



(Figura 5.2.1)



(Figura 5.2.2)

Si predispone anche un foro di 70 mm a livello del fondo per spillare il liquido. L'ENV 1993-4.2 (5.4.7.2) prevede per boccagli del guscio con diametro esterno minore di 80 mm che il rinforzo può essere omesso a condizione che lo spessore della parete in corrispondenza del bocaglio sia minore di quello fornito nella seguente tabella (Tab. 4.5.1).

Spessore minimo del corpo del bocaglio

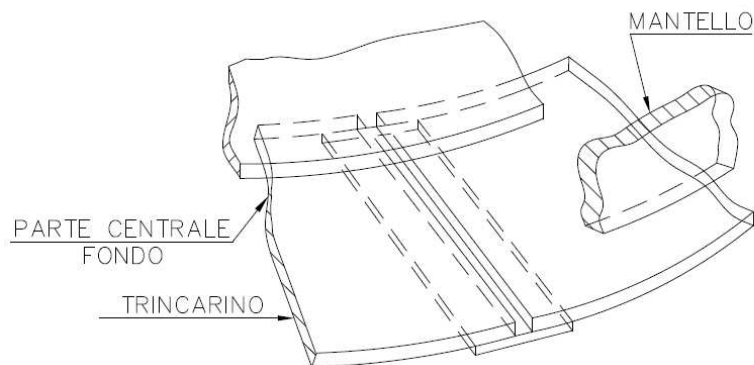
Diametro esterno d_n del passo d'uomo o del bocaglio (mm)	Spessore nominale minimo $t_{ref,n}$ (mm)	
	Acciaio al carbonio	Acciaio austenitico
$d_n \leq 50$	5,0	3,5
$50 < d_n \leq 75$	5,5	5,0
$75 < d_n \leq 80$	7,5	6,0

(Tabella 4.5.1)

Si ricade nel secondo intervallo, essendo lo spessore del guscio di 6 mm la verifica è soddisfatta.

4.6 Ancoraggio del serbatoio

L'ancoraggio deve principalmente essere fissato al guscio cilindrico e non alla sola parete del fondo (Fig.4.6.1). La progettazione deve considerare i movimenti del serbatoio dovuti a variazioni termiche e alla pressione idrostatica per minimizzare le tensioni indotte nel guscio da questi effetti. Le forze di ancoraggio dovute a carico da vento per un appoggio rigido dovrebbero essere calcolate in conformità con la teoria del guscio: si dovrebbe notare che queste sono molto maggiori di quelle ottenute in conformità con la teoria della trave. La progettazione del guscio cilindrico per forze di ancoraggio locali e momenti flettenti risultanti dall'ancoraggio dovrebbe soddisfare le disposizioni della ENV 1993-4-1 (5.4.1).



(Figura 4.6.1)

Sul trincarino sono saldate le armature direttamente ancorate nella platea di fondazione.

4.7 Stato limite di esercizio

Gli stati limite di esercizio per pareti cilindriche devono essere considerati come:

- deformazioni e inflessioni che influiscono negativamente sull'efficace utilizzo della struttura;
- deformazioni, inflessioni o vibrazioni che causano danni ad elementi non strutturali.

Deformazioni, inflessioni e vibrazioni devono essere limitate per soddisfare i criteri suddetti.

Valori limite specifici, appropriati per l'utilizzo previsto, dovrebbero essere concordati fra il progettista e il cliente.

Si verifica che il valore limite dell'inflessione radiale locale deve essere il minore tra:

$$w_{r,max} = 0.05 R ; w_{r,max} = 20 s$$

Il massimo spostamento radiale è di 0.65 mm

$$w_{r,max} = 200 mm$$

La verifica in condizioni di esercizio è ampiamente soddisfatta.

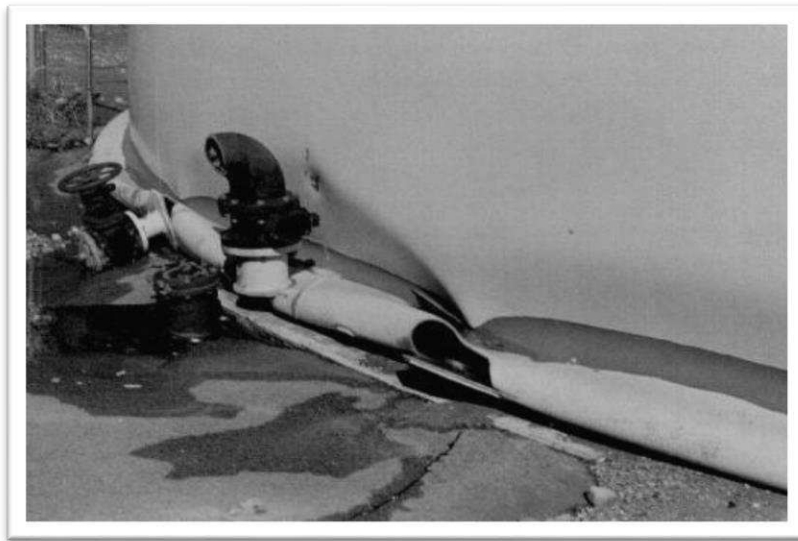
5. CONCLUSIONI

Con il seguente studio si è voluto affrontare la progettazione di massima di un serbatoio non in zona sismica cercando di approfondire tutti gli aspetti legati al dimensionamento delle pareti e assicurando un buon margine di sicurezza dei confronti dell'instabilità e della resistenza del materiale. Dalla progettazione è evidente come per elementi sottili e alti la verifica più vincolante sia la verifica all'instabilità, infatti valutando le tensioni di calcolo rispetto alla tensione di snervamento dell'acciaio il materiale risulta sfruttato al 30%.

