



**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE**

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE**

**TESI DI LAUREA**

**VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DEGLI  
IMPIANTI INDUSTRIALI**

**RELATORE:**

**Ch. mo Prof. Ing. MODENA CLAUDIO**

**CORRELATORI:**

**Ch. ma Prof.ssa Ing. DA PORTO FRANCESCA**

**Ch. Mo Prof. Ing. MASCHIO GIUSEPPE**

**Ing. Zampieri Paolo**

**LAUREANDO: Giovanni Smanio  
MATRICOLA N. 1014144**

**ANNO ACCADEMICO 2012 – 2013**

# INDICE

<b>Introduzione .....</b>	<b>9</b>
<b>Capitolo 1. SISMOLOGIA .....</b>	<b>11</b>
1.1. Introduzione .....	11
1.1.1. il terremoto .....	11
1.1.2. Onde p (longitudinali).....	13
1.1.3. Onde s (trasversali).....	13
1.1.4. Onde di rayleigh .....	13
1.1.4. Onde di love.....	14
1.2. Struttura interna della Terra.....	15
1.2.1. Velocita' delle onde all'interno della terra.....	16
1.3. Gli effetti indotti .....	16
1.4. L'influenza del tipo di terreno.....	17
1.5. misurare la forza di un terremoto: intensità e magnitudo .....	18
1.5.1. scale macrosismiche .....	19
1.6. L'osservazione strumentale dei terremoti.....	20
1.6.1. la conoscenza del fenomeno .....	22
<b>Capitolo 2. IL RISCHIO INDUSTRIALE.....</b>	<b>27</b>
2.1 Introduzione .....	27
2.2 Il quadro normativo sui grandi rischi in Italia .....	27
2.2.1 Il contesto italiano e le particolarità del d.Lgs. 238/05 .....	30
2.2.1.1 Il concetto di pianificazione territoriale .....	31
2.2.1.2 Gli insediamenti a rischio d'incidente rilevante in italia .....	32
2.2.1.2.1 Tipologie di impianti .....	35
2.3 Definizione di rischio naturale.....	38
2.3.1 Contestualizzazione del rischio naturale per gli impianti industriali.....	39
2.3.2 Analisi preliminare degli impatti e delle interazioni di un'area industriale .....	40
2.3.3 Valutazione del rischio sismico per impianti rir in italia.....	40
2.3.3.1 La pericolosità sismica in italia .....	40
2.3.3.2 classificazione sismica in italia.....	42
2.4. rischio sismico impianti rir in italia .....	48

<b>Capitolo 3. L'EFFETTO DEI SISMI SUGLI IMPIANTI INDUSTRIALI .....</b>	<b>51</b>
3.1. Il comportamento degli impianti industriali .....	51
3.2. Il rischio per gli impianti industriali .....	52
3.2.1. gli impianti dell'industria di processo .....	53
3.2.1.1. serbatoi atmosferici di stoccaggio .....	55
3.2.1.1.1. Serbatoi a tetto fisso.....	56
3.2.1.1.2. serbatoi a tetto galleggiante.....	57
3.3. Effetti dei terremoti sugli impianti industriali.....	58
3.4. Evidenze osservazionali.....	61
3.4.1. Long Beach 1933 .....	62
3.4.2. Kern County 1952 .....	63
3.4.3. Alaska 1964 .....	63
3.4.3.1. Anchorage .....	64
3.4.3.2. <i>Valdez</i> .....	64
3.4.3.3. <i>Whittier</i> .....	64
3.4.3.4. <i>Seward</i> .....	64
3.4.3.5. <i>Nikiska</i> .....	64
3.4.4. San Fernando 1971 .....	65
3.4.5. Imperial Valley 1979 .....	66
3.4.6. Coalinga 1983.....	67
3.4.7. Loma Prieta 1989 .....	69
3.4.7.1. <i>Richmond terminal</i> .....	69
3.4.7.2. <i>San Jose terminal</i> .....	69
3.4.7.3. <i>Brisbane terminal</i> .....	70
3.4.7.4. <i>Gilroy n°. 1</i> .....	70
3.4.7.5. <i>Moss landing</i> .....	71
3.4.7.6. <i>Altri depositi</i> .....	71
3.4.8. Landers 1992.....	71
3.4.9. Northridge 1994.....	73
3.4.9.1. <i>Serbatoi petroliferi</i> .....	73
3.4.9.2. <i>Serbatoi idrici</i> .....	74
3.4.9.2.1. <i>Città di Simi (water district 8)</i> .....	74
3.4.9.2.2. <i>Southern California Water Company (SCWC), Simi Valley</i> .....	74
3.4.9.2.3. <i>Città di Los Angeles, dipartimento dell'acqua e dell'energia (CLADWP)</i> ..	74

3.4.9.2.4. Valencia water company .....	74
3.4.9.2.5. Newhall County water district .....	75
3.4.10. Kobe 1995.....	75
3.4.11. Kocaeli 1999 .....	76
3.4.11.1. Raffineria di Tupra .....	76
3.4.12. Hokkaido 2003.....	77
3.5. Osservazioni.....	79
3.5.1. modalità di rottura osservate.....	79
<b>Capitolo 4.EVOLUZIONE TEORIA COMPORTAMENTO SISMICO SERBATOI.....</b>	<b>81</b>
4.1. Introduzione .....	81
4.2. The dynamic behavior of water tanks [7].....	82
4.2.1. introduzione .....	82
4.2.2. serbatoio a terra.....	83
4.2.3. serbatoi elevati.....	86
4.2.4. osservazioni .....	87
4.3. Seismic effects in flexible liquid storage tanks [8] .....	88
4.3.1. introduzione .....	88
4.3.2. sistema ed ipotesi.....	88
4.3.3. pressioni idrodinamiche e forze .....	89
4.3.4.equazione del moto.....	91
4.3.5. soluzione dell'equazione .....	92
4.3.6. massimo taglio e momento alla base.....	94
4.3.7. modi di vibrazione e frequenza naturale .....	95
4.3.8. riassunto a conclusioni .....	96
4.4. Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks [9].....	97
4.4.1. introduzione .....	97
4.4.2. metodo per l'analisi dinamica .....	97
4.4.3. procedura semplificata per l'analisi sismica.....	98
4.4.3.1. proprietà del modello.....	98
4.4.3.2. risposta sismica .....	100
4.4.4. osservazioni .....	101
<b>Capitolo 5. PROGETTAZIONE DEI SERBATOI .....</b>	<b>103</b>
5.1. Entità dell'azione sismica , criteri di calcolo relativi alla API-650 std. ....	103



5.2. Basi teoriche del comportamento sismico secondo la api 650 .....	110
5.2.1. Serbatoi non ancorati .....	110
5.2.1.1. azioni equilibranti nella zona di distacco .....	111
5.2.1.2. Sollecitazioni anulari di membrana.....	113
5.2.1.3.. sollecitazioni nella zona perimetrale a contatto.....	115
5.2.2. Serbatoi ancorati.....	119
5.3. Entità' dell'azione sismica, criteri di calcolo eurocodici EC8-4 .....	120
5.4. Basi teoriche del comportamento sismico secondo gli eurocodici EC8-4 .....	125
5.4.1. serbatoi non ancorati.....	125
5.4.1.1. azioni equilibranti nella zona di distacco .....	125
5.4.1.2. sollecitazioni anulari di membrana .....	126
5.4.1.3. sollecitazioni nella zona perimetrale a contatto.....	128
5.6. Verifiche sui serbatoi.....	129
5.6.1. instabilità elastica .....	129
5.6.2. instabilità elasto-plastica .....	130
5.6.3. instabilità nelle normative .....	132
5.6.3.1. api 650 sdt.....	132
5.6.3.2. ec8 - 4.....	134
5.6.4. instabilità secondaria .....	137
<b>Capitolo 6. ESEMPIO NUMERICO DI CONFRONTO EC8 ED API 650.....</b>	<b>139</b>
6.1. Descrizione del serbatoio.....	139
6.2. Entità dell'azione sismica .....	147
6.2.1. api 650 standard .....	150
6.2.1.1. sollecitazioni per serbatoio non ancorato .....	154
6.2.1.1.1. taglio alla base .....	155
6.2.1.1.2. momento sopra la base .....	155
6.2.1.1.3. momento sotto la base .....	155
6.2.1.2. sollecitazioni per serbatoio ancorato .....	155
6.2.1.2.1. taglio alla base .....	156
6.2.1.2.2. momento sopra la base .....	156
6.2.1.2.3. momento sotto la base .....	156
6.2.2. eurocodice ec8 - 4.....	157
6.2.2.1. sollecitazioni per serbatoio non ancorato ed ancorato .....	159
6.2.2.1. taglio alla base .....	159

6.2.2.2. momento sopra alla base.....	159
6.2.2.3. momento sotto alla base.....	160
6.3. Comportamento del serbatoio sotto l'input sismico.....	160
6.3.1. api 650 std. ....	160
6.3.1.2. serbatoio appoggiato .....	160
6.3.1.3. serbatoio ancorato .....	165
6.3.2. EC8 – 4.....	166
6.3.2.1. serbatoio appoggiato .....	166
6.3.2.2. serbatoio ancorato .....	167
6.4. Verifiche di resistenza del mantello .....	168
6.4.1. Api-650 std. ....	168
6.4.2. EC8-4.....	169
<b>Capitolo 7. MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI DEL SERBATOIO .....</b>	<b>173</b>
7.1. Descrizione del modello .....	173
7.1.2. descrizione serbatoio FE .....	173
7.1.2. liquido stoccato FE.....	176
7.1.3. vincolamento.....	179
7.1.3.1. serbatoio appoggiato .....	179
7.1.3.2. serbatoio ancorato .....	180
7.1.4. azione sismica.....	182
7.2. Analisi agli elementi finiti .....	184
7.3. Esposizione dei risultati dell'analisi agli elementi finiti .....	186
7.3.1. modello ancorato .....	186
7.3.1.1. Comportamento fluido.....	186
7.3.1.2. serbatoio ancorato con copertura .....	187
7.3.1.3. serbatoio ancorato con peso copertura.....	191
7.3.1.4. considerazione sui risultati ottenuti.....	196
7.3.2. modello appoggiato.....	197
7.3.2.1. comportamento fluido .....	197
7.3.2.2. serbatoio appoggiato con copertura.....	198
7.3.2.3. serbatoio appoggiato con peso copertura .....	205
7.3.2.4. considerazione sui risultati ottenuti.....	212
7.3.3. confronto dei risultati ottenuti.....	213

7.4. Confronto risultati 7 accelerogrammi spettro-compatibili .....	216
7.4.1. descrizione del modello .....	216
7.4.2. azione sismica .....	216
7.4.3. analisi agli elementi finiti .....	220
7.4.4. esposizioni dei risultati delle analisi FEM con gli accelerogrammi ricavati ..	221
7.4.4.1. Modello ancorato .....	221
7.4.4.1.1. serbatoio ancorato con copertura .....	221
7.4.4.1.2. serbatoio ancorato con peso copertura .....	226
7.4.4.1.3. considerazione sui risultati ottenuti .....	231
7.4.4.2. modello appoggiato .....	231
7.4.4.2.1. serbatoio appoggiato con copertura .....	232
7.4.4.2.2. serbatoio appoggiato con peso copertura.....	237
7.4.4.2.3. considerazioni sui risultati ottenuti .....	243
7.4.4.3. confronto dei risultati ottenuti .....	244
7.5. Studio sui possibili metodi di collasso della struttura .....	246
7.5.1. modello ancorato.....	246
7.5.1.1. serbatoio ancorato con copertura .....	247
7.5.1.1.1. accelerogramma 1 .....	247
7.5.1.1.2. altri accelerogrammi .....	250
7.5.1.1.3. conclusioni .....	255
7.5.2. modello appoggiato .....	258
7.5.2.1. serbatoio appoggiato con copertura .....	258
7.5.2.1.1. accelerogramma 1 .....	258
7.5.2.1.2. altri accelerogrammi .....	261
7.5.2.1.3. conclusioni .....	261
7.5.2.2. serbatoio appoggiato con peso copertura.....	264
7.5.2.2.1. accelerogramma 1 .....	264
7.5.2.2.2. altri accelerogrammi .....	267
7.5.2.2.3. conclusioni .....	267
7.5.2. confronto risultati delle configurazioni .....	270
<b>Capitolo 8. ANALISI PARAMETRICHE .....</b>	<b>271</b>
8.1. Scelta parametri variabili.....	271
8.2. Descrizione modelli utilizzati .....	272
8.2.1. descrizione serbatoio FE.....	272

8.2.2. liquido stoccato FE.....	273
8.2.3. vincolamento .....	274
8.2.3.1. serbatoio appoggiato .....	274
8.2.3.2. serbatoio ancorato .....	275
8.2.4. azione sismica.....	276
8.2.5. analisi agli elementi finiti.....	277
8.3. Esposizione dei risultati dell'analisi agli elementi finiti .....	277
8.3.1. Taglio alla base .....	277
8.3.1.1. taglio alla base in funzione del rapporto d/h per i vari rapporti H/R.....	277
8.3.1.1.1. Considerazioni sui risultati ottenuti .....	287
8.3.1.2. taglio alla base in funzione del rapporto h/r per i vari rapporti D/H .....	288
8.3.1.2.1. considerazione sui risultati ottenuti.....	291
8.3.2. momento sopra alla base .....	291
8.3.2.1. momento alla base in funzione del rapporto d/h per i vari rapporti H/R..	291
8.3.2.1.1. considerazione sui risultati ottenuti.....	301
8.3.2.2. momento alla base in funzione del rapporto h/r per i vari valori di D/H..	302
8.3.2.2.1. Considerazione sui risultati ottenuti .....	308
8.3.3. Pressione di parallelo .....	308
8.3.3.1. Pressione di parallelo in funzione del rapporto d/h per i vari valori di H/R	308
8.3.3.1.1. Considerazione sui risultati ottenuti .....	313
8.3.3.2. pressione di parallelo in funzione del rapporto h/r per i vari valori di D/H	313
8.3.3.2.1. considerazione sui risultati ottenuti.....	317
8.3.4. Pressione di meridiano .....	318
8.3.4.1. Pressione di meridiano in funzione del rapporto d/h per i vari valori di H/R	318
8.3.4.1.1. considerazioni sui risultati ottenuti.....	325
8.3.4.2. Pressione di meridiano in funzione del rapporto h/r per i vari valori di D/H	325
8.3.4.2.1. considerazione sui risultati ottenuti.....	328
8.3.5. confronto dei risultati ottenuti.....	329
8.4. Studio sui possibili metodi di collasso della struttura .....	332
8.4.1. modello ancorato .....	332
8.4.1.1. serbatoio ancorato con copertura .....	332
8.4.1.1.1. Serbatoio con rapporto D/H=0,5.....	333
8.4.1.1.2. serbatoio con rapporto D/H = 1 .....	340
8.4.1.1.3. serbatoio con rapporto D/H = 2 .....	342

8.4.1.1.4. serbatoio con rapporto D/H = 3.....	345
8.4.1.1.5. conclusioni .....	348
8.4.2. modello appoggiato .....	350
8.4.2.1. serbatoio appoggiato con copertura .....	351
8.4.2.1.1. serbatoio con rapporto D/H = 2.....	351
8.4.2.1.2. serbatoio con rapporto D/H = 0,5.....	356
8.4.2.1.3. serbatoio con rapporto D/H = 1.....	357
8.4.2.1.4. serbatoio con rapporto D/H = 3.....	358
8.4.2.1.5. conclusioni .....	359
8.4.2.2. serbatoio appoggiato senza copertura .....	361
8.4.2.2.1. serbatoio con rapporto D/H = 2.....	361
8.4.2.2.2. serbatoio con rapporto D/H = 0,5.....	366
8.4.2.2.3. serbatoio con rapporto D/H = 1.....	367
8.4.2.2.4. serbatoio con rapporto D/H = 3.....	368
8.4.2.2.5. conclusioni .....	369
<b>Capitolo 9. CONCLUSIONI.....</b>	<b>373</b>
9.1. Confronto normative.....	373
9.2. Verifica serbatoio esistente .....	374
9.3. Analisi parametriche.....	375
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>381</b>
Normativa .....	382
Sitografia .....	382

## Introduzione

Il presente elaborato si fonda sulla volontà di chi scrive di approfondire lo studio dei serbatoi di stoccaggio dei liquidi, in particolar modo quelli di forma cilindrica e realizzati attraverso la saldatura di lastre metalliche, le cosiddette virole, ovvero quelli più largamente utilizzati nel contesto industriale di riferimento. Il motivo di tale scelta è dettato soprattutto dal fatto che questa tipologia di impianti di stoccaggio presenta problematiche legate all'instabilità degli elementi, in primo luogo causata dai modesti spessori utilizzati.

L'obiettivo dell'intero lavoro è stato quello di andare a valutare, nel modo più accurato possibile, il comportamento sismico di questa tipologia strutturale, in modo da poter comprendere quale sia il loro grado di vulnerabilità e da che cosa sia essa maggiormente governata.

Una prima parte introduttiva del lavoro, si focalizza sulla identificazione dell'entità del problema nel nostro Paese, anche in considerazione della vigente classificazione sismica nazionale, seguita poi da uno studio delle diverse teorie sulle quali si fonda il comportamento sismico di queste strutture.

Una volta definito il contesto di riferimento del problema, l'attenzione è stata rivolta alla vulnerabilità sismica, articolando l'analisi in tre sezioni differenti: partendo dal confronto analitico delle normative vigenti attraverso il calcolo di un serbatoio esistente, soffermandosi su un'attenta analisi e sulla verifica dello stesso e passando alla seconda parte, si sono confrontati i risultati analitici con quelli di un modello FE.

L'ultima parte è stata incentrata su un'analisi parametrica che, attraverso le varie configurazioni considerate, potesse fornire una indicazione sui parametri che maggiormente governano la vulnerabilità sismica della struttura presa in esame.

La suddetta analisi sismica, della prima parte dell'analisi, è stata effettuata attraverso le formule contenute nelle norme di riferimento più utilizzate, ossia la normativa americana *API 650 std. (welded tanks for oil storage)* e gli Eurocodici, nello specifico *EC 8: Design of structures for earthquake resistance - Parte 4: Silos, tanks and pipelines*.

Data la complessità del comportamento sismico, legata principalmente all'interazione struttura-liquido e struttura-terreno, tutte le norme semplificano la struttura continua in un sistema al discreto, composto da due rigidezze rappresentanti i due principali modi di vibrare.

Il serbatoio esistente, è stato in questa parte oggetto dell'applicazione della *API 650 std.* e della *EC 8*, per poter ricavare le azioni in gioco e verificare la struttura. In questa fase si sono evidenziate le caratteristiche salienti dei due approcci al problema e delle diverse assunzioni poste in essere dalle norme.

Nella seconda parte, continuando il lavoro iniziato nella prima, il serbatoio oggetto di studio è stato studiato più in dettaglio attraverso una analisi agli elementi finiti con il software *Straus7*. In questa fase sono stati confrontati i risultati del modello numerico con quelli analitici ottenuti dalle due normative, considerando le diverse configurazioni della medesima struttura con l'applicazione di 7 accelerogrammi spettro compatibili al sito preso in considerazione per la locazione del serbatoio.

Le configurazioni considerate, si riferiscono sia a vincoli di semplice appoggio tra la struttura e la fondazione, sia a vincoli fissi, come quelli offerti da tirafondi annegati nella fondazione ed imbullonati alla struttura. Oltre alla diversa considerazione del vincolo col suolo si è fatta variare la presenza o meno della copertura. Questa variazione è stata scelta per carpire quale potesse essere l'effetto della variazione di rigidezza sulla risposta sismica. A conclusione di questa parte del lavoro, si è proceduto con uno studio sui possibili meccanismi di collasso che possono interessare le varie configurazioni del serbatoio preso in esame.

Nella terza ed ultima parte dell'elaborato, è continuata l'analisi sulla vulnerabilità dei serbatoi cilindrici di stoccaggio con un ampliamento delle tipologie studiate, sempre attraverso la medesima metodologia utilizzata nella seconda parte; portando avanti il confronto con i valori ricavati dalle normative, sono state studiate le influenze dettate da determinati parametri sulla risposta della struttura.

Si inizia di seguito la parte introduttiva sulla identificazione dell'entità del problema considerato, procedendo per prima cosa a descrivere il fenomeno dei sismi nelle loro caratteristiche fondamentali.

# 1. SISMOLOGIA

## 1.1. Introduzione

Di seguito si è inserito un breve excursus sulla sismologia, una disciplina recente (ormai un secolo di vita, ma forti sviluppi solo a partire dagli anni '60 e '70). I suoi obiettivi sono: spiegazione geologica dei terremoti; caratteristiche dei movimenti sismici e le grandezze fisiche che consentono la descrizione quantitativa degli eventi sismici; la valutazione della pericolosità sismica locale (dallo scuotimento nel bedrock allo scuotimento in superficie), effetti di sito; la valutazione del rischio sismico.

### 1.1.1. Il terremoto

La Terra è un sistema dinamico ed in continua evoluzione, composto al suo interno da rocce disomogenee per pressione, temperatura, densità e caratteristiche dei materiali. Questa elevata disomogeneità interna provoca lo sviluppo di forze negli strati più superficiali, che tendono a riequilibrare il sistema spingendo le masse rocciose le une contro le altre, deformandole.

I terremoti sono un'espressione e una conseguenza di questa continua evoluzione, che avviene in centinaia di migliaia e, in alcuni casi, di milioni di anni. Nel corso della storia, i sismi hanno spesso condizionato la vita di intere comunità e le vicende di vaste aree geografiche. L'Italia, in particolare, è un Paese ad elevata sismicità, per la frequenza e la forza dei terremoti che hanno interessato il suo territorio e di cui conosciamo gli effetti grazie alle testimonianze scritte lasciate da numerosi testimoni oculari nel corso dei secoli, che hanno permesso di ricostruire la sua storia sismica.

All'origine di un terremoto vi è qualcosa di simile a ciò che accade quando facciamo schiacciare le dita di una mano: spingendo le dita l'una contro l'altra, l'attrito impedisce il movimento fino a quando la maggiore forza applicata le fa spostare rapidamente in direzione opposta. L'energia viene rilasciata istantaneamente sotto forma di onde sonore.

Nel terremoto, le forti spinte che si sviluppano in seguito ai movimenti delle placche inducono un accumulo di sforzi e quindi di energia in profondità. Le rocce soggette a piccoli sforzi si deformano in modo elastico (come, ad esempio, una mensola su cui sono poggiati dei libri); se lo sforzo aumenta si fratturano. Quando gli sforzi in profondità superano il limite di resistenza della roccia, si verifica un rapido scorrimento delle parti di roccia a contatto lungo superfici di rottura (faglie) e la liberazione dell'energia accumulata sotto forma di onde elastiche (onde sismiche): è il terremoto.

Il volume di roccia dove ha origine il terremoto è detto ipocentro. La sua proiezione in superficie è l'epicentro, ovvero l'area che, trovandosi più vicina all'origine del terremoto, subisce anche i maggiori effetti.

Le scosse avvengono raramente in modo isolato, ma piuttosto si osservano sequenze sismiche che di solito sono caratteristiche per i territori considerati. In alcune aree si registrano



eventi sismici frequenti ma di bassa energia, i cosiddetti “sciame sismici”. In altre, una scossa principale può essere preceduta (scossa premonitrice) e/o seguita da scosse di minore forza (repliche). In ogni caso, generalmente, dopo un terremoto importante ci si devono aspettare nuove scosse di minore energia.

Ciò trova spiegazione nel meccanismo di genesi del fenomeno, poiché, in seguito al rapido spostamento lungo la faglia principale, la litosfera trova un nuovo equilibrio attraverso piccoli e successivi assestamenti.

Ogni giorno avvengono nel mondo migliaia di terremoti di piccola magnitudo che non provocano danni ma sono solo avvertiti dall'uomo o misurati dagli strumenti (ad esempio la Rete Sismica Nazionale dell'INGV, localizza ogni anno dai 1700 ai 2500 eventi di magnitudo pari o superiore a 2.5). Per questo è praticamente impossibile riconoscere una scossa premonitrice dalle scosse che rientrano nella normale attività sismica della crosta terrestre.

Il terremoto si manifesta come un rapido e violento scuotimento del terreno e avviene in modo inaspettato, senza preavviso, dura pochissimo, ma le sue conseguenze, in termini di vittime, danni materiali e popolazione coinvolta, sono spesso drammatiche.

All'interno della Terra, solo gli strati più superficiali, crosta e mantello superiore, sono sede di attività sismica. L'involucro solido della superficie del pianeta, la litosfera, è composto da placche (dette anche zolle), che si spostano, si urtano, si incuneano e premono le une contro le altre. I movimenti delle zolle determinano in profondità condizioni di sforzo e di accumulo di energia. Quando lo sforzo a cui sono sottoposte le rocce supera il loro limite di resistenza, esse si rompono formando profonde spaccature chiamate faglie, l'energia accumulata si libera e avviene il terremoto.

L'energia liberata viaggia attraverso la terra sotto forma di onde, che, giunte in superficie, si manifestano come movimenti rapidi del terreno che investono le persone, le costruzioni e tutto il territorio con effetti più o meno severi.

Un terremoto, soprattutto se forte, è caratterizzato da una sequenza di scosse chiamate periodo sismico, che talvolta precedono e quasi sempre seguono la scossa principale.

Le oscillazioni provocate dal passaggio delle onde sismiche determinano spinte orizzontali sulle costruzioni, provocando gravi danni o addirittura il crollo se esse non sono costruite con criteri antisismici. Il terremoto, inoltre, genera effetti indotti o secondari, come frane, maremoti, liquefazione dei terreni, incendi, a volte più dannosi dello scuotimento stesso. A parità di distanza dalla faglia in cui si è generato il terremoto (ipocentro), inoltre, lo scuotimento degli edifici non è sempre uguale, ma dipende dalle condizioni locali del territorio, in particolare dal tipo di terreni in superficie e dalla forma del paesaggio.

Le onde tramite le quali l'energia liberata dall'evento sismico si propaga attraverso la terra possono essere di diversi tipi:

- Le onde P(longitudinali)
- Le onde s (trasversali)
- Le onde di Rayleigh

- Le onde di Love

### 1.1.2. Onde p (longitudinali)

Il loro nome è l'abbreviazione di primarie, sono molto veloci (da 3 a 8 km/s). Sono onde longitudinali: il movimento trasmesso dall'onda alle particelle materiali, avviene nella stessa direzione di propagazione dell'onda. Implicano variazioni di volume; il mezzo sarà soggetto a compressioni e dilatazioni.

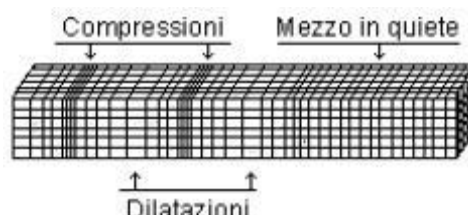


Fig. 1.1 – Schematizzazione onde P

### 1.1.3. Onde s (trasversali)

Il loro nome è l'abbreviazione di secondarie, sono meno veloci (da 2 a 5 km/s) delle onde P. Sono dette onde trasversali, cioè di taglio, capaci di imprimere alle particelle 6 incontrate vibrazioni in direzione ortogonale a quella di propagazione dell'onda. Questo tipo di onda è fortemente attenuata nei mezzi poco rigidi, fino a scomparire totalmente nei mezzi fluidi.

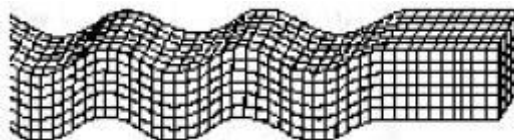
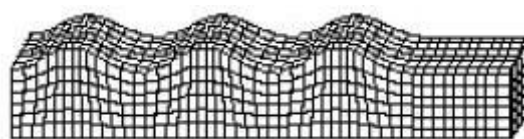


Fig. 1.2 – Schematizzazione onde S

### 1.1.4. Onde di rayleigh

Sono onde di superficie che nascono quando le onde di volume arrivano dall'ipocentro alla superficie terrestre. Sono onde polarizzate in un piano verticale. La vibrazione delle particelle è la risultante di due movimenti uno verticale ed uno orizzontale nella direzione di propagazione dell'onda.

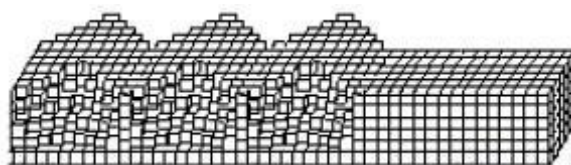
Le onde di Rayleigh si propagano lungo la superficie della terra in prossimità della discontinuità terra – aria. Quando si propagano in un mezzo omogeneo non presentano dispersione e la loro velocità è generalmente pari a 0,92 volte la velocità delle onde . L'ampiezza dell'onda si smorza rapidamente con la profondità. Sono responsabili dei movimenti sussultori che genera il sisma.



*Fig. 1.3 – Schematizzazione onde di Rayleigh*

#### 1.1.4. Onde di love

Sono onde di superficie che nascono quando le onde di volume arrivano dall'ipocentro alla superficie terrestre. Le onde di Love sono polarizzate in un piano orizzontale e sono generate in una superficie di discontinuità tra due strati quando la velocità delle onde trasversali nello strato inferiore è maggiore di quella nello strato superiore. La vibrazione delle particelle avviene in due direzioni orizzontali ortogonali tra loro. La velocità delle onde di Love è funzione del rapporto tra la velocità delle onde trasversali nei due strati, e della loro lunghezza d'onda. Responsabili dei movimenti ondulatori che genera il sisma.



*Fig. 1.4 – Schematizzazione onde di Love*

## 1.2. Struttura interna della Terra

La Terra ha una struttura interna simile ad un uovo: un guscio esterno sottile e rigido (la litosfera), uno strato intermedio plastico (il mantello) ed un nucleo solido. La parte più superficiale, la litosfera, è suddivisa in una dozzina di placche principali in movimento relativo tra di loro, il cui spessore varia da 15 km sotto gli oceani a più di 200 km sotto le aree continentali più antiche, come il Nord America. La diversa composizione chimica e fisica degli strati interni della Terra per pressione, temperatura e densità induce lo sviluppo di forze che tendono a riequilibrare il sistema (moti convettivi) e sono all'origine del movimento delle placche, che vengono spinte le une contro le altre deformando le masse rocciose degli strati più superficiali della Terra.

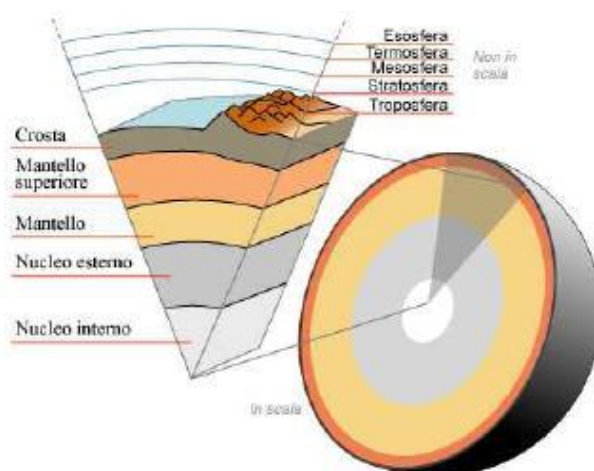


Fig. 1.5 – Struttura interna della Terra

Tali forze vengono interpretate alla luce del modello teorico della Tettonica a placche (tettonica, dal greco costruire), che fornisce una spiegazione fisica razionale della maggior parte dei fenomeni e dei processi geologici che avvengono sulla superficie terrestre: terremoti, attività vulcanica, formazione di catene montuose e bacini oceanici.

Questo modello identifica una serie di placche della superficie terrestre a comportamento rigido (ovvero zolle che vengono considerate indeformabili per poterne studiare il movimento), che si muovono una relativamente alle altre determinando diversi tipi di confini o margini nelle aree di contatto. Il movimento relativo tra le placche rigide può essere misurato attraverso l'uso dei sistemi GPS (Global Positioning System - sistema globale di localizzazione).

Nelle zone in cui si ha un allontanamento o uno scorrimento parallelo tra due placche, **isismi** sono piuttosto superficiali, mentre nelle zone in compressione, dove una placca scorre al di sotto dell'altra, si manifestano terremoti anche a profondità considerevoli (fino a circa 700 km). La maggior parte dei sismi e delle eruzioni vulcaniche avvengono lungo i confini delle placche ed anzi è proprio la distribuzione degli epicentri dei terremoti che ha consentito il riconoscimento di tali confini. Le zone di collisione tra le placche (lungo la catena alpino-himalayana o la fascia circumpacifica), in particolare, sono caratterizzate dalla sismicità più elevata.



Fig. 1.6 – Placche della Crosta terrestre

### 1.2.1. Velocità delle onde all'interno della terra

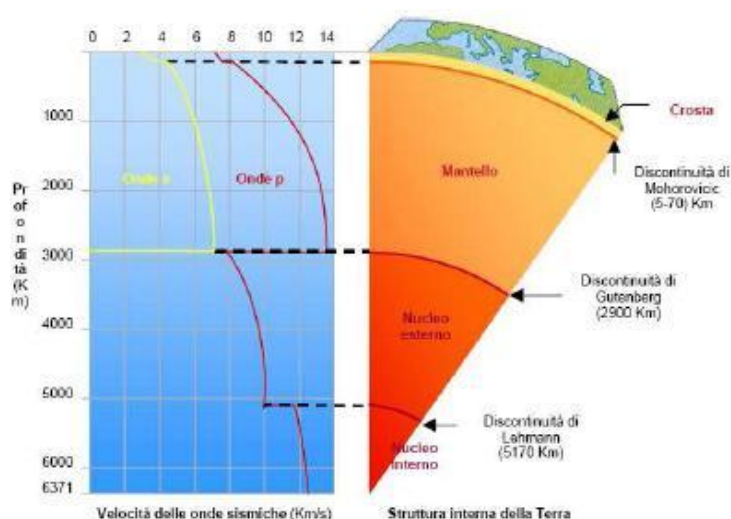


Fig. 1.7 – Andamento velocità all'interno della terra

### 1.3. Gli effetti indotti

Gli effetti di un terremoto sull'ambiente possono essere distinti indiretti, ovvero quelli che comportano la deformazione del suolo nella faglia che ha originato il sisma (fagliazione superficiale) e secondari, ossia quelli non direttamente causati dal movimento della faglia, ma indotti dalla propagazione delle onde sismiche a distanza dall'area sorgente, dall'ipocentro (frane, liquefazione e tsunami). I terremoti, infatti, producono delle onde elastiche che si propagano facendo "vibrare" i terreni che attraversano, e possono indurre delle variazioni permanenti nel paesaggio attraverso l'innescare di fenomeni franosi. Lo scuotimento durante i terremoti, inoltre, può anche determinare un improvviso aumento della pressione dell'acqua con conseguente perdita di resistenza del terreno, dando luogo a fenomeni di liquefazione. Tali eventi sono del tutto simili a ciò che accade nelle "sabbie mobili": le costruzioni fondate su tali terreni subiscono uno sprofondamento o un pauroso ribaltamento.

Un altro effetto indotto dal terremoto è lo tsunami, o maremoto, che significa "onda di porto" e indica tutti quei fenomeni ondosi così violenti da sconvolgere le acque all'interno dei porti. Le cause più frequenti degli tsunami sono i terremoti con sorgente sottomarina, ma possono essere generati anche da eruzioni vulcaniche o frane sottomarine.

Un terremoto sul fondo del mare genera uno tsunami a causa del movimento lungo la faglia; questo improvviso movimento produce un'onda che si avvicina alla costa a gran velocità (fino a 800 km/h), aumentando la sua altezza (fino a 20 m) in corrispondenza dei fondali poco profondi. In Italia, i maremoti più distruttivi di questo secolo sono avvenuti in occasione del terremoto in Calabria del 1783 e a Messina del 1908.

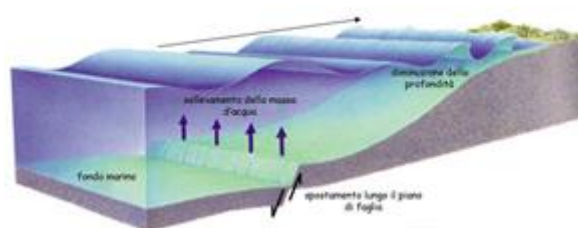


Fig. 1.8 - Formazione tsunami

#### 1.4. L'influenza del tipo di terreno

In occasione di un terremoto, gli effetti che si osservano in superficie variano da un luogo ad un altro anche entro distanze molto piccole, non giustificabili con la lontananza dalla sorgente (ipocentro) e con le modalità di propagazione delle onde sismiche. Gli effetti che provoca un'onda sulle costruzioni, infatti, sono influenzati, oltre che dalla qualità delle costruzioni, anche dalle caratteristiche geologiche e morfologiche locali, come lo spessore dei terreni superficiali, la presenza di aree dissestate, la successione dei terreni, i versanti ripidi, ecc. L'insieme di tali caratteristiche costituisce il quadro delle "condizioni locali al sito", determinanti per il tipo e l'entità degli effetti provocati da un terremoto (risposta sismica).

In generale si osserva uno scuotimento più forte (amplificazione) nelle aree caratterizzate da una copertura di terreni soffici (ovvero, depositi recenti costituiti da alluvioni fluviali o lacustri), piuttosto che su roccia compatta. Inoltre, le onde sismiche sono onde elastiche che provocano l'oscillazione delle particelle di terreno con frequenze (numero di oscillazioni nell'unità di tempo) variabili. Le frequenze delle onde sismiche dipendono non solo dalle caratteristiche geologiche dei terreni, ma anche dalla morfologia della superficie che incontrano, un po' come accade per le onde sonore che subiscono, in certe condizioni, fenomeni di eco.

Se si verifica una oscillazione di intensità tale da entrare in "risonanza" con un edificio (ovvero sostanzialmente tale da fare eco con esso), si possono verificare danni molto gravi o il crollo dell'edificio stesso.

Questo è il motivo per cui si osservano spesso danni maggiori sugli edifici posti in cima a rilievi, lungo orli di scarpata, ma anche in quelle aree dove sono a contatto terreni con caratteristiche diverse di risposta sismica (terreni rigidi a contatto con terreni soffici).

Gli effetti che provoca un terremoto dipendono naturalmente anche dalle modalità con cui l'uomo è intervenuto sul territorio e dalla qualità delle sue costruzioni. Può accadere che, di due edifici sottoposti alla stessa scossa di terremoto, uno possa crollare ed un altro rimanere quasi intatto. È per questo che il primo, e fondamentale, strumento di prevenzione sismica è l'adozione di severi criteri antisismici per le nuove costruzioni ed il rafforzamento delle costruzioni esistenti.

### **1.5. misurare la forza di un terremoto: intensità e magnitudo**

Gli effetti dannosi che genera un terremoto sono legati alla presenza dell'uomo, delle sue costruzioni, del suo mondo. In sua assenza, lo scuotimento non provocherebbe alcun danno. Proprio l'osservazione degli effetti è stato il primo metodo utilizzato per classificare la forza di un terremoto.

Fu il sismologo italiano Giuseppe Mercalli ad elaborare nel 1902 l'idea già avuta da altri prima di lui, di classificare gli effetti che un terremoto provoca sull'uomo, sulle costruzioni e sull'ambiente, suddividendoli in 12 gradi di intensità: la scala Mercalli, che costituì poi la base per le successive scale macrosismiche.

L'intensità macrosismica, cosiddetta perché classifica gli effetti macroscopici, più evidenti di un terremoto, è massima nella zona epicentrale, mentre diminuisce con la distanza dall'epicentro. Tale diminuzione non è però regolare come ci si potrebbe aspettare, perché gli effetti dipendono non solo dalle caratteristiche dell'onda sismica, ma anche e soprattutto da quelle del terreno che l'onda incontra in superficie e dalle caratteristiche delle costruzioni. L'intensità non può quindi essere considerata una misura oggettiva della grandezza del terremoto, poiché è legata al luogo che si considera (area urbana, area rurale) e ai modi con i quali l'uomo ha occupato il territorio e vi ha costruito.

Nel 1935 il sismologo americano Charles Richter introdusse una modalità oggettiva di misura del terremoto. Prendendo come spunto il metodo utilizzato per definire la grandezza delle stelle, basato sull'osservazione della loro luminosità, egli definì la magnitudo di un terremoto, un valore calcolabile a partire dalle registrazioni degli strumenti sismici e correlabile con l'energia associata all'evento.

Un valore dunque unico, riferito all'ipocentro, indipendente dalle modalità di propagazione e dalle caratteristiche del territorio coinvolto, che non ha una diretta corrispondenza con ciò che si prova o si osserva durante la scossa.

La magnitudo, calcolata attraverso una relazione che lega l'ampiezza del sismogramma con la distanza dall'epicentro, è una grandezza logaritmica, cioè ad una variazione di un'unità corrisponde uno spostamento del pennino, e quindi del terreno, 10 volte maggiore ed equivale ad un terremoto 30 volte più grande. L'energia di un terremoto di magnitudo 7.0, simile a quello di Reggio Calabria e Messina del 1908, è quasi 1000 volte più grande di quella di un terremoto di magnitudo 5.0. La massima magnitudo sino ad oggi attribuita ad un evento sismico è 9.0 (Sud Est Asiatico, 26 dicembre 2004).

### 1.5.1. Scale macrosismiche

In tab. 1 sono elencate in ordine di data di pubblicazione le scale macrosismiche attualmente in uso in Europa ed in America, iniziando dalla scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS del 1930), la quale, con la precedente scala Mercalli (1887-1910), attualmente non più in uso ma da cui deriva, ha fatto da base a tutte le scale successive. Da notare che la MCS è anche attualmente la scala più utilizzata in Italia, in particolare per il catalogo sismico nazionale e per il rilievo macrosismico in emergenza.

Nella tabella seguente sono presenti le scale macrosismiche attualmente in uso in Europa ed in America.

Mercalli-Cancani-Sieberg	MCS-1930	12 gradi
Modified Mercalli Intensity Scale	MM-1930	12 gradi
Modified Mercalli Intensity Scale	MM-1956	12 gradi
Medvedev-Sponheuer-Kàrnìk	MSK-1964	12 gradi
Medvedev-Sponheuer-Kàrnìk	MSK-1976	12 gradi
Medvedev-Sponheuer-Kàrnìk	MSK-1981	12 gradi
European Macroseismic Scale	EMS-1992	12 gradi
European Macroseismic Scale	EMS-1998	12 gradi

*Tabella 1.1 – Scale macrosismiche in uso in Europa ed America*

Nello stesso 1930 è entrata in uso, specialmente negli Stati Uniti d'America, la scala Mercalli Modificata (MM-1930), aggiornata nel 1956. Rappresenta la prima scala in cui, per l'assegnazione dei gradi più elevati, viene considerata la vulnerabilità degli edifici. Ad iniziare dal 1964 vengono quindi pubblicate le tre edizioni della Medvedev-Sponheuer-Kàrnìk (MSK-1964, 1976 e 1981), utilizzate soprattutto in Europa, e dal 1993 le due edizioni della recente European Macroseismic Scale (EMS-1992 e 1998), che costituisce un aggiornamento della MSK-1981. La EMS venne proposta nel 1992 dalla Commissione Sismologica Europea e, dopo essere rimasta in prova per alcuni anni (1993-1998), fu resa definitiva con alcune modifiche nel 1998 e quindi ufficialmente adottata in Europa. La sua completa utilizzazione in Italia, tuttavia (finora è stata applicata solo in singoli lavori), sembra presentare alcuni problemi collegati al passaggio da MCS ad EMS della enorme mole di valutazioni d'intensità relative ai terremoti storici italiani.