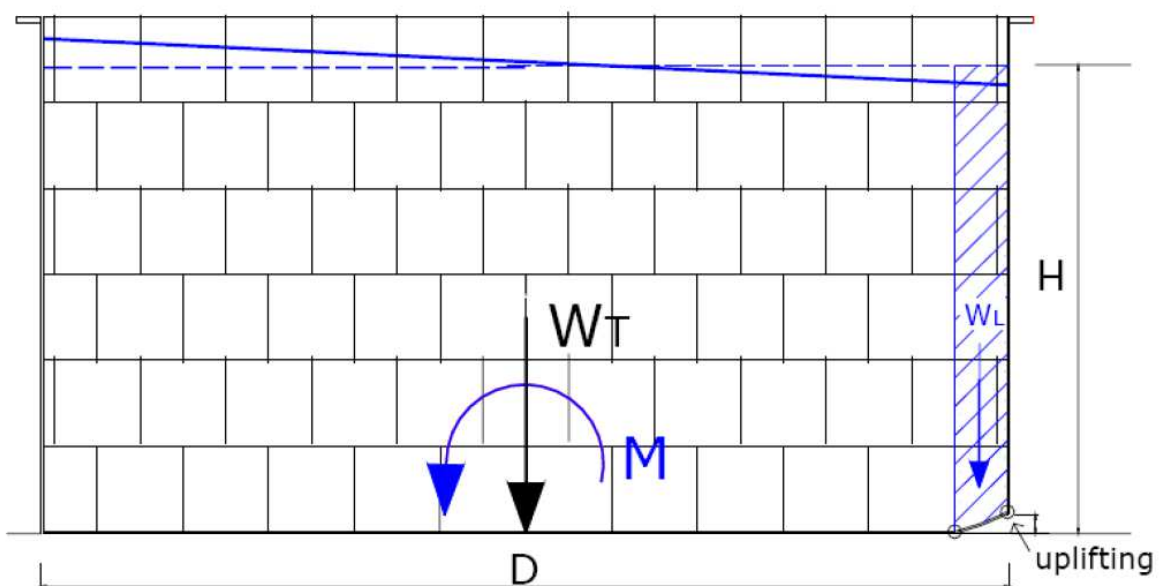
Il calcolo delle tensioni nel guscio è stato condotto con parsimonia, studiando il problema matematico nei suoi molteplici aspetti e prestando particolare importanza alle condizioni al contorno.

L'analisi dell'azione sismica non è stata affrontata ma per questi elementi è cruciale, in quanto sotto l'input sismico i serbatoi subiscono una notevole azione idrodinamica dovuta al liquido in movimento. Questa sollecitazione può portare a problemi di instabilità sul mantello e nei casi limite al collasso (Fig. 5.1). I grandi serbatoi solitamente non sono

ancorati alla base e sotto l'azione sismica subiscono grandi sollecitazioni idrodinamiche, in quanto queste sono più influenti se il rapporto H/D è basso. Tale azione causa sovente il sollevamento del fondo metallico lungo un tratto più o meno esteso del perimetro per una ristretta fascia posta a ridosso della parete, dove il peso del liquido che insiste sulla parte sollevata fornisce un momento stabilizzante supplementare (Fig. 5.2). Per quanto detto anche lo studio della fondazione assume particolare importanza in quanto il sollevamento del serbatoio causa delle concentrazioni di tensione che facilmente possono raggiungere la tensione limite del terreno.



(Figura 5.1)



(Figura 5.2)

Bibliografia

[01] EN 1993-1. Eurocode 3. Design of Steel Structure, Part 1-1: General rules and rules for building, European Committee for Standardization, Brussel, 1994.

[02] EN 1993-1. Eurocode 3. Design of Steel Structure, Part 1-6: General rules - Supplementary rules for the shell structures, European Committee for Standardization, Brussel, 2002.

[03] EN 1993-4. Eurocode 3. Design of Steel Structure, Part 4-2: Silos, tanks and pipelines – Tanks, European Committee for Standardization, Brussel, 2002.

[04] EN 1993-4. Eurocode 3. Design of Steel Structure, Part 4-1: Silos, tanks and pipelines - Silos, European Committee for Standardization, Brussel, 2002.

[05] Faedi L., COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI SERBATOI METALLICI NON ANCORATI SOGGETTI A SISMA: PROBLEMATICHE RELATIVE ALL'INSTABILITA' DEL MANTELLO, Tesi di laurea specialistica ingegneria civile, Alma Mater Studiorum - università di bologna, Bologna, 2010.

[06] A.Luongo, A. Paolone, SCIENZA DELLE COSTRUZIONI-IL CONTINUO DI CAUCHY, Roma, CEA,2004.

[07] S. Timoshenko, S. Woinowsky-Krieger, THEORY OF PLATES AND SHELLS, New York, McGraw-Hill Edition, 1940.