La scala MSK (1964, 1976 e 1981) suddivide gli edifici in tre classi di vulnerabilità (A, B e C) collegate direttamente ad altrettanti gruppi di tipologie edilizie; essenzialmente, alla classe A corrispondono gli edifici in muratura più scadente (struttura portante in pietrame), alla classe B gli edifici in muratura più resistente (struttura portante in mattoni) e alla classe C gli edifici con struttura in cemento armato. La scala EMS considera invece sei classi di vulnerabilità collegate sia alle tipologie edilizie, sia allo stato di conservazione degli edifici; ne consegue che edifici della stessa tipologia edilizia possono essere inclusi in classi di vulnerabilità differente. In particolare, le prime tre classi corrispondono grosso modo a quelle della scala MSK, le seconde tre sono rivolte ad edifici in cemento armato con progetto antisismico di livello via via più elevato e ad edifici con



struttura in legno o in acciaio.

Nelle scale indicate in tab. 1.1, tutte a dodici gradi, gli effetti sull'uomo caratterizzano l'assegnazione dei gradi meno elevati, fino al V compreso, mentre gli effetti sui fabbricati (danni) e sull'ambiente i gradi più elevati, compresi tra il VI ed il XII. A questo proposito è da notare che mentre gli effetti sui fabbricati, in particolare sulle abitazioni (edifici più diffusi), risultano essenziali nell'assegnazione dei gradi, quelli sull'ambiente (frane, rotture del terreno, fagliazione superficiale, liquefazioni di sabbie, effetti sulle acque sotterranee e superficiali, ecc.) risultano molto meno indicativi per i seguenti motivi: sono quasi sempre influenzati da numerosi fattori esterni; sono presenti in modo significativo solo in occasione dei terremoti di più elevata magnitudo; interessano raramente centri abitati, ai quali è invece rivolto il grado d'intensità. Gli effetti sull'ambiente, tuttavia, possono risultare utili a definire, seppure molto approssimativamente, le dimensioni di un terremoto che interessi con la sua area epicentrale zone pressoché disabitate.

## 1.6. L'osservazione strumentale dei terremoti

L'ipocentro è il volume di roccia in profondità dove avviene la rottura che provoca la propagazione delle onde sismiche. La sua proiezione in superficie si definisce epicentro. Localizzare nello spazio un terremoto equivale a definire le coordinate geografiche dell'epicentro (Latitudine e Longitudine) e la distanza verticale tra l'epicentro e l'ipocentro, cioè la profondità focale.

Un terremoto è fissato nel tempo nel momento in cui la rottura comincia e le prime onde si irradiano dall'ipocentro. Questo istante è noto come tempo origine  $t_0$  ed è espresso in U.T.C. (Coordinated Universal Time), cioè in tempo universale standard, in modo che siano confrontabili i tempi di inizio registrati in ogni punto sulla Terra. La localizzazione completa di un terremoto è quindi data da 4 parametri: le due coordinate geografiche dell'epicentro, la profondità focale ed il tempo origine.

Il primo strumento conosciuto per la misura del terremoto è il sismoscopio di Chang, costruito in Cina nel 132 d.C., costituito da una base in bronzo a forma di drago a più teste, dalle quali, a seguito di una scossa, varie sferette di pietra o metalliche, liberate da un meccanismo a leve, cadevano nella bocca di rospi posti alla base indicando la direzione di provenienza e la violenza della scossa.

Tuttavia, è solo nella seconda metà dell'800 che l'osservazione dei terremoti assume un valore scientifico e una nuova disciplina, la sismologia, riceve un forte impulso grazie soprattutto a scienziati italiani di fama internazionale, come Giuseppe Mercalli, Mario Baratta e Luigi Palmieri. Alla fine del XIX secolo nascono anche i primi sismografi, che, sfruttando il principio del pendolo collegato ad un sistema meccanico di trasferimento dell'oscillazione ad un pennino, consentono di registrare le oscillazioni del terreno causate da un terremoto. Con l'elettricità nasce il sismografo moderno.

I moderni sismometri sono degli strumenti molto sensibili che misurano la velocità o lo spostamento del terreno e risultano dalla combinazione di un sensore (geofono) e di un acquirente. Il sensore misura la velocità del moto del suolo (non il moto del suolo stesso).

Gli accelerometri, invece, sono strumenti che misurano direttamente l'accelerazione del suolo e sono in grado di registrare i forti terremoti anche in prossimità dell'epicentro. Gli accelerometri sono utilizzati nelle analisi ingegneristiche, perché l'accelerazione è direttamente proporzionale alle forze applicate alle costruzioni, e, quindi, alle sollecitazioni sismiche che esse subiscono. Paragonato ad un geofono, un accelerometro è più sensibile alle alte frequenze, quelle cui sono più sensibili le costruzioni, e meno sensibile alle basse frequenze.

Ogni gruppo di strumenti che abbia in comune la gestione, la manutenzione e l'elaborazione dei dati può essere definito una rete di monitoraggio. In Italia abbiamo due principali reti sismiche: la Rete Nazionale Sismometrica Centralizzata, gestita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, che garantisce la sorveglianza sismica h24 del territorio italiano e la determinazione in pochi minuti di parametri principali del terremoto; la Rete Accelerometrica Nazionale (RAN), gestita dal Dipartimento della Protezione Civile e costituita da centinaia di strumenti distribuiti in tutta Italia, particolarmente nelle aree a più elevato rischio sismico.

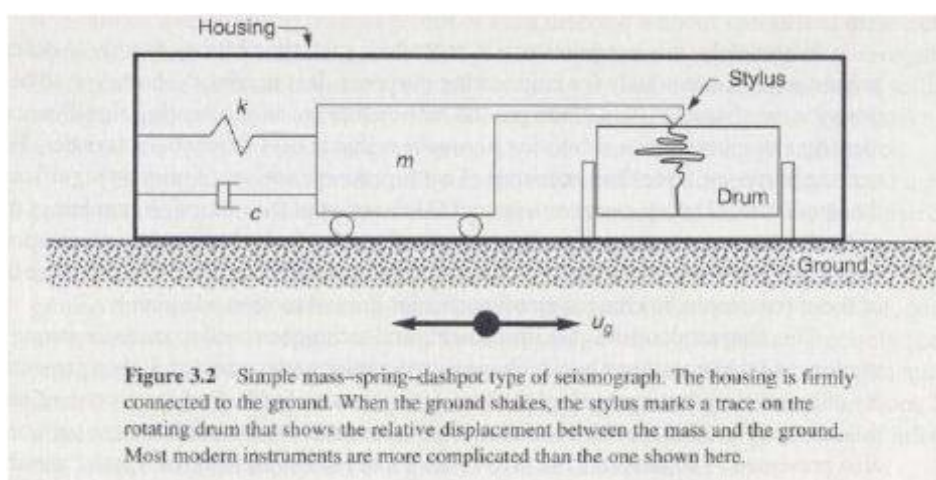


Fig. 1.9 – Schema esplicativo funzionamento sismografi

I sismogrammi sono la registrazione del terremoto. Il sismogramma, permette di distinguere i vari tipi di vibrazioni e di onde e tutte le loro caratteristiche fisiche. Generalmente in una stazione sismografica sono posizionati tre sismografi: uno per registrare i movimenti verticali; uno per registrare i movimenti orizzontali in direzione nord – sud; uno per registrare i movimenti orizzontali in direzione est – ovest.

Le grandezze fisiche che consentono la descrizione quantitativa degli eventi sismici sono:

- Accelerogrammi (PGA, PGV, PGD, durata, contenuto in frequenza);
- Intensità (I): è una misura degli effetti del sisma in un luogo preciso, e non del sisma stesso (tipicamente scala Mercalli-Cancari-Sieberg);
- Magnitudo (MS): è una misura della violenza di un particolare sisma, più precisamente è una misura dell'energia liberata da un sisma (tipicamente scala Richter);
- Spettri di risposta.

### 1.6.1. La conoscenza del fenomeno

Per individuare le cause che generano i terremoti in una certa area e la loro ricorrenza, e contribuire quindi alla valutazione della pericolosità sismica, è necessario comprendere quali siano i processi dinamici della crosta terrestre in atto e descriverli attraverso parametri quantitativi. Al fine di identificare e caratterizzare le faglie che possono generare i terremoti, risultano determinanti gli studi geologici. Un ulteriore elemento nella valutazione della pericolosità è dato dalla conoscenza della risposta sismica dei siti, cioè dei fenomeni di amplificazione del moto del suolo sulla base delle caratteristiche dei terreni, che incidono fortemente sui livelli di danneggiamento delle costruzioni. L'Ufficio III del Dipartimento, anche attraverso la collaborazione con l'INGV, ha sviluppato programmi finalizzati ad una migliore comprensione dei processi geologici legati alla genesi del terremoto, che possono essere ricondotti ai seguenti settori:

- -Sismogenesi. Miglioramento delle conoscenze e caratterizzazione delle faglie attive e dei terremoti a esse associabili, con metodi di carattere paleosismologico (studio dei terremoti preistorici o avvenuti in regioni prive di fonti storiche), archeosismologico (studio dei terremoti attraverso le evidenze dei danni sui siti archeologici) e mediante indagini di geofisica crostale supportate da modellizzazione analogica e numerica (ovvero, rilevamento geologico del terreno e interpretazione di dati del sottosuolo).  
Conduzione di studi regionali in aree finora poco analizzate, come il fronte appenninico padano, ionico e siciliano per caratterizzarne le faglie attive e studiare gli sforzi cui sono sottoposte le rocce in profondità.
- -Geodinamica. Definizione del quadro geodinamico italiano, per caratterizzarne l'assetto attuale, attraverso l'elaborazione di un modello in 3D della crosta terrestre profonda e della sismicità. Analisi e verifica dei dati geofisici su scala nazionale per perfezionare le approssimazioni al reale.  
Studio generale della reologia crostale (proprietà meccaniche della crosta terrestre), al fine di valutare a priori le magnitudo massime stimabili per l'intero territorio nazionale.  
Definizione della deformazione crostale attraverso l'interpretazione di dati geodetici satellitari, ovvero dati relativi al moto dei corpi in presenza di campi gravitazionali, allo scopo di valutare l'accumulo di energia elastica nelle fasi intersismiche (tra eventi successivi).
- -Microzonazione sismica. Valutazione e individuazione di aree a comportamento omogeneo sotto il profilo della risposta sismica locale e dei fenomeni cosismici (che avvengono durante la scossa). A tal fine vengono analizzate le condizioni geologico-tecniche, geomorfologiche e idrogeologiche locali in grado di produrre amplificazioni del segnale sismico rispetto al substrato.
- -Sismicità storica. Studi sugli eventi sismici del passato, anche meno forti, e individuazione di terremoti sconosciuti, al fine di migliorare la completezza del catalogo

per le valutazioni di pericolosità sismica. Analisi degli scenari di danneggiamento a seguito di terremoti storici per caratterizzare gli effetti locali legati alle condizioni litologiche e geomorfologiche di sito. In tale ambito si collocano anche le indagini macrosismiche, svolte dall'Ufficio III in emergenza per ricostruire la distribuzione del danno a seguito di terremoti attuali che si verificano sul territorio italiano.

Le attività di monitoraggio del territorio svolte dall'Ufficio III del Dipartimento, anche in collaborazione con l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, riguardano il monitoraggio sismometrico, il monitoraggio accelerometrico e il monitoraggio geodetico attraverso reti GPS (Global Positioning System). L'attività di sorveglianza sismica continua (H24) del territorio nazionale è affidata, attraverso un'apposita convenzione triennale, all'INGV.

L'istituto ha sviluppato negli anni una rete sismometrica (Rete Sismica Nazionale), che permette di stimare accuratamente i parametri dei terremoti (localizzazione e magnitudo) per fini di protezione civile.

Attraverso un collegamento internet riservato, l'INGV fornisce al Dipartimento della Protezione civile informazioni su tutti i terremoti registrati, aggiornate in tempo reale. Inoltre, a partire da valori di magnitudo  $\geq 3.0$ , la comunicazione alla Sala Situazioni Italia avviene anche via telefono entro due minuti dall'evento, attivando una complessa procedura di trasferimento di informazioni sempre più raffinate via telefono, e-mail, sms, fax e sito riservato, relative alle coordinate geografiche dell'epicentro, alla magnitudo ed alla profondità ipocentrale in chilometri.

Dopo 30 minuti i dati sono considerati definitivi, ma sin dalla prima comunicazione vengono attivate le procedure interne di emergenza previste dal Dipartimento.



Fig. 1.10 – Mappa rete sismica nazionale

La Rete Accelerometrica Nazionale (RAN), acquisita dall'Enel nel 1998 da parte del Dipartimento della Protezione civile, è stata progressivamente potenziata con strumentazione digitale. Attualmente è costituita da 388 strumenti (119 analogici e 269 digitali), installati nelle aree a maggiore rischio sismico del territorio nazionale.

Nell'ordinario, i dati accelerometrici sono utilizzati in vari campi quali:

- la sismologia, per lo studio dei meccanismi di sorgente dei terremoti;
- l'ingegneria sismica, per la produzione di spettri, ovvero diagrammi di riferimento per le varie aree sismiche, ai fini dell'adeguamento della progettazione edilizia ed infrastrutturale e del miglioramento della normativa, basata su spettri di progetto reali e non prodotti da modelli matematici;
- la geologia tecnica, per indagini mirate a caratterizzare il comportamento dinamico dei terreni attraverso il confronto tra le registrazioni di stazioni poste su terreni con diverse caratteristiche geologiche.

Dopo un evento sismico, i dati accelerometrici sono utilizzati per una valutazione degli scuotimenti prodotti dal terremoto nelle località in cui le stazioni sono installate e per la costruzione degli scenari di danno, così da indirizzare meglio gli interventi di aiuto e soccorso alla popolazione. Inoltre, in occasione di eventi sismici di magnitudo  $\geq 5.0$  il Dipartimento, in coordinamento con l'INGV, è in grado di installare in tempi rapidi reti sismiche e accelerometriche mobili nell'area epicentrale, per una migliore definizione dei parametri che descrivono la sequenza sismica in atto.



*Fig. 1.11 – Mappa rete accelerometrica nazionale*

Le attività svolte dall'Ufficio III del Dipartimento in campogeodetico, invece, in collaborazione con l'INGV e l'ISPRA, comprendono sia misure GPS durante campagne periodiche in Appennino centro-meridionale, sia misure GPS con stazioni permanenti nell'area del Gran Sasso (Abruzzo), fornendo gli strumenti necessari per la misura della deformazione della crosta terrestre.

A partire dagli anni '90, l'uso geodetico del GPS ha contribuito notevolmente alla conoscenza della tettonica e del movimento associato alle faglie attive, attraverso la possibilità di ottenere misure, con una precisione sub-centimetrica, della posizione relativa di punti della superficie terrestre. La ripetizione di misure GPS sugli stessi punti nel corso di campagne periodiche durante la fase intersismica (intervallo di tempo tra un evento ed il successivo), ha permesso di definire le variazioni della posizione relativa dei punti, consentendo la ricostruzione del campo di velocità orizzontale e di deformazione accumulata, che si rilascerà in futuro sotto forma di energia elastica durante il terremoto. In occasione di terremoti di media-elevata energia, l'Ufficio III effettua misure GPS di deformazione cosismica, ovvero, misurazioni durante il terremoto.

Sono stati studiati attraverso i risultati di misure GPS i campi di deformazione associati alla sequenza sismica dell'Umbria e Marche del 1997, in collaborazione con il Servizio Geologico Nazionale e quello associato alla sequenza del Molise del 2000, con il supporto dell'ISPRA e dell'INGV.



## **2. IL RISCHIO INDUSTRIALE**

### **2.1 Introduzione**

Negli ultimi decenni diverse catastrofi naturali, hanno evidenziato che i disastri di origine naturale sono in grado di provocare dei danneggiamenti di notevole importanza agli impianti industriali causando nella maggior parte dei casi rilascio di sostanze pericolose e situazioni di emergenza molto difficili da gestire. L'importanza di approfondire tutti gli aspetti di protezione rispetto a questi eventi è poi fondamentale perché, come è stato reso evidente dai danni strutturali osservati, le normative progettuali correnti non tengono conto in modo completo dei possibili effetti delle sollecitazioni di origine naturale, ed in particolare quelle sismiche, sulla configurazione strutturale reale.

Un cambiamento di mentalità da parte dell'opinione pubblica, la dirigenza politica, gli enti di formazione e gli stessi gestori degli impianti, per quanto riguarda l'approccio al rischio industriale collegato agli eventi naturali, si è avuto a seguito del terremoto di Izmit in Turchia del 1999. Dopo questo tragico evento infatti è cresciuta la convinzione che il rischio naturale doveva essere parte integrante del complesso processo di analisi del rischio per le attività industriali dal momento che le conseguenze sono state gravissime per l'uomo, per l'ambiente e per la stessa economia di una nazione. Sta ottenendo quindi un'importanza sempre maggiore, per quanto riguarda questi tipi di strutture industriali, quella branca dell'ingegneria della sicurezza che si occupa degli effetti di fenomeni naturali su beni tecnologici, che prende il nome di "Natech".

Sia a livello scientifico sia a livello di autorità competenti si è diffusa la convinzione che è necessario migliorare la conoscenza dei fenomeni naturali ed in particolare quelli che possono costituire un fattore iniziatore di catene incidentali complesse e multiple, per migliorare la gestione dell'emergenza in caso di crisi.

Nel presente lavoro mi concentrerò esclusivamente sul pericolo che può essere creato dagli eventi sismici, non considerando quelli che invece possono derivare da altri fenomeni naturali come alluvioni, frane ecc.

### **2.2 Il quadro normativo sui grandi rischi in Italia**

La crescita dell'industrializzazione nel secondo dopoguerra ha elevato il livello di rischio di incidenti industriali in particolare nel settore chimico ed in quello nucleare. Il problema della sicurezza fu posto con particolare drammaticità in Europa dall'incidente di Seveso (1976) che provocò il rilascio di ingenti quantità di TCDD (diossina Seveso, una delle più pericolose), provocando danni ingenti alla salute di oltre 2000 cittadini e l'evacuazione di circa 600 abitanti dalle loro abitazioni.

Dalla fine degli anni '60 fino all'inizio degli anni '80, il verificarsi di alcuni gravi incidenti nelle industrie spinse gli Stati membri della Comunità Europea, anche a seguito della pressione dell'opinione pubblica, a mettere in atto misure più efficaci per la prevenzione o mitigazione dei



rischi legati ad attività industriali particolarmente pericolose.

Dopo gli accordi di Maastricht (1992) si sono affermati una serie di principi generali che hanno influenzato il modo di concepire la legislazione stessa e la visione politica di pianificazione della sicurezza e dell'ambiente:

- Principio di precauzione: se vi è minaccia di danno la mancanza di certezza scientifica non può far rinviare l'adozione di misure di tutela adeguate, né fermare la ricerca che deve essere al contrario incoraggiata. Devono essere utilizzate le migliori tecnologie possibili;
- Principio di prevenzione: prevenire per quanto possibile il concretizzarsi di rischi. Per le grandi opere si ricorre alla valutazione di impatto ambientale;
- Principio del *chi inquina paga* : chi crea inquinamento deve risarcire il danno e ripristinare lo stato di partenza;
- Principio di sussidiarietà: le decisioni devono essere adottate al livello più vicino possibile ai cittadini. L'UE agisce solo nell'ambito delle competenze che le sono conferite: non bisogna prevaricare la sovranità degli stati membri.

La direttiva 82/501/CEE (nota anche come direttiva Seveso), emanata proprio per fronteggiare questo tipo di incidenti, affrontava il problema in modo più adeguato e puntuale di quanto fosse stato fatto in precedenza, inserendosi in un contesto di leggi e vincoli specifici, già esistenti negli Stati Membri, che erano però essenzialmente rivolte alla tutela dei lavoratori dagli infortuni e alla salvaguardia dell'ambiente dall'inquinamento dell'aria e dell'acqua, con riferimento alle condizioni normali di esercizio degli impianti industriali.

La direttiva Seveso invece ampliava la tutela della popolazione e dell'ambiente nella sua globalità, fissando l'attenzione sugli eventi "incidenti rilevanti" per la gravità delle conseguenze associate.

La direttiva Seveso fu recepita in Italia sei anni dopo la sua emanazione, con il DPR del 17 maggio 1988, n. 175 Attuazione della direttiva CEE n. 501 del 24 giugno 1982 relativa ai rischi di incidenti rilevanti connessi con determinate attività industriali, in seguito modificato ed integrato.

Gli elementi caratterizzanti un'industria a rischio di incidente rilevante, ai sensi della direttiva sono:

- L'uso di sostanze pericolose in determinate attività industriali, in quantità tale da superare certe soglie, quali:
  - Sostanze tossiche
  - Sostanze infiammabili
  - Sostanze esplosive
  - Sostanze comburenti
- La possibilità di evoluzione non controllata di una attività industriale con conseguente pericolo grave, immediato o differito sia per l'uomo all'interno o all'esterno dello

stabilimento sia per l'ambiente circostante a causa di:

- Emissione di sostanze tossiche;
- Incendio;
- Esplosione

La prima direttiva Seveso dopo circa quindici anni di applicazione si è evoluta nella cosiddetta direttiva Seveso II (direttiva 96/82/CE), la quale è stata recepita in Italia il 17 agosto 1999 con il D.Lgs. 334/99 *Attuazione della direttiva 96/82/CE relativa al controllo dei pericoli di incendi rilevanti connessi con determinate sostanze pericolose*.

Le principali innovazioni introdotte dal D.Lgs. 334/99, coerentemente con la direttiva europea, sono riassumibili nei seguenti punti:

- Le procedure di prevenzione degli incidenti rilevanti scattano subito nel caso della sola presenza di determinate sostanze pericolose in determinate quantità e non più in caso di svolgimento di determinate attività industriali che ne possono prevedere l'uso (articolo 2).
- Vengono inserite tra le categorie di pericolosità le sostanze pericolose per l'ambiente (allegato I parte 2).
- Al gestore viene richiesta la redazione di un documento che definisca la propria politica di prevenzione degli incidenti rilevanti, corredato dal programma adottato per l'attuazione del Sistema di Gestione della Sicurezza, che dovrà essere adottato previa consultazione con il rappresentante della sicurezza dei lavoratori (articolo 7).
- Viene preso in considerazione il possibile accrescimento delle conseguenze di un incidente a causa della vicinanza di più stabilimenti o delle sostanze presenti (effetti domino) (articolo 13).
- Integrazione tra concetto di stabilimento a rischio di incidente rilevante con quello di pianificazione territoriale, con particolare riferimento alla destinazione e utilizzazione dei suoli e l'introduzione del principio di mantenere opportune distanze tra gli stabilimenti e le zone residenziali (articolo 14).
- E' previsto inoltre che il gestore, informi la popolazione interessata, dei rischi a cui è soggetta e di tutte le eventuali problematiche.

Nel corso degli anni la normativa "Seveso" è stata sottoposta a modifiche e adeguamenti. Nel 2003 è stata emanata la Direttiva europea 2003/105/CE, che ha condotto anche in Italia all'adozione di alcuni provvedimenti di aggiornamento della normativa in materia di rischio industriale. In particolare, il Decreto Legislativo n. 238/2005 ha esteso il campo di applicazione della normativa vigente, comprendendovi le operazioni di trattamento chimico o termico dei minerali e il deposito che comportano l'impiego delle sostanze pericolose individuate nell'allegato I (che contiene l'elenco delle sostanze classificate come pericolose e i relativi quantitativi di riferimento perché gli impianti siano classificati, a norma di legge, come suscettibili di causare

incidenti rilevanti), nonché gli impianti operativi di smaltimento contenenti le stesse sostanze dell'allegato I (art. 4, D.Lgs. 334/99), precedentemente esclusi; ha ampliato la partecipazione dei soggetti interessati al processo della pianificazione d'emergenza, attraverso la consultazione anche dei lavoratori delle imprese subappaltatrici a lungo termine nella fase di elaborazione dei piani di emergenza interni (art. 11, D.Lgs. 334/99), nonché della popolazione interessata nel caso di aggiornamento dei piani di emergenza esterni (art. 20, D.Lgs. 334/99); ha individuato un secondo sovraordinato livello di gestione del rischio di incidenti nelle aree interessate dagli stabilimenti "Seveso" (art. 12, D.Lgs. 334/99); ha introdotto nuove tipologie a rischio di cui tener conto nell'elaborazione delle politiche di assetto del territorio e del controllo dell'urbanizzazione, quali edifici frequentati dal pubblico, vie di trasporto principali, aree ricreative ed aree di particolare interesse naturale o particolarmente sensibili dal punto di vista naturale (art. 14, D.Lgs. 334/99); ha intensificato il diritto dei cittadini interessati all'informazione sulle misure di sicurezza, da fornire d'ufficio e nella forma più idonea possibile (art. 22, D.Lgs. 334/99).

Tra le novità della normativa in materia di rischio industriale vi è, dunque, il coinvolgimento attivo di tutti i soggetti interessati, sia nella fase di predisposizione del piano sia nelle successive fasi di aggiornamento ed attuazione nell'ambito di una più articolata struttura operativa, che coinvolga Stato, Regioni ed enti locali, finalizzata al successo della pianificazione di emergenza stessa.

Attualmente, in sede Europea, si sta lavorando alla definizione di una nuova Direttiva, il cui testo di recente (giugno 2012) è stato approvato dal Parlamento Europeo e dovrà essere esaminato dalla Commissione, che tra l'altro, oltre a recepire il Regolamento (CE) n. 1907/2006 del Parlamento Europeo concernente la registrazione, la valutazione, l'autorizzazione e la restrizione delle sostanze chimiche (REACH), prevede anche controlli molto più rigorosi e severi per tutti gli impianti che trattano sostanze potenzialmente pericolose, che vanno classificate in accordo al citato regolamento.

In particolare, il testo della nuova direttiva, che dovrebbe entrare in vigore dal 2015, prevede controlli annuali per gli impianti suscettibili di causare incidenti rilevanti e l'obbligo per i gestori di fornire informazioni molto precise sulle sostanze trattate e sui processi di lavorazione. Anche per gli impianti a rischio più ridotto sono previsti controlli ogni tre anni. Inoltre, al fine di limitare *l'effetto domino* in caso di incidenti, il testo approvato dal Parlamento Europeo, prevede che nelle aree interessate dalla presenza di insediamenti da rischio di incidente rilevante (RiR) anche gli impianti industriali che non rientrano nei parametri della normativa Seveso, ma che si trovano in prossimità di stabilimenti a rischio, debbano fornire informazioni circa la natura delle sostanze utilizzate.

### 2.2.1 Il contesto italiano e le particolarità del d.Lgs. 238/05

I cittadini a rischio di incidenti rilevanti, calcolati secondo stime adottate dal ministero dell'ambiente sono oltre cinque milioni di cui 500.000 in misura estremamente grave (rischio di alta letalità) ed il problema coinvolge nel nostro Paese, a diversi livelli, circa 10.000 imprese e 800.000 addetti. Le criticità ambientali e di sicurezza delle popolazioni sono in particolare legate

a:

- Rilascio e fuga di sostanze ad elevata tossicità nell'immediato e nel lungo termine;
- Esplosione di sostanze infiammabili con coinvolgimento di altre strutture;
- Perdite di prodotti tossici o infiammabili durante le operazioni di movimentazione e di stoccaggio;
- Mancanza di adeguate vie di fuga o sovraccarico della viabilità ordinaria in caso di emergenza.

Un elemento particolarmente importante poi per il territorio italiano, e che aumenta la gravità della situazione del nostro paese è dato dal fatto che molti stabilimenti sono ubicati in zone industriali integrate in aree urbane densamente popolate, oppure in aree ad alta densità di concentrazione di stabilimenti industriali a rischio di incidente rilevante. Cosa infine che aumenta ulteriormente la pericolosità di questi impianti è dato dal fatto che molti di questi sono situati in zone caratterizzate da un forte rischio naturale.

### 2.2.1.1 Il concetto di pianificazione territoriale

La pianificazione territoriale dei luoghi in cui sorgono industrie di processo, ha il compito di assicurare che la probabilità di accadimento di conseguenze di incidenti potenziali sia presa in debita considerazione in tutti i processi decisionali:

- Per la scelta dell'ubicazione di nuove installazioni;
- Per la modifica degli impianti esistenti;
- Per la determinazione degli usi del suolo nelle vicinanze degli stabilimenti stessi;
- Per gli sviluppi delle zone in prossimità degli stabilimenti o delle aree ad alta concentrazione di impianti;

Il decreto legislativo 238/95 prevede anche l'emanazione di uno specifico decreto interministeriale che sancisca quali siano le distanze da mantenere per le altre strutture dall'impianto, a tal fine venne emanato il 9 maggio 2001 un decreto che stabilisce i requisiti minimi di sicurezza in materia di pianificazione territoriale, con riferimento alla destinazione ed utilizzazione dei suoli che tengano conto della necessità di mantenere le opportune distanze tra stabilimenti e zone residenziali. Ciò ovviamente solo per quanto riguarda le zone interessate da stabilimenti a rischio di incidente rilevante che rientrano nei seguenti casi:

- Insediamenti di nuovi stabilimenti;
- Modifiche degli stabilimenti esistenti;
- Nuovi insediamenti o infrastrutture attorno agli stabilimenti esistenti.

Gli strumenti urbanistici, nei casi previsti, individuano e disciplinano le aree da sottoporre a

specifica regolamentazione, tenuto conto anche di tutte le problematiche territoriali ed infrastrutturali relative all'area. per questo motivo, gli strumenti urbanistici devono comprendere un Elaborato Tecnico "Rischio di incidenti rilevanti (RIR)" relativo al controllo dell'urbanizzazione, il quale deve contenere:

- Le aree di danno per ciascuna delle quattro categorie di effetti (elevata letalità, inizio letalità, danni irreversibili, danni reversibili) e secondo i valori di soglia previsti; la classe di probabilità di ogni singolo evento; le categorie di danno attese in relazione agli eventi incidentali che possono interessare gli elementi ambientali vulnerabili.
- L'individuazione e la rappresentazione su base cartografica tecnica e catastale aggiornata degli elementi territoriali e ambientali vulnerabili.
- La rappresentazione su base cartografica tecnica e catastale aggiornata dell'inviluppo geometrico delle aree di danno per ciascuna delle categorie di effetti.
- Individuazione e disciplina delle aree sottoposte a specifica regolamentazione risultanti dalla sovrapposizione cartografica degli inviluppi e degli elementi territoriali e ambientali vulnerabili. Gli eventuali pareri delle autorità competenti.
- Le eventuali ulteriori misure che possono essere adottate sul territorio, tra cui gli specifici criteri di pianificazione territoriale, la creazione di infrastrutture e opere di protezione, la pianificazione della viabilità, i criteri progettuali per opere specifiche ed anche dove necessario, gli elementi di correlazione con gli strumenti di pianificazione dell'emergenza e di protezione civile.

### 2.2.1.2 Gli insediamenti a rischio d'incidente rilevante in Italia

In Italia sono attualmente presenti 1.152 impianti industriali che trattano sostanze pericolose in quantitativi tali da rientrare nei parametri previsti negli artt. 6/7 e 6/7/8 del D.Lgs. 334/99, definiti insediamenti suscettibili di causare incidenti rilevanti e sottoposti alle specifiche norme di controllo e tutela descritte in premessa. Tali insediamenti sono situati nei territori di 739 comuni. La legge prevede, per tali specifiche tipologie di stabilimenti, che vengano perimetrare le aree circostanti all'insediamento nelle quali, nell'eventualità di un incidente, possono riscontrarsi conseguenze sull'ambiente o sulla salute della popolazione. Poiché la gravità degli effetti di un incidente è proporzionale alla distanza dal luogo dell'incidente e ai tempi di esposizione, l'area soggetta a rischio circostante allo stabilimento sarà divisa in tre distinte zone: "di sicuro impatto", "di danno" e "di attenzione". È evidente che tali zone non sempre coincidono con i confini amministrativi di ogni singolo comune che ospita l'impianto e che quindi tale tipologia di rischio, le norme di tutela dei cittadini e dell'ambiente, l'individuazione dei soggetti che devono operare per la prevenzione non possono limitarsi entro i confini amministrativi dei comuni in cui risiedono gli insediamenti.

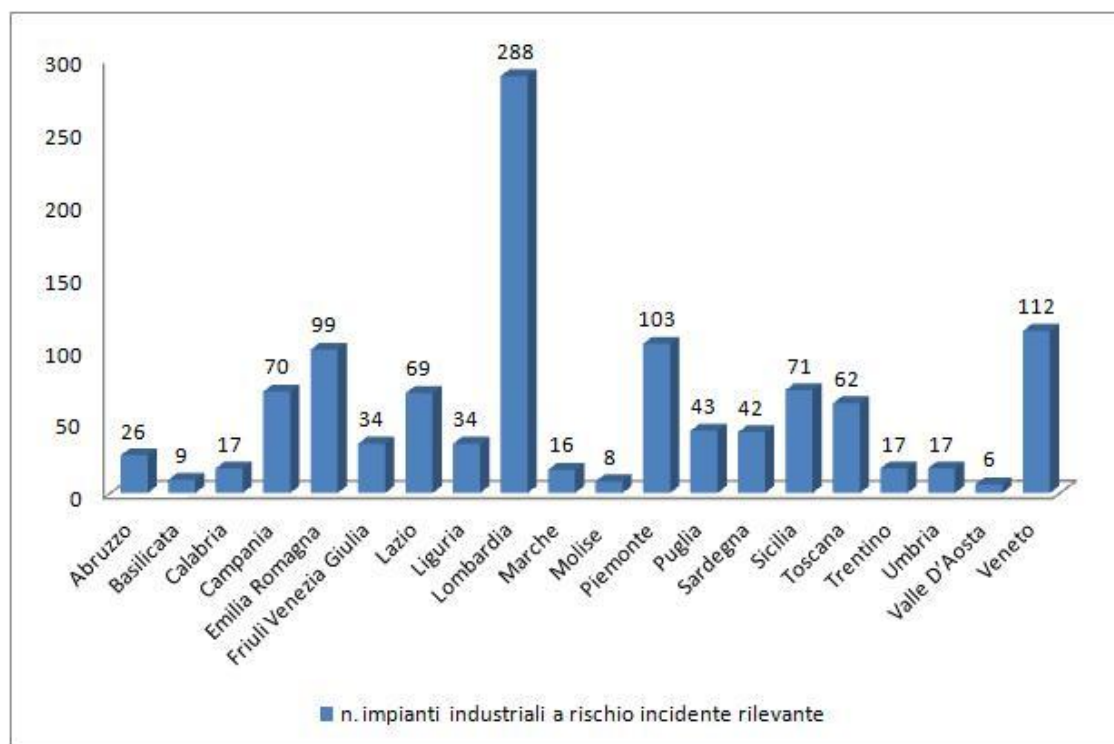
Tuttavia, vista l'importanza assegnata dalla normativa alle attività finalizzate alla corretta informazione dei cittadini e all'interazione dei diversi soggetti territoriali nelle attività destinate alla

pianificazione territoriale nelle aree interessate dalla presenza di stabilimenti industriali a rischio d'incidente rilevante, abbiamo ritenuto opportuno condurre la nostra indagine proprio a partire dai comuni in cui tali impianti sono presenti.

<b>Regione</b>	<b>Insedimenti ex art 6/7</b>	<b>Insedimenti ex art 6/7/8</b>	<b>Totale insediamenti</b>	<b>Comuni</b>
<b>Abruzzo</b>	16	10	26	20
<b>Basilicata</b>	4	5	9	8
<b>Calabria</b>	10	7	17	13
<b>Campania</b>	52	18	70	53
<b>Emilia Romagna</b>	36	93	99	53
<b>Friuli Venezia Giulia</b>	14	20	34	22
<b>Lazio</b>	33	36	69	32
<b>Liguria</b>	10	24	34	16
<b>Lombardia</b>	133	155	288	207
<b>Marche</b>	9	7	16	15
<b>Molise</b>	3	5	8	6
<b>Piemonte</b>	50	53	103	64
<b>Puglia</b>	23	20	43	27
<b>Sardegna</b>	14	28	42	18
<b>Sicilia</b>	37	34	71	34
<b>Toscana</b>	32	30	62	45
<b>Trentino</b>	11	6	17	12
<b>Umbria</b>	12	5	17	10
<b>Valle D'Aosta</b>	5	1	6	5
<b>Veneto</b>	52	60	112	79
<b>TOTALE</b>	556	617	1143	739

*Tab. 2.1 – Impianti industriali a rischio di incidente rilevante per regione*

L'analisi della distribuzione sul territorio degli insediamenti esposti a rischio d'incidente rilevante è di fondamentale importanza ai fini della prevenzione, proprio per valutare attentamente la pianificazione dell'utilizzo del suolo di quei territori dove si concentra una maggiore presenza di impianti con tali caratteristiche di pericolosità. Inoltre, le attività di pianificazione d'emergenza devono considerare la presenza di più impianti in una medesima zona per ridurre la possibilità che un incidente possa innescare reazioni a catena (il cosiddetto effetto domino). In Italia, la maggior parte degli insediamenti RIR si concentra in Lombardia, Veneto, Piemonte ed Emilia Romagna.



Tab.2.2 – Istogramma Impianti industriali a rischio di incidente rilevante per regione

In particolare come si può vedere anche dall'istogramma si rileva che oltre il 25,2% degli stabilimenti sono concentrati in Lombardia ed in particolare nelle provincie di Milano, Bergamo, Brescia e Varese. Regioni con elevata presenza di industrie a rischio sono come già detto anche il Piemonte (circa 9% del totale), l'Emilia Romagna (8,7%) ed il Veneto (9,8%). In esse si evidenziano alcune aree di particolare concentrazione quali Trecate (nel Novarese), Porto Marghera, Ferrara e Ravenna, in corrispondenza dei tradizionali poli di raffinazione e/o petrolchimici e le provincie di Torino, Alessandria e Bologna. Al sud le regioni con maggior presenza di attività a notifica risultano essere la Sicilia (6,2%), la Campania (6,1%), la Puglia (3,8%) e la Sardegna (3,7%), in relazione alla presenza degli insediamenti petroliferi e petrolchimici nelle aree di Gela, Priolo, Augusta-Milazzo, Brindisi, Taranto, Porto Torres e Sarroch ed alla concentrazione di attività industriali nelle provincie di Napoli e Bari. Altre provincie che non fanno parte delle regioni elencate ma presentano un elevato numero di stabilimenti a rischio sono Livorno, Roma e Frosinone.

### 2.2.1.2.1 Tipologie di impianti

Nel definire i criteri di applicazione delle norme di tutela relativamente al rischio industriale il D.Lgs 334/99 all'art. 3 definisce cosa si intenda per "sostanze pericolose" e cioè: *le sostanze, miscele o preparati elencati nell'allegato I, parte I, o rispondenti ai criteri fissati nell'allegato I, parte 2, che sono presenti come materie prime, prodotti, sottoprodotti, residui o prodotti intermedi, ivi compresi quelli che possono ragionevolmente ritenersi generati in caso di incidente*. La legge, quindi, stabilisce specifici criteri di sicurezza per impianti che trattino particolari sostanze in relazione al quantitativo presente nell'impianto.

Dall'indagine svolta da Legambiente è stato possibile avere una fotografia dettagliata in merito al territorio e al rischio industriale, in quanto ai comuni partecipanti è stato chiesto di indicare non solo il numero e l'ubicazione degli stabilimenti ma anche la loro tipologia.

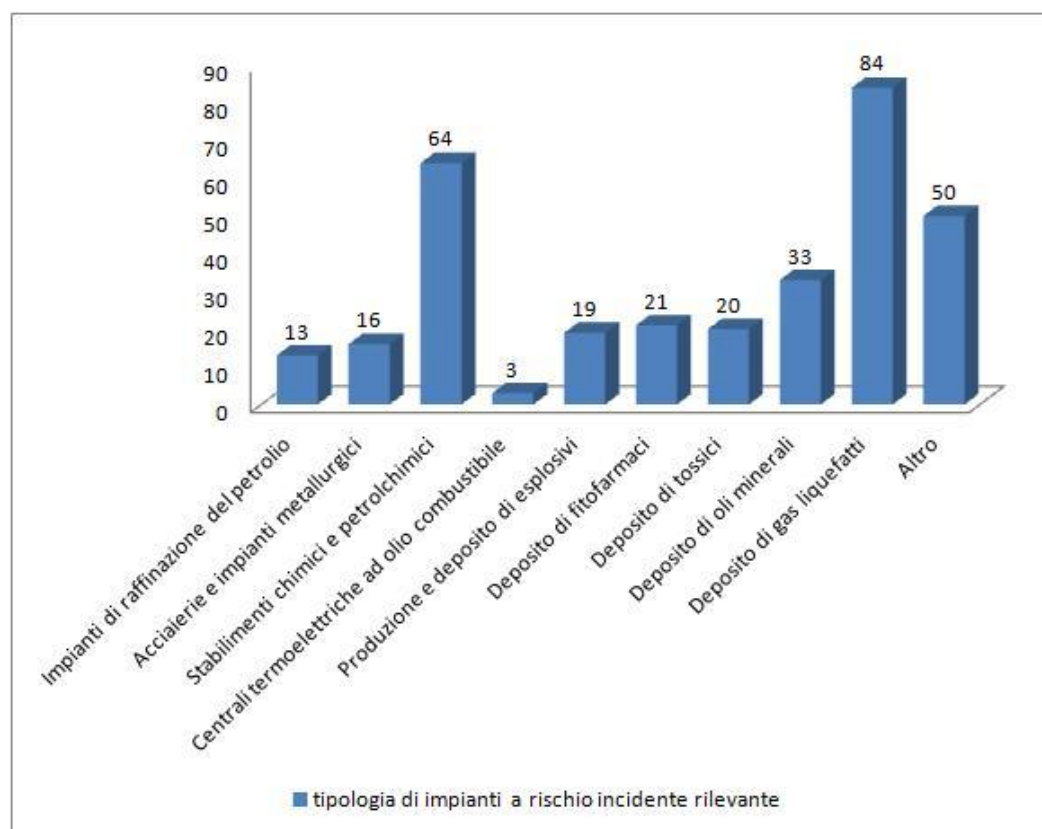
Tali tipologie di impianti o depositi sono sommariamente schematizzati nella tabella seguente, nella quale è stato analizzato quanto emerso nelle risposte al questionario. Secondo i dati raccolti, la categoria più rappresentata tra gli insediamenti suscettibili di causare incidenti rilevanti è quella dei depositi di gas liquefatti (40%) e di seguito gli stabilimenti chimici e petrolchimici (30% fra le tipologie indicate dai comuni del campione). Tra questi insediamenti sono compresi alcuni degli impianti industriali più grandi del nostro Paese, tra cui il polo petrochimico di Porto Marghera e quello di Gela, presenti nel campione d'indagine. Si fa riferimento, in questo caso, ad alcune delle aree industriali più importanti della Penisola, la cui presenza rappresenta un elemento fondamentale anche in relazione all'impatto ambientale di tali strutture.

La categoria meno rappresentata è invece quella delle centrali termoelettriche e ad olio combustibile (1% del nostro campione). Nella categoria indicata con "altro" - una porzione rilevante del nostro campione d'indagine -, le amministrazioni intervistate hanno indicato la presenza nei territori di loro competenza principalmente di stabilimenti che realizzano cromature di materiali metallici, stabilimenti di galvanotecnica, depositi di carburanti, depositi di gas tecnici, e impianti per il trattamento dei rifiuti speciali.



<b>Tipologie impianti</b>	<b>Numero impianti nei comuni del campione</b>	<b>Percentuale tipologia impianti nei comuni del campione</b>
<b>Impianti di raffinazione del petrolio</b>	13	6%
<b>Acciaierie e impianti metallurgici</b>	16	8%
<b>Stabilimenti chimici e petrolchimici</b>	64	30%
<b>Centrali termoelettriche ad olio combustibile</b>	3	1%
<b>Produzione e deposito di esplosivi</b>	19	9%
<b>Deposito di fitofarmaci</b>	21	10%
<b>Deposito di tossici</b>	20	10%
<b>Deposito di oli minerali</b>	33	16%
<b>Deposito di gas liquefatti</b>	84	40%
<b>Altro</b>	50	24%

Tab. 2.3 – Tipologie di impianto a rischio di incidente rilevante



Tab. 2.4 – Istogramma tipologie di impianto a rischio di incidente rilevante

Riguardo alla distribuzione sul territorio nazionale delle diverse tipologie di attività, si evidenzia una concentrazione di stabilimenti chimici e petrolchimici particolarmente in Lombardia (35% del totale nazionale e 40% del totale lombardo) e poi in Emilia Romagna, Piemonte e Veneto.

L'industria della raffinazione, 17 impianti in Italia, risulta invece piuttosto distribuita sul territorio nazionale, con una particolare concentrazione in Sicilia, dove sono presenti 5 impianti, ed in Lombardia; analogamente si riscontra per i depositi di oli minerali, che risultano però particolarmente concentrati in prossimità delle grandi aree urbane del Paese.

Per quanto riguarda i depositi di GPL, si evidenzia una diffusa presenza nelle regioni meridionali, in particolare in Campania e Sicilia, oltre che in Lombardia, Toscana, Veneto ed Emilia Romagna, ed in generale presso le aree urbane presenti nel territorio nazionale, con punte nelle province di Napoli, Salerno, Brescia, Venezia e Catania.

Per gli stabilimenti soggetti all'articolo 8 del D.Lgs. 334/99 è stata elaborata un'ulteriore suddivisione sulla base della loro complessità gestionale ed impiantistica, tale classificazione è stata fatta utilizzando, tra gli altri, fattori quali la tipologia di attività svolta e l'esistenza e la complessità di lavorazioni chimiche. Con questi criteri appena elencati si è ottenuta la seguente suddivisione:

- Stabilimenti ad elevata complessità sia impiantistica che gestionale (raffinerie ed impianti petrolchimici di base);
- Stabilimenti a media complessità, ovvero stabilimenti con impianti complessi quali i chimici di medie o piccole dimensioni ma con una gestione operativa relativamente semplice;
- Stabilimenti a bassa complessità cioè con impianti semplici, assenza di lavorazioni chimiche complesse, gestione operativa semplice e ridotto impiego di personale (depositi di GPL, di idrocarburi liquidi, magazzini).

Le tre categorie sopra descritte sono distribuite in ragione del 16% circa, per gli stabilimenti ad alta complessità, del 29%, per quelli a media complessità e del 55% per quelli a bassa complessità.

Relativamente alle sostanze presenti negli stabilimenti soggetti agli art. 6 e 8, occorre fare una distinzione, come stabilito dal D.Lgs. 334/99, tra le sostanze elencate in allegato I parte 1 e quelle comprese nelle categorie dell'allegato I parte 2.

Tra le sostanze in allegato I parte 1 risulta una diffusa presenza di gas liquefatti estremamente infiammabili (principalmente GPL); consistente è anche la diffusione di benzina, metanolo, acetilene come pire idrogeno ed ossigeno; in un numero elevato di stabilimenti si riscontra poi la presenza di cloro, toluenediisocianato ed acido cloridrico.

Tra le categorie di sostanze dell'allegato I parte 2 si può osservare che la categoria maggiormente diffusa, sia come quantitativi che come numero di stabilimenti in cui è presente, è quella delle sostanze pericolose per l'ambiente, in relazione, prevalentemente, alla presenza di gasolio e di altri idrocarburi.

Definire in maniera precisa e puntuale la mappatura degli insediamenti industriali a rischio

d'incidente rilevante e la loro tipologia è assolutamente essenziale anche ai fini della pianificazione di interventi di mitigazione del rischio. Attraverso lo studio delle possibili conseguenze di un evento incidentale, del comportamento delle sostanze presenti e trattate nell'impianto, degli effetti sull'ambiente e sull'uomo e della relazione con il contesto territoriale circostanze (presenza di altri impianti industriali, presenza di aree fortemente antropizzate, ecc.), infatti, è necessario mettere a punto tutti gli opportuni interventi per mitigare la pericolosità di tali attività.

### 2.3 Definizione di rischio naturale

Tradizionalmente nell'analisi dei rischi naturali, il rischio R è definito come la misura del danno atteso in una data area ed in un certo intervallo di tempo t in seguito al verificarsi di un particolare evento calamitoso. Il danno D esprime l'entità delle perdite per un determinato elemento o bene nel caso del verificarsi dell'evento temuto:

$$R = V * E * H = H * D \quad (2.1)$$

$$D = V * E \quad (2.2)$$

Dove:

V = la vulnerabilità, cioè il grado di perdita (in una scala da 0, nessun danno, ad 1, perdita totale) prodotto su un certo elemento o gruppo di elementi esposti al rischio risultante dal verificarsi dell'evento;

E = il valore dell'elemento a rischio, ovvero il valore (monetario o di altre unità esposte) della popolazione, delle proprietà e delle attività economiche, inclusi i servizi pubblici, a rischio in una determinata area;

H = la pericolosità ovvero la probabilità che accada l'evento calamitoso temuto, entro un intervallo di tempo t ed in una zona tale da influenzare l'elemento a rischio. La pericolosità è legata al tempo di ritorno T, che esprime l'intervallo di tempo nel quale l'intensità dell'evento viene superata mediamente una sola volta:

$$H = 1 - (1 - 1/T)^t \quad (2.3)$$

Non è sempre facile giungere ad una stima quantitativa del rischio per la difficoltà della parametrizzazione, in termini probabilistici, della pericolosità e della vulnerabilità e, in termini monetari, degli elementi a rischio. Spesso si può ricorrere a delle sintesi parziali delle informazioni valutando anziché il rischio totale R, il cosiddetto rischio specifico  $R_s$ , definito come il grado di perdita atteso quale conseguenza di un particolare fenomeno naturale ed espresso da:

$$R_s = H * V \quad (2.4)$$

La valutazione del rischio consiste nell'analisi dei rapporti che intercorrono fra i vari fattori di vulnerabilità del territorio e le diverse forme di pericolosità possibili. La mitigazione del rischio può essere attuata, dipendentemente dai casi, intervenendo nei confronti della pericolosità, della vulnerabilità, o del valore degli elementi a rischio.

### 2.3.1 Contestualizzazione del rischio naturale per gli impianti industriali

Per ciò che riguarda le installazioni industriali domina ancora, nella maggior parte dei casi e nell'impostazione della pianificazione d'area vasta, una certa superficialità e una scarsa conoscenza degli effetti dei fenomeni naturali. Anche dal punto di vista scientifico non esistono molti studi sull'impatto dei fenomeni naturali sulle installazioni industriali. Un improvviso ed esteso cambiamento di mentalità si è avuto, come già detto, a seguito del terremoto di Izmit in Turchia nel 1999, dopo il quale infatti l'opinione pubblica, la dirigenza politica, gli enti di normalizzazione e gli stessi gestori degli impianti hanno maturato l'idea che il rischio naturale dovesse essere parte integrante del complesso processo di analisi del rischio per l'attività industriale.

Inoltre con l'evolversi dei metodi di progettazione in zona sismica, si è notato come approcci unicamente di tipo statico, in zone a media ed alta sismicità, possono essere non sufficientemente conservativi. La tabella 2.3.1\_1 mostra l'incidenza del rischio naturale sul totale degli incidenti industriali presenti nei database commerciali più accreditati.

<i>beSorgente</i>	<i>Incidenti di origine naturale</i>	<i>Numero totale degli incidenti</i>	<i>Percentuale di incidenti di origine naturale (%)</i>
<b>EPA</b>	5	103	5
<b>MARS</b>	5	121	4
<b>FACTS (TNO)</b>	154	16200	1
<b>MHIDAS (HSE)</b>	105	5500	2

*Tab. 2.5 – Incidenza del rischio naturale sul totale degli incidenti industriali (agg. al 2007)*

Per quanto riguarda i dati aggiornati si è reperito solo ed esclusivamente il dato di un'unica sorgente (tab. 2.3.1\_2), che mostra come prevedibile un aumento della percentuale degli incidenti di origine naturale rispetto al totale degli incidenti.

<i>beSorgente</i>	<i>Incidenti di origine naturale</i>	<i>Numero totale degli incidenti</i>	<i>Percentuale di incidenti di origine naturale (%)</i>
<b>FACTS (TNO)</b>	665	24529	2,7

*Tab. 2.6 - Incidenza del rischio naturale sul totale degli incidenti industriali (agg. al 2013).*

### 2.3.2 Analisi preliminare degli impatti e delle interazioni di un'area industriale

Gli impianti industriali sono inseriti in un contesto complesso ed in questo contesto necessariamente interagiscono. Dal punto di vista della sicurezza queste interazioni possono essere delle seguenti tipologie:

- Interazioni con altri impianti industriali (effetto domino);
- Interazioni con il trasporto di merci pericolose;
- Calamità naturali;
- Cause accidentali (p.e. caduta aereo);
- Eventi politici subiti (p.e. guerra);
- Azioni terroristiche volontarie.

Nella seguente tabella si può vedere l'unica interazione di un impianto industriale con l'esterno che è stata presa in considerazione in questo lavoro, la quale rientra nella categoria delle calamità naturali, l'attività sismica.

<b>Attività sismica</b>	<b><i>E' probabilmente l'evento naturale più temuto. Devono essere previste delle azioni precise a livello gestionale. Deve essere fatta una adeguata formazione. Gli impianti nuovi devono essere realizzati secondo criteri antisismici eventualmente supportati da analisi dinamiche.</i></b>
-------------------------	--

Tab. 2.7 – Possibili interazioni dell'impianto con l'esterno

### 2.3.3 Valutazione del rischio sismico per impianti in Italia

#### 2.3.3.1 La pericolosità sismica in Italia

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo, per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto, determinando un impatto sociale ed economico rilevante. La sismicità della Penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica, perché è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica ed è sottoposta a forti spinte compressive, che causano l'accavallamento dei blocchi di roccia. Dall'andamento della linea nell'immagine si capisce perché, di fatto, solo la Sardegna non risenta particolarmente di eventi sismici.



Fig. 2.1 – Linea di contatto tra zolla eurasiatica ed africana

In 2500 anni, l'Italia è stata interessata da più di 30.000 terremoti di media e forte intensità superiore al IV-V grado della scala Mercalli) e da circa 560 eventi sismici di intensità uguale o superiore all'VIII grado della scala Mercalli (in media uno ogni 4 anni e mezzo). Solo nel XX secolo, ben 7 terremoti hanno avuto una magnitudo uguale o superiore a 6.5 (con effetti classificabili tra il X e XI grado Mercalli). La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della penisola - lungo la dorsale appenninica (Val di Magra, Mugello, Val Tiberina, Val Nerina, Aquilano, Fucino, Valle del Liri, Beneventano, Irpinia) - in Calabria e Sicilia, ed in alcune aree settentrionali, tra le quali il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale.

I terremoti che hanno colpito la Penisola hanno causato danni economici consistenti, valutati per gli ultimi quaranta anni in circa 135 miliardi di euro, che sono stati impiegati per il ripristino e la ricostruzione post-evento. A ciò si devono aggiungere le conseguenze non traducibili in valore economico sul patrimonio storico, artistico, monumentale.

In Italia, il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata nel corso degli eventi è molto più alto rispetto a quello che si verifica normalmente in altri Paesi ad elevata sismicità, quali la California o il Giappone. Ad esempio, il terremoto del 1997 in Umbria e nelle Marche ha prodotto un quadro di danneggiamento (senza tetto: 32.000; danno economico: circa 10 miliardi di Euro) confrontabile con quello della California del 1989 (14.5 miliardi di \$ USA), malgrado fosse caratterizzato da un'energia circa 30 volte inferiore. Ciò è dovuto principalmente all'elevata densità abitativa e alla notevole fragilità del nostro patrimonio edilizio.

La sismicità (frequenza e forza con cui si manifestano i terremoti) è una caratteristica fisica del territorio, al pari del clima, dei rilievi montuosi e dei corsi d'acqua. Conoscendo la frequenza e l'energia (magnitudo) associate ai terremoti che caratterizzano un territorio ed attribuendo un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una certa magnitudo, in un certo intervallo di tempo, possiamo definire la sua pericolosità sismica. Un territorio avrà una pericolosità sismica tanto più elevata quanto più probabile sarà, a parità di intervallo di tempo considerato, il verificarsi di un terremoto di una certa magnitudo. Le conseguenze di un terremoto, tuttavia, non sono sempre gravi: molto dipende infatti, dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa sismica. Questa caratteristica, o meglio la predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata da una scossa sismica, si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le

conseguenze che ci si deve aspettare in seguito alle oscillazioni cui la struttura sarà sottoposta. Infine, la maggiore o minore presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (economico, in vite umane, ai beni culturali, ecc...), viene definita esposizione (di vite umane, beni economici, beni culturali).

Il rischio sismico è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo.

La pericolosità sismica di un territorio è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità.

La vulnerabilità sismica è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello a fronte di un evento sismico di una data intensità.

Il primo problema da affrontare per valutare correttamente il rischio sismico è l'analisi di ciò che è esposto a questo rischio. Gli elementi esposti al rischio sono costituiti da tutto ciò che è stato realizzato dall'uomo, la cui condizione e il cui funzionamento può essere danneggiato, alterato o distrutto dall'evento sismico.

In Italia, possiamo attribuire alla pericolosità sismica un livello medio-alto, per la frequenza e l'intensità dei fenomeni che si susseguono. La Penisola italiana, però, rispetto ad altri Paesi, come la California o il Giappone, nei quali la pericolosità è anche maggiore, ha una vulnerabilità molto elevata, per la notevole fragilità del suo patrimonio edilizio, nonché del sistema infrastrutturale, industriale, produttivo e delle reti dei servizi. Il terzo fattore, l'esposizione, si attesta su valori altissimi, in considerazione dell'alta densità abitativa e della presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo. In questo senso è significativo l'evento del 1997 in Umbria e Marche, che ha fortemente danneggiato circa 600 chiese e, emblematicamente, la Basilica di S. Francesco d'Assisi.

L'Italia è dunque un Paese ad elevato rischio sismico, inteso come perdite attese a seguito di un terremoto, in termini di vittime, danni alle costruzioni e conseguenti costi diretti e indiretti.

### 2.3.3.2 Classificazione sismica in Italia

L'azione dello Stato per la riduzione degli effetti del terremoto si è sviluppata su due fronti: classificando il territorio sulla base dell'intensità e frequenza dei terremoti del passato e prevedendo l'applicazione, nelle zone classificate sismiche, di speciali norme per le costruzioni. La logica sulla quale si fonda la legislazione antisismica italiana, allineata alle più moderne normative a livello internazionale, è quella di prescrivere norme tecniche in base alle quali un edificio sopporti senza gravi danni i terremoti meno forti e senza crollare i terremoti più forti, salvaguardando prima di tutto le vite umane.

La normativa italiana attualmente vigente nel settore delle costruzioni, rappresenta l'evoluzione di un processo durato oltre 20 anni, in seguito ai terremoti del Friuli e dell'Irpinia.

Il territorio italiano dal 1984 era divisa in 4 zone sismiche chiamate categorie, si andava dalla 1° che era la più pericolosa alla 4° che era la zona non sismica.



Fig. 2.2 – Mappa di pericolosità sismica 1984

A seguito di questa prima suddivisione del territorio nazionale, è stata proposta nel 1998 una nuova classificazione che, come quella precedente, utilizzava classificazione in 4 zone sismiche con la medesima nomenclatura di quella del '84. Questa in realtà non entrò in vigore ma rimase solo come proposta da parte del gruppo di lavoro costituito dalla Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi.

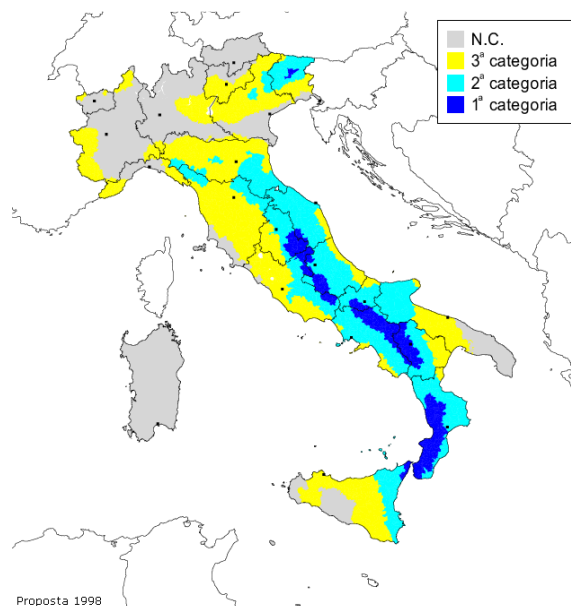


Fig. 2.3 – Mappa di pericolosità sismica 1998

La classificazione del 1984 è rimasta in vigore fino al 2003 con l'entrata in vigore della modifica che apportò un sensibile cambiamento sia alla classificazione che al modo di essere letta, si passava infatti da 3 categorie a 4 categorie e se ne definivano i valori di riferimento.

Questa ultima classificazione è basata sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della "probabilità" che il territorio venga



interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo.

A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003.

Il provvedimento detta i principi generali sulla base dei quali le Regioni, a cui lo Stato ha delegato l'adozione della classificazione sismica del territorio (D.lgs 112/98 e DPR 380/01 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"), hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle 4 zone. Le aree nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale sono a severità decrescente (zona 1, zona 2, zona 3, zona 4).

Di fatto, sparisce il territorio "non classificato", che diviene zona 4, nel quale è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica. In tal modo, i "numeri" della nuova classificazione diventano: 725 comuni in zona 1, 2.344 comuni in zona 2, 1.544 comuni in zona 3 e 3.488 comuni in zona 4. L'attività di prevenzione di maggior rilievo è stata condotta attraverso l'attuazione dell'Ordinanza 3274/2003. L'emanazione delle nuove norme tecniche e della nuova classificazione sismica ha consentito di porre rimedio ad una situazione che da circa due decenni aveva ampliato notevolmente la distanza fra conoscenza scientifica consolidata e sua traduzione in strumenti normativi, permettendo di progettare e realizzare costruzioni nuove, più sicure ed aperte all'utilizzo di tecnologie innovative.

LA CLASSIFICAZIONE SISMICA ATTUALE	
<b>ZONA 1</b>	<b>E' la zona più pericolosa, dove in passato si sono avuti danni gravissimi a causa di forti terremoti</b>
<b>ZONA 2</b>	<b>Nei comuni inseriti in questa zona in passato si sono avuti danni rilevanti a causa di terremoti abbastanza forti</b>
<b>ZONA 3</b>	I comuni inseriti in questa zona hanno avuto in passato pochi danni. Si possono avere scuotimenti comunque in grado di produrre danni significativi
<b>ZONA 4</b>	E' la meno pericolosa. Nei comuni inseriti in questa zona le possibilità di danni sismici sono basse

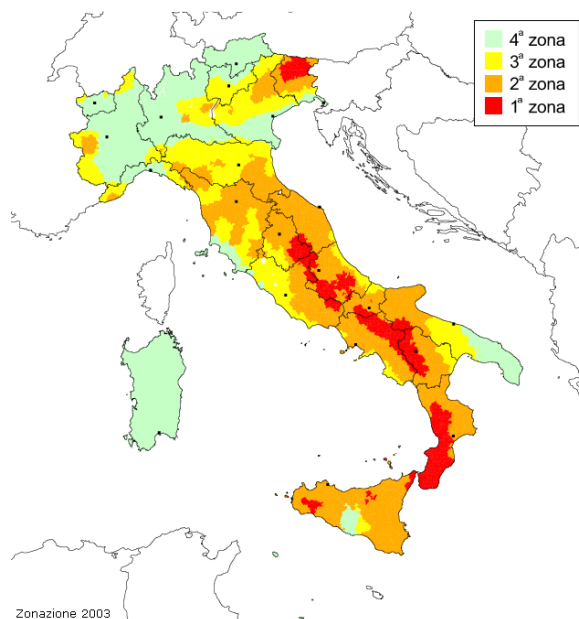
Tab. 2.8 – Descrizione quattro zone classificazione sismica 2003

Le novità normative introdotte con l'ordinanza sono state pienamente recepite e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza, nelle recenti Norme Tecniche delle Costruzioni, emanate con D.M. 14 gennaio 2008 dal Ministro delle Infrastrutture, con l'intesa e il contributo del Dipartimento.

Un capitolo importante per la prevenzione riguarda la sicurezza delle opere strategiche per la protezione civile (come ospedali e centri operativi misti) e rilevanti (come scuole, edifici con grandi affollamenti e ponti soggetti a grande traffico). Da queste opere ci si aspetta che siano in grado di fornire prestazioni superiori a quelle delle costruzioni ordinarie in caso di sisma: ad esempio, che quelle strategiche siano utilizzabili per soccorrere la popolazione. Purtroppo molte di esse sono probabilmente inadatte a soddisfare tali aspettative, come purtroppo si è avuto

modo di rilevare in occasione di diversi terremoti. Per questo l'Ordinanza 3274 ha avviato un programma di verifica di queste opere, di durata quinquennale, il cui termine è stato recentemente prorogato al 2010, coordinato dal DPC.

Per promuovere questa attività è stato istituito, con la Legge Finanziaria del 2003, un fondo dedicato al finanziamento delle verifiche sismiche e anche degli interventi di riduzione della vulnerabilità delle opere strategiche e rilevanti di competenza dello Stato, delle Regioni e degli Enti Locali. Nonostante l'esiguità del finanziamento (200 milioni di Euro), questa iniziativa ha attivato circa 7000 verifiche di opere pubbliche e 200 interventi di adeguamento sismico, e ha sensibilizzato le amministrazioni pubbliche al problema del rischio sismico.



*Fig. 2.4 –Mappa di pericolosità sismica 2003*

Questa mappa è stata creata sulla base di un'analisi effettuata sui sismi realmente avvenuti e ricercati nella storia dei singoli luoghi ed è calcolata sulla probabilità di accadimento di un dato valore di accelerazione in un dato periodo, che per le costruzioni di civile abitazione è circa di 50 anni con una probabilità di accadimento del 10%.

La normativa del 2008 riprende e sviluppa i dati forniti dalla normativa del 2003 e li elabora per conseguire l'attuale mappa di pericolosità sismica dell'INGV:

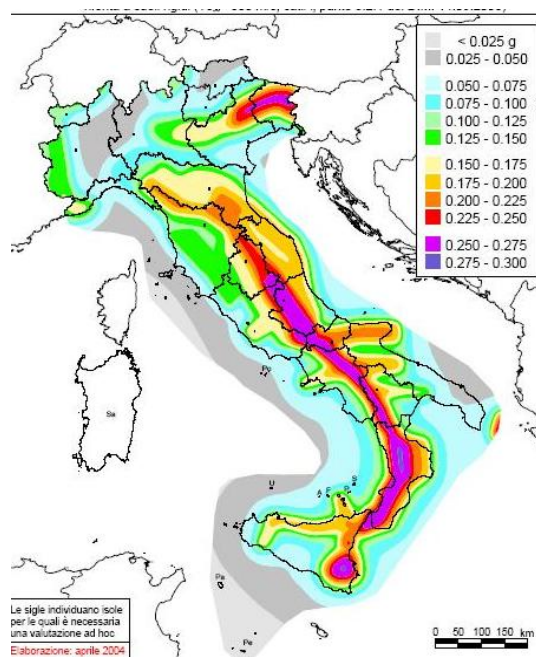


Fig. 2.4 – Mappa di pericolosità sismica 2008

L'attuale mappa consente non solo di dividere l'Italia in zone ma arrivare a una discretizzazione tale da definire l'accelerazione da intendersi nel singolo comune, avere quindi una mappa molto più precisa delle precedenti, quindi ricavando la posizione dell'edificio si va sulla normativa che ci fornirà tutti i parametri da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica da attendersi. Le Norme Tecniche per le Costruzioni inoltre impongono l'uso della microzonazione sismica con lo scopo di riconoscere ad una scala sufficientemente grande le condizioni locali che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso. Sotto è riportata a titolo di esempio della microzonazione la mappa della regione Abruzzo con i valori di accelerazione di picco su griglia con passo 0,05°.

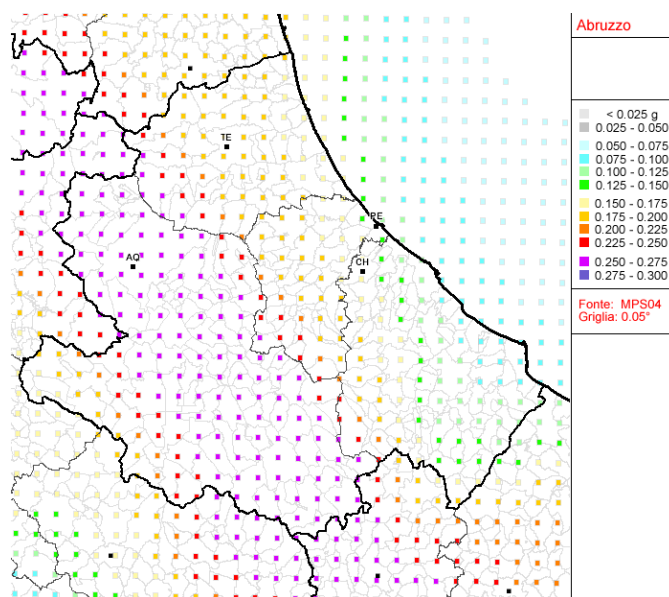


Fig. 2.5 – Microzonazione della regione Abruzzo

A livello regionale poi negli ultimi anni è stata ulteriormente modificata la mappa di pericolosità

sismica attraverso la riclassificazione del territorio regionale in zone a pericolosità decrescente (zona 1, 2 e 3), a partire dalla carta di pericolosità sismica allegata alla opcm 3519/06 e ha introdotto delle sottozone (A, B), per adattare meglio le norme alle caratteristiche di sismicità locali.

Come previsto dagli indirizzi e criteri generali di classificazione del territorio nazionale, a ciascuna zona sismica corrisponde un intervallo di accelerazione orizzontale massima al suolo ( $a_g$ ), che ha una probabilità del 10% di essere superata nei prossimi 50 anni. Le sottozone A e B suddividono ulteriormente le zone 2 e 3 individuando intervalli più ristretti di  $a_g$  e quindi più vicini alla reale pericolosità sismica del territorio. Nella Regione Lazio per esempio la nuova la classificazione sismica prevede cinque zone: 1, 2A, 2B, 3A e 3B.

Attraverso l'analisi della sismicità storica si è potuto notare come sono stati registrati danneggiamenti diversi in occasione di terremoti del passato nelle diverse zone del territorio romano e la carta della pericolosità sismica (opcm 3519/06) mostra valori di accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) molto diversi fra la zona costiera (Ostia) e le zone vicine ai Colli Albani o ai Monti Tiburtini e Prenestini.

Per questi motivi non avrebbe avuto senso considerare il Comune di Roma come un'unica zona sismica, ma si è pensato di suddividerlo in ambiti municipali. La diversa attribuzione ad una zona sismica comporta una differente applicazione della normativa, in particolare in sede di strumenti urbanistici e per gli studi di microzonazione.

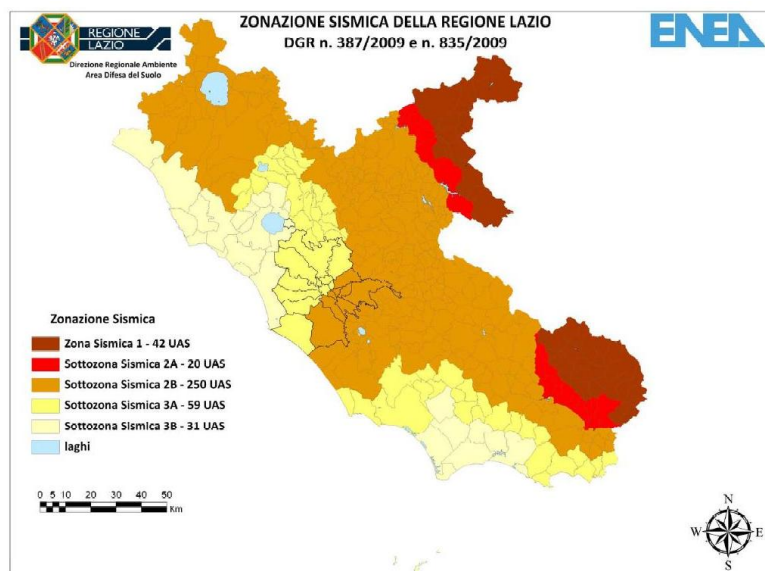


Figura 2.6 – Mappa di pericolosità sismica regione Lazio 2009

L'immagine sottostante non è altro che la mappa di pericolosità sismica elaborata nel 2008 modificata in seguito alle modifiche apportate a livello regionale, aggiornata al 2012.

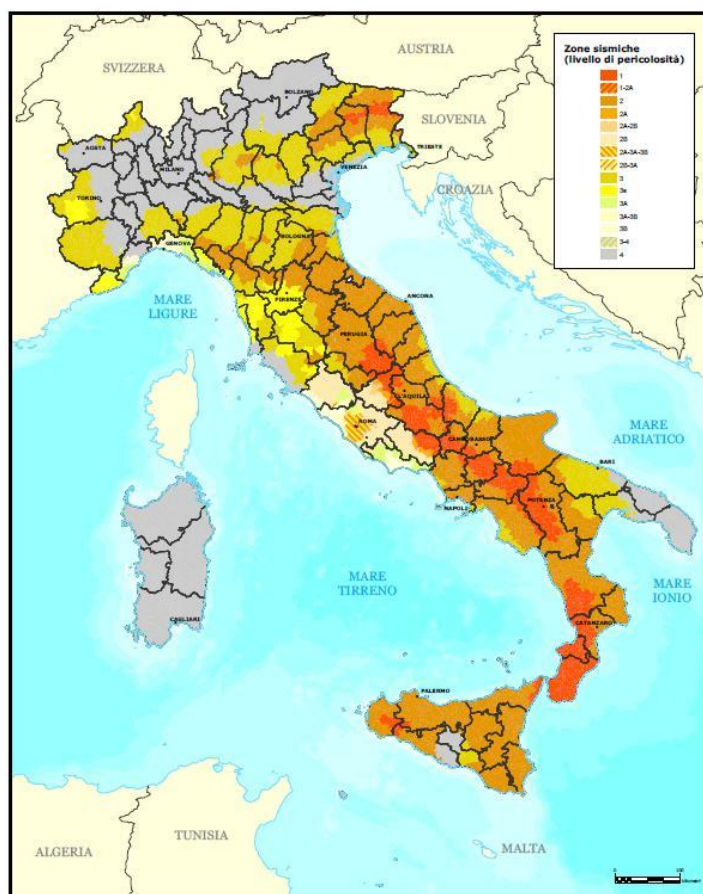


Fig. 2.7 – Mappa di pericolosità sismica 2012

#### 2.4. Rischio sismico impianti rir in italia

Tra le cause che possono provocare incidenti rilevanti negli impianti industriali, l'azione sismica dovrebbe essere presa in considerazione come una tra quelle potenzialmente più importanti. Infatti, a differenza dell'incidente casuale, che si può ritenere dovuto ad eventi indipendenti e pertanto ha una trascurabile probabilità che si verifichi simultaneamente in più apparati (e da cui si può spesso cautelare mediante ridondanza degli apparati), nel caso sismico la causa comune, il terremoto, rende altamente probabile che i danni si verifichino simultaneamente in più punti dell'impianto, in questo modo gli effetti possono risultare amplificati, per esempio a causa del mancato funzionamento dei sistemi di sicurezza. Un terremoto può produrre su di un impianto danni analoghi a quelli che si registrano, p. es. negli edifici, a seguito della distruzione più o meno grande di costosi apparati, oltre alla possibile perdita di vite umane in conseguenza di crolli; oltre a questi, e spesso addirittura più rilevanti, si devono mettere in conto le perdite economiche dovute all'interruzione del ciclo produttivo e le conseguenze indirette sull'ambiente, e quindi sulle persone, a seguito di scoppi, incendi, rilascio di sostanze tossiche, ecc., che si possono produrre a causa dei danni prodotti dal terremoto. Le normative sismiche vigenti, studiate per lo più per le costruzioni civili, si pongono come obiettivo, in caso di sisma violento, di proteggere la vita umana

evitando il crollo della costruzione, ma non di impedire che questa si danneggi, anzi è proprio grazie a questi danni che il manufatto riesce a dissipare l'energia provocata dall'azione sismica. Le norme per le costruzioni civili risultano quindi generalmente inadeguate per le strutture degli impianti industriali, per i quali un danneggiamento può comportare conseguenze anche gravi, in termini, ad esempio, di rilascio di sostanze pericolose. Tra le varie lavorazioni industriali, quelle dell'industria chimica, nei termini indicati sopra, appaiono potenzialmente ad elevato rischio. La distribuzione degli impianti a rischio di incidente rilevante suddivisi per categoria sismica, articolo di adempimento al D.Lgs. 238/05, è data nella seguente tabella:

Regione	Impianti totali		Impianti in zona sismica		Impianti in I categoria		Impianti in II categoria		Impianti in III categoria		% impianti in zona sismica	
	Art. 6	Art.8	Art. 6	Art.8	Art. 6	Art.8	Art. 6	Art.8	Art. 6	Art.8	Art. 6	Art.8
Abruzzo	16	10	6	3	-	-	6	3	-	-	37,5%	30%
Basilicata	4	5	2	1	-	1	2	-	-	-	50%	20%
Calabria	10	7	5	6	3	4	2	2	-	-	50%	85,7%
Campania	52	18	32	18	-	-	15	5	17	13	61,5%	100%
Emilia Romagna	36	93	18	3	-	-	18	3	-	-	50%	3,2%
Friuli Venezia Giulia	14	20	11	3	4	2	7	1	-	-	78,6%	15%
Lazio	33	36	24	12	-	-	24	12	-	-	72,7%	33,3%
Liguria	10	24	1	2	-	-	1	2	-	-	10%	8,3%
Lombardia	133	155	1	1	-	-	1	1	-	-	0,75%	0,65%
Marche	9	7	7	7	-	-	7	7	-	-	77,8%	100%
Molise	3	5	-	1	-	-	-	1	-	-	-	20%
Piemonte	50	53	1	1	-	-	1	1	-	-	2%	1,9%
Puglia	23	20	-	-	-	-	9	3	2	-	-	-
Sardegna	14	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sicilia	37	34	37	25	1	-	36	25	-	-	100%	73,5%
Toscana	32	30	29	13	-	-	29	13	-	-	90,6%	43,3%
Trentino	11	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Umbria	12	5	8	3	-	-	8	3	-	-	66,7%	60%
Valle D'Aosta	5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Veneto	52	60	2	-	-	-	2	-	-	-	3,8%	-
<b>Italia</b>	<b>556</b>	<b>617</b>	<b>196</b>	<b>109</b>	<b>8</b>	<b>7</b>	<b>169</b>	<b>83</b>	<b>19</b>	<b>19</b>	<b>35,2%</b>	<b>17,7%</b>

Tab. 2.9 – Distribuzione degli impianti a rischio di incidente rilevante rispetto alle categorie macrosismiche

Categoria sismica	Riclassificazione sismica 2000			Classificazione attuale		
	Numero comuni	% di territorio	% di popolazione	Numero comuni	% di territorio	% di popolazione
1a	634	8	5	368	5	3
2a	1859	27	24	2498	39	32
3a	1698	29	33	99	1	5
Totale classificati	4191	64	61	2965	45	40
Totale non classificati	3909	36	39	5135	55	60
Totale	8100	100	100	8100	100	100

Tabella 2.10 – Riclassificazione sismica del territorio italiano

*I dati utilizzati sono stati ricavati dalla classificazione sismica del territorio nazionale effettuata dall'ISTAT ed elaborata dal Servizio Sismico del Ministero dei Lavori Pubblici.*

Secondo gli ultimi aggiornamenti del 31 dicembre 2007, l' 8,9% dei comuni ha un livello di sismicità alta, mentre il 43,1% ha un livello di sismicità minima.

La regione maggiormente esposta è la Calabria, con il 63,8% dei comuni nel livello di alta sismicità. Poi vengono Basilicata e Molise, rispettivamente con il 34,4% e il 31,6%, a cui corrispondono il 38,4% e 24,1% della popolazione residente.

Osservando la quantità di cittadini esposti al rischio, a registrare i valori più elevati sono Calabria e Campania, rispettivamente con oltre un milione la prima e più di 400mila abitanti la seconda.

La sola regione nella quale tutti i comuni sono classificati con sismicità molto bassa è la Sardegna. Considerando l'Italia nel suo complesso, sono quasi 3 milioni i cittadini residenti in aree ad alta sismicità (725 comuni), quasi 21 milioni quelli che abitano in un'area a media sismicità (2.334 comuni), oltre 15 milioni e mezzo sono in una zona a sismicità bassa (1.544 comuni) e circa 20 milioni in zona a sismicità minima (3.448 comuni).

### **3. L'EFFETTO DEI SISMI SUGLI IMPIANTI INDUSTRIALI**

Il sisma è uno degli eventi naturali più temuti in quanto non sempre prevedibile e d'altra parte capace di conseguenze catastrofiche. In questo capitolo vengono esaminate le criticità di alcune fra le più comuni apparecchiature e sistemi di tubazioni degli impianti di processo e vengono anche indicati alcuni studi fatti fino ad oggi, sul loro comportamento sotto l'azione sismica.

#### **3.1. Il comportamento degli impianti industriali**

Finora a livello di protezione dai sismi, l'unico accorgimento adottato nella progettazione delle apparecchiature di processo è consistito in uno specifico irrobustimento strutturale tale da poter resistere il più possibile alle sollecitazioni dei terremoti. Un punto di partenza essenziale per analizzare le criticità è comunque quello di iniziare dai danneggiamenti osservati nei sismi accaduti, mediandoli pure con analisi delle vulnerabilità, con la finalità di identificare, per quella determinata tipologia strutturale, delle grandezze di riferimento da monitorare e dei relativi indicatori di pericolo. Per analizzare il danno si può procedere nel seguente modo: in primo luogo si possono considerare le condizioni per cui si può avere il collasso locale o globale della struttura, che sicuramente corrispondono a una interruzione della lavorazione ed al rilascio delle sostanze trattate, ed in seconda battuta si possono analizzare tutte quelle situazioni, strutturalmente secondarie, che presentano una perdita di integrità strutturale via via decrescente e valutarne le conseguenze dal punto di vista della sicurezza del processo.

L'analisi del rischio sismico di un impianto e la scelta delle soluzioni più efficienti per la sua riduzione non possono essere limitate allo studio di singoli componenti e strutture, a causa delle interazioni tra essi: infatti i componenti sono dotati di strutture di sostegno e sono tra loro connessi da sistemi di tubazioni, a loro volta dotati di strutture di sostegno. Ad una prima analisi della risposta sismica di un impianto, proprio le tubazioni appaiono come un possibile elemento vulnerabile: infatti esse collegano apparecchiature diverse, che possono avere una diversa risposta al sisma, ed il loro percorso interessa un certo numero di sostegni, con proprie caratteristiche di vibrazione. Inoltre buona parte delle connessioni tra tubazioni e tubazioni e tra tubazioni ed apparecchiature sono realizzate per flangiatura, per cui anche modesti disassamenti delle due estremità delle flange possono portare a perdite.

Infine, in conseguenza di un sisma, è possibile la caduta di oggetti ed accessori, per vibrazioni o cambio di vincolo, dalle parti più elevate delle strutture di sostegno e dei componenti di impianto, che possono impattare sulle tubazioni, poste generalmente più in basso.

L'effettuazione di un'analisi del rischio legato al rilascio di sostanze pericolose in un impianto di processo a seguito di un sisma richiede di valutare le frequenze di accadimento e le possibili conseguenze degli eventi (o scenari) incidentali da esso innescati. Per quanto riguarda le conseguenze, il caso non presenta apparentemente sostanziali differenze rispetto ad una tradizionale analisi del rischio legato ad eventi incidentali innescati da altre cause (guasti, rotture, ecc.). si tratta infatti di caratterizzare lo scenario incidentale che origina la perdita di contenimento, valutare le dimensioni del foro di uscita, l'entità e le modalità di fuoriuscita del



prodotto, la dispersione nell'ambiente, l'eventuale innesco, se si tratta di un prodotto infiammabile, e l'estensione delle zone di danno. Il problema si complica perché un sisma, a differenza dei classici eventi incidentali, è in grado di originare una moltitudine di sorgenti di danno contemporanee e catene di effetti domino difficilmente prevedibili.

Anche la valutazione delle frequenze attese per lo scenario incidentale risulta, nel caso di eventi originati da un sisma, decisamente complessa, a causa della concatenazione di eventi che può portare allo scenario considerato. Inoltre, il ricorso all'analisi di dati storici per la stima delle frequenze incidentali, che costituisce l'approccio spesso adottato per gli scenari tradizionali dell'industria di processo è applicabile solo in parte, data la scarsa disponibilità di informazioni per eventi che sono, in termini assoluti, piuttosto rari e per la scarsa qualità dei report finora disponibili.

### 3.2. Il rischio per gli impianti industriali

Fino a non molti anni fa gli studi di base, le attività di ricerca applicata e la realizzazione di tecnologie e dispositivi atti a contrastare o minimizzare gli effetti dei terremoti sui manufatti strutturali hanno fatto principale riferimento al settore civile. Per quanto concerne invece gli impianti industriali l'interesse è stato invece nettamente minore, con la sola eccezione del settore nucleare per cui il grande rischio potenziale derivante da rilasci di materiale radioattivo ha evidenziato, fin dalla sua origine, il bisogno di considerare nelle relative progettazioni tutte le possibili cause di danno, tra cui gli effetti dei sismi, attraverso valutazioni molto approfondite, anche più di quanto strettamente imposto dalle normative correnti.

Solo in tempi più recenti, anche a seguito di alcuni eventi catastrofici, che hanno provocato rilasci di sostanze pericolose, con forte impatto sull'uomo e sull'ambiente, lo studio della stabilità sismica delle strutture che costituiscono gli impianti industriali ha cominciato a divenire oggetto di studio ed analisi.

Il trasferimento agli impianti industriali delle conoscenze già acquisite e delle soluzioni di protezione già sviluppate in campo civile, non può essere tuttavia diretto né tantomeno risolutivo, a causa delle assai diverse peculiarità strutturali e funzionali. E neppure quanto sviluppato con riferimento agli impianti nucleari può rappresentare in maniera generale il settore industriale, il quale essendo caratterizzato da una elevata varietà di tipologie differenti, necessita di una differenziazione in modo da consentire una valutazione qualitativa dei rispettivi potenziali di impatto e quindi l'individuazione delle componenti impiantistiche a maggior rischio nonché una classificazione delle conseguenze in relazione alle specifiche di produzione.

Per quanto riguarda lo studio oggetto di questo lavoro si è deciso di prendere in considerazione quella tipologia di impianti appartenenti all'industria di processo, la quale può essere caratterizzata come:

- **Impianti dell'industria di processo.** Sotto questa denominazione rientrano tutte le installazioni che operano trasformazioni chimiche o chimico-fisiche dei materiali. Tale tipologia, oltre all'industria chimica, si estende in realtà a numerosi settori merceologici

che utilizzano analoghe operazioni e conseguentemente analoghe apparecchiature e sistemi, come per esempio l'industria metallurgica di base, l'industria alimentare, quella farmaceutica ecc. Sostanzialmente sono coinvolte attrezzature eterogenee e complesse caratterizzate da un'ampia varietà di configurazioni impiantistiche, di condizioni operative e di sostanze trattate.

La varietà riguarda in questo caso sia le dimensioni delle apparecchiature utilizzate conseguentemente le loro masse, sia le condizioni di temperature e di pressioni coinvolte, questa eterogeneità complica notevolmente il comportamento durante un possibile evento sismico e di conseguenza anche l'analisi del rischio risulta più difficoltoso.

Il pericolo maggiore comunque per questi tipi di industrie, oltre ovviamente al collasso completo della struttura, è quello collegato al rilascio delle sostanze trattate nell'ambiente, a seguito della rottura anche parziale di parti strutturali. Tali sostanze frequentemente rientrano, infatti, fra quelle definite pericolose in quanto infiammabili, esplosive, corrosive o tossiche. Il loro rilascio può pertanto creare effetti fortemente dannosi sull'impianto stesso ed altri addirittura catastrofici sia per l'uomo che per l'ambiente, arrivando anche ad interessare aree di molti chilometri nell'intorno dell'installazione.

### 3.2.1. Gli impianti dell'industria di processo

Nella maggior parte dei casi l'impiantistica che costituisce l'industria di processo è caratterizzata da strutture prevalentemente metalliche, dotate quindi di una determinata elasticità intrinseca, supportate da fondazioni in calcestruzzo armato. In particolare è possibile distinguere tre macrocategorie funzionali:

- **Unità operative di processo.** Sono quelle in cui avvengono le trasformazioni chimiche e chimico-fisiche della materia, soggette quindi a corrispondenti condizioni di pressione e temperatura particolari. Sono costituite nella massima parte dei casi da strutture metalliche di forma semplice a snella, raramente presentano masse considerevoli.
- **Unità di stoccaggio.** Sono ancora prevalentemente metalliche ma caratterizzate da limitata snellezza e da massa elevata e concentrata, determinata in massima parte dal contenuto di materiale immagazzinato. Le apparecchiature maggiormente sensibili al rischio sismico sono quelle destinate all'immagazzinamento di prodotti liquidi, perché all'azione diretta del sisma sull'involucro si unisce l'effetto dinamico sviluppato dall'ondeggiamento del liquido contenuto che costituisce una massa impulsiva di notevole intensità. Tale effetto invece è molto minore sia nel caso dei materiali stoccati allo stato solido, i quali hanno assai minore mobilità, sia per quelli allo stato gassoso a causa della loro modestissima massa.
- **Tubazioni.** Hanno il compito di convogliare i materiali oggetto di lavorazione da

un'unità all'altra dell'impianto, assicurando al tempo stesso il loro pieno confinamento. In massima parte sono formate da tubazioni metalliche, rappresentando la componente più semplice ed elastica dell'impianto. In realtà a causa dei numerosi elementi di sostegno, del raggruppamento in fasci comuni e degli elementi necessari per far fronte a dilatazioni o contrazioni termiche, sono presenti una serie di vincoli che le rendono un elemento multi iperstatico.

Le tubazioni sono talvolta soggette, per ragioni di esercizio a fenomeni vibratorii, i quali combinati con un possibile evento sismico possono generare fenomeni di risonanza e conseguenti sollecitazioni anomale eccedenti la resistenza del materiale da costruzione. Per alcune peculiari finalità (reti fognarie, convogliamento di fluidi corrosivi e simili) le tubazioni sono realizzate con materiali non malleabili, quali ghisa, ceramiche, cemento, su cui le sollecitazioni sismiche quasi sempre provocano fratture.

È possibile fare anche una diversa classificazione della medesime apparecchiature dell'industria di processo, maggiormente rivolta al loro aspetto strutturale. Si possono in questa maniera distinguere:

- **Apparecchiature a struttura snella.** Sono strutture di forma tipicamente cilindrica caratterizzata da un elevato rapporto altezza/diametro (da 5:1 a 30:1), le quali si distinguono ulteriormente in:
  - Recipienti a sviluppo verticale, direttamente ancorati tramite singolo basamento a plinto e liberi per tutta l'altezza, generalmente caratterizzati da una concentrazione di massa non elevata.
  - Recipienti a sviluppo verticale, ancorati ad un unico basamento a terra e dotati di vincoli supplementari in posizioni elevate, anche per questi la massa complessiva è limitata.
  - Recipienti a sviluppo orizzontale, sostenuti da uno o più appoggi a sella a loro volta fondati al terreno, a seconda del tipo di materiale stoccato possono presentare alta o bassa concentrazione di massa.
- **Apparecchiature a struttura tozza poggiante direttamente a terra.** Strutture con le tre dimensioni principali confrontabili tra loro, contraddistinte da una elevata concentrazione di massa che viene scaricata in maniera uniformemente distribuita sulla fondazione senza generazione di momenti di vincolo. Si possono distinguere le seguenti tipologie.
  - Serbatoi di stoccaggio di grandi dimensioni per liquidi con basso rapporto altezza/diametro (tra 2:1 a 0,2:1), semplicemente appoggiati su una fondazione continua o in casi più rari ancorati in maniera fissa alla base sottostante. Sono chiusi superiormente da un tetto fisso (di diverse forme) o galleggiante, lavorano esclusivamente a pressione atmosferica ed a pieno carico presentano una elevata concentrazione di massa.
  - Grosse macchine operatrici, tra le quali rientra una vasta serie di macchine

generalmente dotate di organi meccanici in movimento ma anche statiche. Tutte, comunque, presentano un'alta concentrazione di massa.

- **Apparecchiature a struttura tozza sostenute in elevazione da elementi snelli discreti.** Gruppo nel quale rientrano sia strutture adibite allo stoccaggio che al processo, quali per esempio:
  - Recipienti sferici destinati a lavorare sotto pressione, nella maggior parte dei casi utilizzati per lo stoccaggio di gas liquefatti. Struttura di sostegno realizzata da una successione circonferenziale di pilastri metallici saldati al mantello e fondati su singoli plinti in CLS.
  - Recipienti cilindrici ad asse verticale destinati a lavorare a pressione, del tutto analoghi alla categoria precedente se non per la forma.
  - Forni di processo e caldaie, i quali nell'industria petrolifera e petrolchimica hanno una configurazione semplice e compatta "a cattedrale" o "cilindrica", con però dimensioni e masse significative che inoltre devono essere tenute sollevate da terra per permettere la manutenzione delle tubazioni sottostanti.
  - Serbatoi per GNL (gas naturale liquefatto) i quali lavorano a pressione circa atmosferica e però a bassa temperatura. Presentano dimensioni paragonabili a quelle dei serbatoi a tetto galleggiante per prodotti petroliferi.
- **Linee di tubazioni.** Devono essere trattate separatamente vista la complessità che spesso la loro configurazione assume a causa di corti bracci di flessione, di vincoli derivanti dalla riunione in fasci e di altri imposti per guidare le deformazioni termiche. Il punto più debole comunque risulta essere rappresentato da tutte quelle componenti accessorie di linea che è necessario installare e che rappresentano punti singolari di variazione di resistenza (compensatori di dilatazione a soffiutto, smorzatori di vibrazione, giunzioni flangiate) o di concentrazione di masse (strumenti di misura, valvole ecc.).
- **Accessori, strutture di sostegno ed apparecchiature di servizio.** Sono in prevalenza costituite da telai in acciaio, non di rado irrigidite tramite controventi, tuttavia sono possibili anche strutture in cemento armato o miste (acciaio-clc).

### 3.2.1.1. Serbatoi atmosferici di stoccaggio

Osservando un impianto dell'industria di processo si può subito notare che gli elementi di stoccaggio occupano una parte preponderante (oltre il 90% della superficie), da qui si capisce l'importanza di comprendere a pieno il loro comportamento durante un possibile evento sismico.

La scelta dell'entità degli stoccaggi è fatta in base a precise esigenze degli impianti, alla possibilità ed alla frequenza di rifornimento del grezzo, alla programmazione delle vendite nonché ad esigenze di ammortamento del capitale investito.

In questo lavoro tesi quindi fra tutti gli elementi facenti parte l'industria di processo ci si è voluti

concentrare sui serbatoi atmosferici di stoccaggio, la cui importanza è molto elevata in quanto i vari prodotti liquidi, prima grezzi, poi intermedi e quindi finali, sono contenuti appunto in questi recipienti.

Per la quasi totalità sono realizzati in metallo, se non si considerano i casi di immagazzinamento di materiali corrosivi e le cui caratteristiche potrebbero creare problemi all'involucro stesso.

Certi tipi di prodotti liquidi producono poco gas o vapore, tipo olio lubrificante, kerosene, diesel, ecc. e sono stoccati in serbatoi cilindrici verticali a tetto fisso.

Per i prodotti che possono formare una notevole quantità di gas, se fossero stoccati in un serbatoio a tetto fisso, quando questo non fosse pieno, formerebbero una miscela altamente esplosiva e quindi pericolosa; in questi casi si adoperano serbatoi a tetto galleggiante; cioè il tetto galleggia sul prodotto ed elimina la camera superiore di gas. Questo serve anche a diminuire le perdite per evaporazione del prodotto.

#### 3.2.1.1.1. Serbatoi a tetto fisso

Esso è composto da un fondo che appoggia su una base opportunamente preparate ed è formato da lamiera che vengono fra loro sovrapposte ed unite a mezzo di una saldatura, in modo da formare un fondo a tenuta stagna.

La parte verticale del serbatoio è chiamata mantello, formato da un insieme di corsi o virole di lamiera opportunamente preparate calandrate, sovrapposte fra loro verticalmente ed unite da saldatura, formando così un cilindro a perfetta tenuta.

È chiaro che la lamiera più in basso sopporta una maggiore pressione dal liquido contenuto, pressione che decrescerà avvicinandosi verso la sommità. Il criterio col quale devono essere dimensionate è accennato dalle norme, e quelle che comunemente vengono utilizzate sono le americane API 650 (American Petroleum Institute).

Queste norme stabiliscono il procedimento per la progettazione e la costruzione dei serbatoi (come si vedrà di seguito nel capitolo 4). Alla sommità del mantello sarà presente nella maggior parte dei casi un angolare di irrigidimento che renderà più facile anche l'appoggio delle lamiera del tetto.

Il tetto, se il serbatoio è di piccolo diametro, può avere la lamiera auto portante o solo dei puntoni di supporto; normalmente invece è portato da capriate ed intelaiatura che appoggia sul mantello e che serve a sostenere le lamiera del tetto unite fra loro con saldatura a sovrapposizione.

Per la manutenzione ed il funzionamento del serbatoio sono necessari degli accessori come:

- Scarico di fondo che permette il completo svuotamento del serbatoio in modo particolare per la sua pulizia;
- Un bocchello dove si allaccerà il tubo per l'entrata ed uscita del prodotto, in molti casi ci sono due bocchelli , uno per l'entrata e l'altro per l'uscita del prodotto.
- Un passaggio per l'uomo sul mantello e sul tetto, i quali possono essere aperti quando il serbatoio è vuoto per lasciar passare le persone ed eventuali materiali per la

manutenzione interna del serbatoio;

- Una scala elicoidale che corre lungo il mantello e che dà la possibilità di accedere al tetto che ha, lungo il suo perimetro un parapetto.
- Indicatore di livello, che serve a dare i dati di riempimento del serbatoio e comunemente è composto da un galleggiante interno che sale e scende col variare del livello del liquido contenuto. A questo galleggiante è collegata una fune, che attraverso carrucolino va all'esterno su un'apposita asta graduata dove scorre un indicatore che dà appunto i dati di livello del liquido, e quindi in base alle graduazioni sull'asta il volume del liquido contenuto. In molti casi ci sono anche altri congegni che trasmettono i dati direttamente alla centrale di controllo.
- Valvola di respirazione sul tetto, questa serve a far uscire o entrare aria a seconda che il serbatoio sia in fase di riempimento o svuotamento.
- Boccaporto di campionatura, serve per poter far scendere nel serbatoio un apposito recipiente atto a prelevare un campione del prodotto contenuto per gli esami di laboratorio, che controlleranno la qualità del prodotto.
- Ci sono dei casi, per prodotti densi e che aumentano la loro densità col diminuire della temperatura, nei quali viene posto sul fondo del serbatoio un apposito serpentino all'interno del quale passa del vapore che riscalda il prodotto per renderlo più fluido.

### 3.2.1.1.2. Serbatoi a tetto galleggiante

Questo serbatoio ha il fondo ed il mantello come quello già descritto per il tetto fisso. Il tetto invece è composto normalmente da un anello circolare formato da un cassone, che essendo vuoto all'interno, galleggia sul prodotto, una lamiera nella zona centrale completa la chiusura ed è sostenuta dall'anello galleggiante.

Fra il tetto ed il mantello c'è una guarnizione in gomma che chiude questa zona ed un pattino che scorre sul mantello. In particolare questa tenuta varia a seconda del tipo richiesto e della marca, poiché queste tenute sono brevettate.

Come nel caso precedente dei serbatoi a tetto fisso, alla sommità del mantello c'è un anello perimetrale, con relativo parapetto, il quale ha il doppio scopo di irrigidire il mantello che resta aperto, e di transitare per poter accedere intorno al tetto. Per accedere al tetto galleggiante c'è, al di sopra dell'anello, un ballatoio e da qui, attraverso una scala oscillante incernierata al ballatoio e scorrevole su un binario sul tetto; la scala cambia la sua inclinazione col variare della posizione del tetto.

Quando il tetto galleggiante arriva al fondo appoggia in appositi supporti che servono anche da sfiato automatico quando il tetto toccando i supporti diventa fisso.

Per quanto riguarda gli accessori presenti su questi recipienti, vale quanto detto per i serbatoi a tetto fisso per il mantello ed il fondo.

Esistono invece degli elementi aggiuntivi nel tetto:

- Valvola di sfiato per la zona anulare di aria che c'è fra il tetto ed il mantello. Anche qui c'è la il passo d'uomo e il bocchello di campionatura come per il tetto fisso
- L'acqua che si accumula sul tetto viene raccolta al suo centro ed attraverso un tubo flessibile che passa all'interno del serbatoio esce con un bocchello verso la base del mantello.

Sia per i serbatoi a tetto fisso che per quelli a tetto galleggiante, valgono le stesse regole di posizionamento, all'interno di bacini di contenimento atti a contenere il liquido in caso di rottura del serbatoio. C'è inoltre un apposito impianto anti-incendio con schiuma ed anelli che vengono opportunamente posti sui serbatoi per creare una pioggia di acqua di raffreddamento.

Osservando un impianto dell'industria di processo si può subito notare che gli elementi di stoccaggio occupano una parte preponderante (oltre il 90% della superficie), da qui si capisce l'importanza di comprendere a pieno il loro comportamento durante un possibile evento sismico.

La scelta dell'entità degli stoccaggi è fatta in base a precise esigenze degli impianti, alla possibilità ed alla frequenza di rifornimento del grezzo, alla programmazione delle vendite nonché ad esigenze di ammortamento del capitale investito.

### **3.3. Effetti dei terremoti sugli impianti industriali**

In questo capitolo è riportata una panoramica dei danni tipici da sisma per i serbatoi petroliferi in acciaio. Sono stati esaminati danni a serbatoi con età di costruzione e finalità di utilizzo anche molto diverse, ma la forte standardizzazione di questo tipo di struttura rende significativi i risultati in termini generali; molti dei dati riportati nel seguito provengono dal report del NIST (1997).

Anche se l'inizio dell'ingegneria sismica si fa usualmente coincidere con il terremoto di Tokio nel 1923, gli effetti sui serbatoi non sono divenuti d'interesse dell'ingegneria sismica e generale fino al terremoto dell'Alaska nel 1964. La documentazione dei danni a serbatoi petroliferi a pressione atmosferica è cominciata dalle rilevazioni dei danni a partire dal terremoto di Long Beach del 1933. Ovviamente la qualità delle informazioni è migliore per terremoti più recenti quali Imperial Valley e successivi, con informazioni più dettagliate riguardanti le caratteristiche fondamentali (altezza, diametro, spessore del mantello ed il livello dei fluidi contenuti al momento del terremoto) in aggiunta alle maggiori informazioni sugli aspetti geologici e sismologici. Hanno contribuito a classificare i danni da azione sismica anche i serbatoi idrici in quanto sono molto simili per tecnologie di progetto e costruzione come descritto nel precedente capitolo.

Quando si considerano i serbatoi sottoposti a sisma, questi possono considerarsi inservibili se si verifica il collasso della struttura stessa o dei tubi di collegamento come mostrato in figura 3.1.

In generale, un serbatoio, si considera collassato quando si hanno danni al mantello e/o alle



*Fig.3.1-Distacco delle tuazioni da un serbatoio a causa dell'azione sismica*

giunzioni tra le parti (saldature, bulloni, rivetti) che provocano la perdita totale del contenuto. Se si riportano danni strutturali, ma non si verifica rilascio di contenuto, il comportamento è considerato soddisfacente anche se per le analisi di rischio industriale la perdita parziale di contenuto può causare incidenti rilevanti. Già dal terremoto di Long Beach (magnitudo 6.5) si è potuto evincere che le parti maggiormente a rischio di danno in un serbatoio sono le giunzioni: mantello-tetto, mantello-piastra di base, mantello-tubi di I/O. Infatti durante questo terremoto si sono avuti rovesciamenti nel caso di tetto flottante per danneggiamento delle guarnizioni. Si è notato un solo caso di elephant foot buckling (instabilità del mantello;figura 3.2).

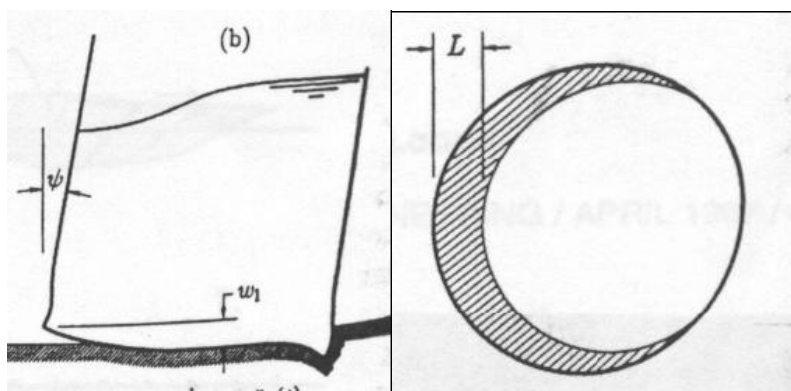




*Fig.3.2-Elephant foot buckling non severo*

L'elephant foot è un fenomeno comune nei serbatoi sottoposti ad azione sismica e rappresenta il danno tipico del mantello. Esso rappresenta l'instabilità del mantello nelle virole collegate alla piastra di base, da un lato, ed il sollevamento del serbatoio (se non ancorato) o la probabile rottura della giunzione mantello-piastra di base nel lato opposto rispetto all'instabilità. Questo tipo di danno deriva dalle forti sollecitazioni dovute all'oscillazione del liquido all'interno del serbatoio (fenomeno dello sloshing), per cui è molto probabile osservare che tutti i serbatoi danneggiati siano pieni o quasi pieni (percentuale di riempimento tra il 90 ed il 100% o comunque superiore al 50%); come è infatti avvenuto per il terremoto di Long Beach. Le osservazioni in occasione di questo evento hanno anche permesso di evidenziare come, durante il sisma, non sia più garantita la tenuta stagna dei collegamenti fissi o mobili, quali rivetti o bulloni, e che un dei parametri fondamentali, per prevedere il comportamento sismico dei serbatoi, è il rapporto altezza/diametro oltre che al già citato livello di riempimento. Oltre all'instabilità degli ordini inferiori, il mantello può fondamentalmente subire solo un altro tipo canonico di danno: lo strappo in prossimità di connessioni con le tubazioni o le valvole di servizio. Questo danno è molto frequente nel caso di connessioni frangiate rigide ed infatti sono ormai sconsigliate dalle normative internazionali nel caso di zona sismica. Rotture di questo tipo si sono osservati in molti eventi a partire dal terremoto di Kern (1952) e sono dovuti agli spostamenti differenziali tra le tubazioni ed i serbatoi con un alto livello di riempimento. Il forte terremoto dell'Alaska (1964, magnitudo 8.54) ha definitivamente confermato l'ipotesi dell'influenza del rapporto H/D sul comportamento sismico del serbatoio per cui serbatoi molto grandi sono passati indenni attraverso un evento di rara intensità. Come abbiamo anticipato in precedenza, anche il tetto è un punto delicato per i serbatoi ed anzi va notato che questi danni sono più frequenti rispetto ai danni al mantello, poiché i tetti rigidamente collegati al mantello che quelli flottanti possono danneggiarsi. Per i tetti conici auto-

portanti, il danno più frequente è il collasso della saldatura di giunzione col mantello, i serbatoi più grandi spesso hanno il tetto conico sorretto da una serie di colonne che possono instabilizzarsi. Tetti flottanti o conici con pannello flottante interno possono subire la rotazione del pannello con conseguente instabilizzazione. Molto frequente è il danneggiamento delle guarnizioni di bordo dei pannelli flottanti che fa sì che ci sia fuoriuscita di contenuto durante le oscillazioni provocate dal sisma. Il piegamento di pannelli flottanti può essere causa di danno per il mantello nelle virole superiori. Alcuni terremoti hanno provocato pochi danni casi del genere possono attribuirsi alla bassa magnitudo, alla distanza dei serbatoi dall'epicentro, alla bontà del suolo in molte zone in cui si trovavano i serbatoi ed al fatto che la maggior parte dei serbatoi non era piena al momento del terremoto. Per quanto riguarda le condizioni di fondazione bisogna dire che i serbatoi semplicemente poggiati a terra su ghiaia sono sensibili a cedimenti del terreno o liquefazione, quelli poggiati su un anello in C.A. possono ruotare e sollevarsi, provocando la rottura dei pannelli flottanti e la fuoriuscita di liquido; in terremoti che producono grandi accelerazioni, grossi serbatoi sollevano la piastra di base con un fenomeno noto come *uplifting* (vedi Figura 3.3.).



*Fig.3.3-Schematizzazione fenomeno dell'uplifting*

L'ancoraggio alla fondazione con viti sembra la soluzione migliore in zona sismica, infatti dalle osservazioni susseguitesesi nel tempo è facilmente ipotizzabile:

- che gli ancoraggi abbiano evitato molti collassi;
- che i serbatoi bullonati piccoli con piccolo valore del rapporto  $d/H$ . sono più vulnerabili;
- che i grandi serbatoi sono meno vulnerabili all'elephant foot dei piccoli.

Si è infine notato che la distanza dall'epicentro non è necessariamente un buon indicatore di danno probabile mentre la distanza dalla faglia può essere più significativa.

### **3.4. Evidenze osservazionali**

Più avanti si riportano brevi descrizioni del comportamento dei serbatoi in acciaio per olio combustibile o acqua nel corso degli ultimi 70 anni. Sono stati descritti i terremoti per cui è disponibile una sufficiente quantità di informazioni riguardo ai danni alle strutture in oggetto (NIST GCR 720, 1997).

### 3.4.1. Long Beach 1933

Questo terremoto di magnitudo 6.4 è stato originato il 10 marzo 1933 dalla faglia off shore di Newport-Inglewood anche se lavori più recenti hanno localizzato l'epicentro on-shore. Tenuto conto della concentrazione nell'area considerata di: raffinerie, depositi e impianti per il trasporto, i danni si possono considerare lievi. Al momento di questo terremoto probabilmente c'erano più depositi di carburante nell'area di Los Angeles – Long Beach che ogni altro posto nel mondo. La scarsa consistenza dei danni può attribuirsi alla bassa magnitudo, alla distanza dei serbatoi dall'epicentro, alla bontà del suolo in molte zone in cui si trovavano i serbatoi ed al fatto che la maggior parte dei serbatoi non era piena al momento del terremoto. Tutti i serbatoi collassati erano di tipo rivettato. I collassi ci sono stati nei mantelli e nelle estremità di questi. I danni nel tetto o nel mantello sembrano avere il loro equivalente sui serbatoi saldati nei successivi terremoti. Si sono avuti rovesciamenti nel caso di tetto flottante per danneggiamento delle guarnizioni. Si è notato un solo caso di elephant foot in un serbatoio idrico. Si è osservato che tutti i serbatoi danneggiati erano pieni o quasi.

Uno dei serbatoi a Huntington Beach ebbe un collasso spettacolare durante questo terremoto. Questo serbatoio era quasi pieno (98%) e molto vicino all'epicentro (3.5 km) ed alla faglia (2 km). Il serbatoio si trovava con altri due semi-pieni al momento del sisma, i quali non subirono danni. Il diametro del primo serbatoio era di 28.9 m con altezza di 8.8 m ed era costruito in acciaio su supporti di legno. L'olio fuoriuscì dal tetto di un serbatoio adiacente, alto 12.1 m e distante 15.2 m, viaggiò per 91.8 metri passando sopra un muro di fuoco e rompendo le finestre di un garage adiacente, ma non si incendiò.

Un altro serbatoio era a 5 km dalla faglia e 15 dall'epicentro. Esso è l'unico collassato di 43 tutti eguali. Non ci sono informazioni sulle caratteristiche geometriche o sul collasso, salvo che ci fu un danneggiamento sia del mantello sia del tetto.

Un terzo serbatoio era di diametro 45.4 m, alto 19 m e riempito d'acqua per 14.5 m. Questo aveva 11 ordini di mantello, il danno è avvenuto al quarto ordine e sono stati ritrovati sui pezzi fino a 60 metri più in là dopo il terremoto. Questo serbatoio era 45 km dall'epicentro ed a 1-2 km dalla faglia.

C'erano numerosi serbatoi in cui l'acciaio si ruppe permettendo la fuoriuscita d'olio. Alcuni riportarono danni del mantello e del tetto.

I Serbatoi pieni meno della metà non ebbero danni ai rivetti e sudore delle giunture, si è inoltre potuto osservare come i danni ai tetti fossero perpendicolari alla faglia di Newport-Inglewood, tranne che per il primo serbatoio descritto.

Danni a tetti bullonati e flottanti si ebbero per i serbatoi pieni o quasi, mentre le valvole d'acciaio e le connessioni d'ingresso/uscita sembrarono comportarsi bene.

- Due interessanti affermazioni nel report congiunto di sei compagnie petrolifere furono: non ci sono stati problemi di tetto in serbatoi di diametro inferiore ai 15 m;
- essenzialmente i serbatoi con danni inferiori ai due piedi hanno avuto piccoli problemi mentre quelli con danni superiori ai due piedi hanno avuto problemi di tetto.

Alla stazione di Long Beach a 29 km dall'epicentro a 270° l'accelerazione orizzontale misurata fu di 0.17 g mentre quella verticale di 0.20 g; alla stazione di Vernon, fuori dell'area seriamente scossa (51 km), invece, l'accelerazione orizzontale fu di 0.15 g e quella verticale di 0.16g. Non ci furono dislocazioni on-shore in questo terremoto.

### 3.4.2. Kern County 1952

Questo terremoto di magnitudo 7.5 avvenne il 21 luglio 1952, e fu seguito da una serie di forti aftershocks in una estesa area a nord dell'epicentro iniziale. L'area interessata dal terremoto iniziale era scarsamente abitata, ma vicina ad un gran numero di serbatoi. Dislocazioni del suolo ci furono principalmente a nord-est dell'epicentro.

Fenomeni di elephant foot si poterono osservare nel mantello di piccoli serbatoi di produzione, bullonati ed in alcuni si arrivò fino al collasso totale. Questo pervenne solo per i serbatoi che erano quasi pieni. Al contrario non ci furono danni per serbatoi adiacenti non pieni.

Considerando la prossimità degli impianti all'epicentro e le severità dell'evento sismico si sarebbero attesi danni maggiori anche in relazione a quelli riportati dagli altri tipi di edifici. Ci furono danni anche ai serbatoi a tetto flottante alla Pacific Gas & Electric Kern Power House, per i quali si ruppero principalmente le giunture del tetto con relativa fuoriuscita di liquido. Uscita di materiale che avvenne anche nei serbatoi con tetto a cono per la rottura delle saldature di giunzione al mantello. In molti casi ci furono danni al tetto e una rotazione del tetto per rottura della guida antirotazione.

Danni seri, conseguenti ad un incendio ci furono all'impianto Paloma Gasoline. La loro causa principale fu la rottura di due sfere contenenti butano. La rottura dell'asta diagonale di rinforzo tra le colonne di supporto delle sfere permise alle colonne di ruotare. Si ruppero così le condutture e fuoriuscì il butano che prese fuoco e distrusse l'intero impianto. Per questo terremoto, vista la dimensione e la posizione dell'epicentro, sarebbe stato lecito aspettarsi danni maggiori di quelli occorsi. Probabilmente i danni lievi furono dovuti allo scarso livello di riempimento.

La distruzione catastrofica a Paloma Plant è testimonianza di quello che sarebbe potuto succedere; in questo terremoto, infatti, per la prima volta, si osservarono rotture delle guarnizioni nei tetti flottanti o rottura delle saldature tra tetto e mantello con conseguente uscita di liquido.

### 3.4.3. Alaska 1964

Il grande terremoto dell'Alaska di magnitudo 8.54 è avvenuto il 27 Marzo 1964. L'epicentro di questo terremoto è stato localizzato vicino a Prince William Sound, i danni ai serbatoi ed alle altre strutture che circondavano la città furono estesi, e furono causati non solo dalla scossa sismica ma anche dagli tsunami generatisi.

Anche se questo terremoto diede una spinta agli studi degli effetti dei sismi sui serbatoi, la definizione specifica dei danni ai serbatoi non fu abbondante.

### 3.4.3.1. Anchorage

Anchorage è distante 130 km dall'epicentro. I serbatoi erano situati nell'area bacino, dove i militari e molte compagnie avevano serbatoi di stoccaggio per l'aeroporto. Il suolo in quest'area era di limo e "bootlegger clay". Il suolo oltre la shoreline probabilmente era più stabile di quello vicino. Non ci sono informazioni specifiche sui serbatoi ma sulla base delle fotografie, si è potuto vedere come i serbatoi più grandi misurassero 13-16 m di altezza e 13-37 m di larghezza.

Da foto aeree, si è notata subito il differente livello di danno, tra i serbatoi larghi e quelli invece più piccoli; i primi mostravano danni praticamente minimi mentre quelli più piccoli si presentavano in uno stato maggiormente grave, con un ulteriore peggioramento per quelli più vicini all'acqua.

I serbatoi all'aeroporto presentavano circa  $H = d$  ed hanno avuto elephant foot buckling (con perdita di contenuto) e danni al tetto. I serbatoi danneggiati erano pieni o quasi; quelli pieni meno della metà, invece, non hanno subito danni.

### 3.4.3.2. Valdez

Valdez è a 85 km dall'epicentro. Due aree di serbatoi furono severamente danneggiati dal terremoto e dal seguente incendio. Lo tsunami susseguente ha distrutto le aree con i serbatoi ed ha spalmato il fuoco lungo il fronte dell'acqua.

I serbatoi non erano larghi, e presentavano un rapporto  $d/H$  da uno a due e diametri non superiori a 12 m.

### 3.4.3.3. Whittier

Whittier era la comunità più vicina all'epicentro, si trova infatti a 60 km.

I danni dei serbatoi vicini alla shoreline sono simili a quelli di Valdez. Lo tsunami ha provocato la maggior parte delle distruzioni ed i serbatoi ben lontani dalla shore sopravvissero senza danni rilevanti.

### 3.4.3.4. Seward

Seward è nel golfo dell'Alaska, a 135 km dall'epicentro, a 200 km a sud di Valdez. Nella zona ovest della città c'erano due aree di serbatoi simili a Valdez. Seward subì sia le scosse, sia gli tsunami ed anche l'incendio dei combustibili.

### 3.4.3.5. Nikiska

Nikiska è a 210 km dall'epicentro, sulla penisola del Kenai. Ci sono ancora presenti due raffinerie. Quasi tutti i serbatoi con  $d/H = 2$  hanno subito l'instabilità del mantello.

Due serbatoi con rapporto  $d/H$  intorno a 0.7 invece sono collassati completamente. Uno dei due era destinato allo stoccaggio di acqua.

In generale quindi questo terremoto dell'Alaska nel 1964, a seguito anche dell'analisi dei danni negli impianti delle città limitrofe, ha rivelato che:

- la vulnerabilità di serbatoi a grande distanza dall'epicentro in un terremoto con elevata magnitudo;
- Serbatoi col rapporto  $d/H > 2$  non sviluppano il fenomeno foot buckling se pieni o quasi;
- Si sono danneggiate le guarnizioni nei tetti flottanti;
- I tetti conici ebbero problemi alle giunture tetto/mantello.

#### 3.4.4. San Fernando 1971

Questo terremoto di magnitudo 6.7 ha avuto il suo epicentro a 22 chilometri a nord della città di San Fernando nelle montagne a nord della valle di San Fernando. C'è stata una rottura del terreno, una frattura superficiale, a sud dell'epicentro, nella superficie della valle.

I danni ai serbatoi provocati da questo terremoto sembrano essere stati limitati all'area a nord del punto in cui si è generata la rottura del terreno. Un serbatoio alto 11 metri e largo 31 metri al distretto metropolitano dell'acqua, vicino alla zona di frattura, si è sollevato di 0.33 metri verso il sud, anche se era ancorato attraverso viti di 25.4 mm di diametro.

Il minimo allungamento delle viti è stato di 0.035 metri verso nord. Il serbatoio era pieno tra un mezzo e due terzi al momento del terremoto. Questo serbatoio era posizionato su un anello di fondazione e presentava nove colonne interne, di sostegno della copertura. L'ordine più basso del mantello era largo 17.5 mm, mentre il più alto presentava 12.7 millimetri di spessore. La piastra inferiore era spessa 8 mm, mentre il tetto era spesso 4.8 millimetri.

Un serbatoio saldato all'ospedale Olive View fu affetto da elephant foot buckling e le tubazioni di ingresso ed uscita furono danneggiate cosicché il serbatoio perse il proprio contenuto. Questo serbatoio aveva un diametro di 17 metri ed un'altezza di 12 metri. Il mantello era costituito da due virole sovrapposte, di cui quella inferiore aveva uno spessore di 11.4 millimetri, mentre quello superiore di 6.4 mm. All'interno del serbatoio in molti punti le travi e ed il tetto si instabilizzarono. Il rapporto  $d/H$  per questo serbatoio era di 1.4.

L'ospedale dei Veterani era servito da due serbatoi. Il più piccolo, più vecchio, era rivettato, mentre il più grande, più recente, era saldato. Il serbatoio rivettato era posto su un supporto di travi di acciaio che si stabilizzarono e le viti di collegamento si allungarono o si deformarono e le tubazioni di ingresso e uscita si danneggiarono.

Non ci furono danni significativi al serbatoio.

Il dipartimento dell'acqua della città di Los Angeles possedeva due serbatoi piccoli ad ovest dell'ospedale dei Veterani. Il primo serbatoio era rivettato ed era stato costruito nel 1931 il suo diametro era di 16.6 metri e l'altezza era di 8.6 m. l'ordine inferiore del mantello era costituito da elementi in acciaio di spessore 9.5 mm.

Il secondo invece era di tipo saldato, costruito nel 1954, aveva un diametro di 29.2 m ed un'altezza di 11.2 m. Il mantello ed il fondo del serbatoio non hanno subito danni al contrario delle tubazioni.

Nel distretto della contea di Newhall, posizionato a 13 chilometri a ovest dell'epicentro e 8 - 10 km

a nord e della superficie di rottura, erano presenti due serbatoi, i quali subirono la rottura della piastra di base e l'instabilizzazione del mantello. La locale compagnia dell'acqua perse 5 dei suoi piccoli serbatoi, larghi 6.2 m e alti 6.2 m. Il serbatoio di Granata, largo 17 metri e alto 13.8 m, era rivettato ed era stato costruito nel 1929 con un tetto di legno, probabilmente per questo subì il collasso totale del tetto.

Indagini rivelarono che non c'erano stati danni all'uno e all'altro dei Terminals nella San Fernando Valley, entrambi a sud della zona di rottura.

La raffineria di Newhall era posizionata a 12 km dall'epicentro e 45 chilometri dalla superficie di faglia. Questo impianto aveva circa 400000 libbre di capacità dei serbatoi. Tre serbatoi da 200000 a 20000 libbre, di 18.5 m di diametro e alti 12.2 m, erano pieni di carburante per aerei nel momento del sisma e subirono elephant foot solo da un lato. Due serbatoi larghi 37 m e alti 12.2 m non subirono danni, tranne che un piccolo problema alle tubazioni, ma nulla di serio.

Questo terremoto fu caratterizzato da un numero significativo di collassi di serbatoi; ma nello stesso momento ne sopravvissero anche un certo numero. Virtualmente tutti i serbatoi che fallirono avevano il rapporto  $d/H$  minore di 1.5 e si trovavano a nord della faglia.

#### 3.4.5. Imperial Valley 1979

Questo terremoto di magnitudo 6.5 ha dato la possibilità di studiare il comportamento dei serbatoi, poiché è stato proprio in questo caso che sono stati registrati grandi spostamenti del terreno. L'epicentro si trovava a 30 km dal sito in cui erano collocati i serbatoi, che, a loro volta, erano a 4-5 km dalla faglia; in prossimità dei quali ci furono infatti movimenti del terreno.

All'impianto elettrico dell'Imperial irrigation district due serbatoi furono danneggiati. Entrambi, al momento del sisma, erano pieni e per entrambi si ruppe la saldatura di collegamento del tetto col mantello, con susseguente fuoriuscita d'olio. Il serbatoio più grande e più danneggiato era largo 41.2 m ed alto 13.6 con un rapporto  $d/H$  di 3.6.

Per tutti gli altri invece non ci furono altri danni significativi. C'è la prova che il serbatoio più grande si sollevò dal suolo. Mentre gli altri quattro serbatoi lì vicino non subirono danni, il livello di riempimento di questi serbatoi era sconosciuto.

Tre serbatoi del terminal SPPL subirono danni significativi. Il serbatoio più danneggiato fu il IP-13, il quale presentò un fenomeno molto importante di Elephant foot con un arco di più di 90°, questa deformazione provocò, nel lato opposto, una apertura di 10 cm all'attacco del mantello con la piastra di base. IP-13 aveva un anello di fondazione in CA ed un tetto a cono con un pannello flottante interno, il suo livello di riempimento era del 70% al momento del terremoto.

Altri danni furono osservati ad altri elementi, come per esempio, al serbatoio IP-16, per il quale però il problema si limitò solo ad un elephant foot del mantello, il quale però non provocò la separazione del mantello dalla piastra di base. Questo serbatoio, dello stesso tipo del primo, era pieno all'83%.

Anche il serbatoio IP-5 subì danni, esso era fondato a terra ed aveva il tetto a cono, ma senza pannello interno ed era pieno al 73% al momento del terremoto.

A questo terminal c'erano 18 serbatoi, alcuni con livello di riempimento maggiore di quello dei

serbatoi con maggiori danni. I danni minori consistevano nella rottura delle guarnizioni del tetto, dei dispositivi di anti-rotazione e delle tubazioni. Tutti questi serbatoi sono stati costruiti secondo le API 650. Il serbatoio IP-13 perse contenuto dalla base. Per fermare la benzina il personale riempì d'acqua il serbatoio in modo da svuotarlo.

Valley Nitrogen aveva un impianto a 20 km dall'epicentro e 12 dalla faglia. Non ci furono apparenti danni ai 4-5 serbatoi in questo sito.

Il serbatoio pieno alla Stazione di Vapore IID ha avuto lo stesso strappo della giunzione tetto/mantello mostrata dal tetto conico a Weed Patch nel terremoto di Kern County.

La varietà dei serbatoi al terminal SFPPL (18 serbatoi) mostra contemporaneamente la vulnerabilità e la capacità di sopravvivenza dei serbatoi scossi violentemente, la loro resistenza all'evento sismico fu facilmente facilitata dagli ancoraggi, grazie ai quali si sono evitati molti collassi.

### 3.4.6. Coalinga 1983

Il terremoto di Coalinga il 2 Maggio 1983 fornì l'opportunità di osservare il comportamento di serbatoi grandi e medi sottoposti a grandi spostamenti ad una distanza relativamente piccola dall'epicentro. Alcune informazioni contenute in questa sezione provengono da Manos e Clough. In aggiunta l'autore ha visitato le zone subito dopo il terremoto prima delle riparazioni. Il suolo, fondamentalmente alluvionale, è considerato buono per le fondazioni. Le accelerazioni registrate andarono da 0.6 a 0.82g, ma senza rottura superficiale.

C'era un gran numero di serbatoi grandi (con più di 31 m di diametro) a meno di 6.4 km dall'epicentro, e due di questi erano a meno di 5 km dall'epicentro. Questi serbatoi avevano il tetto flottante e si sono registrate rotture dalle guarnizioni o del tetto.

Il sito A era il più distante e con i serbatoi più grandi a 6 km ad est dell'epicentro. L'insieme costituito da 19 serbatoi rivettati aveva 70 anni. I serbatoi pieni ebbero danni al tetto, al contrario di quelli non pieni.

Il sito B era a 5 km est-nord-est dall'epicentro ed aveva 43 identici serbatoi saldati con tetto flottante (diametro 13m – altezza 14.8 m). Questi serbatoi avevano un anello di fondazione in CA e non erano ancorati. Erano stati costruiti secondo le API standard 650 nel 1956.

Due dei serbatoi nel sito B erano pieni al momento del terremoto e ci furono fuoriuscite di liquido e danni secondari alle guarnizioni. Non ci sono stati cedimenti per questi serbatoi fondati su di un anello in CA. Anche un serbatoio vicino vuoto presentò ugualmente danni alle guarnizioni. Tre serbatoi parzialmente pieni non ebbero danni. Non ci fu una evidente instabilizzazione del mantello. Il serbatoio idrico antincendio ebbe un cedimento uniforme di circa due pollici.

Il sito C era a circa 4.5 km a sud-ovest dell'epicentro ed era la maggiore stazione di pompaggio della linea dal sud della valle di San Joaquin all'area della baia di S. Francisco. Essa comprendeva 4 grandi serbatoi di 61.5 m di diametro e di 14.8 m di altezza, con virole saldate e con tetto flottante, i quali erano stati costruiti secondo le API standard 650. Due di questi serbatoi (7 e 8) furono costruiti negli anni '60 ed avevano una piastra inferiore spessa ¼ di pollice. Altri due, costruiti negli anni settanta, o nei primi anni ottanta (13 e 14), presentavano invece una



piastra di base spessa  $\frac{1}{2}$  inc. Nessuno di questi aveva anelli di fondazione in CA, ma erano tutti posati sulla ghiaia. In questo sito c'era anche un serbatoio largo 37m ed alto 12 m rivettato aperto in sommità e con il fondo saldato.

Il serbatoio 7 conteneva olio per 10,7m della sua altezza al momento del terremoto, gli altri tre invece erano riempiti solo per circa 3 metri. Tutti i serbatoi ebbero rottura delle guarnizioni del tetto con danni maggiori in direzione NE-SW e senza danni lungo la direzione NW-SE. Le guarnizioni, che di solito sono dritte, in alcuni punti sono state piegate a 90° o più. Il serbatoio 7 è "affondato" nella fondazione di circa 100 mm lungo l'asse NE-SW, mentre non è affondato lungo l'asse NW-SE e sempre il numero 7 ha perso liquido dalla sommità. Sul lato ovest c'è stato un sollevamento (uplifting) del serbatoio sufficiente per la rottura della saldatura della piastra inferiore con conseguente fuoriuscita d'olio.

Un supporto di tubi sul lato ovest è stato piegato e mostrava spostamenti di 100 mm in ciascun lato dell'asse del tubo in direzione nord-sud.

Il serbatoio rivettato largo 37 m ed alto 12 m sembrava non aver subito danni, ed i crack nel suolo adiacente al serbatoio possono essere stati indotti da cedimenti, come si è notato per il serbatoio 7, ma per questo elemento non ci sono stati cedimenti differenziali. Per questo serbatoio non c'è stato elephant foot, ma un rigonfiamento nell'ordine inferiore. Per l'edificio di controllo ci sono stati danni riparabili alle fondazioni ed agli impianti elettrici.

Il sito D era posizionato a 3.2 km a nord dell'epicentro e conteneva due vecchi serbatoi rivettati uno dei quali modificato con l'aggiunta di un anello saldato alla sommità. Questo anello (saldato) è sopravvissuto alle scosse, ma l'anello rivettato superiore ha subito un fenomeno di buckling.

Il sito E era una stazione con due serbatoi bullonati. I maggiori danni in questo sito sono stati la rottura delle valvole, accoppiamenti strappati e piccoli cedimenti del terreno sotto i serbatoi che in questo sito erano più piccoli e con rapporto d/H inferiore rispetto agli altri; essi erano anche posizionati su roccia crushed. Questo sito era a circa 2km dall'epicentro.

Il sito F conteneva un serbatoio saldato largo 34m ed alto 12 per acqua costruito secondo le AWWA D100 nel 1971. Questo serbatoio conteneva acqua per 7.9 m della sua altezza e non ci sono stati danni né al serbatoio né alle tubazioni. Questo sito era a circa 3.2 km dall'epicentro.

Il sito G era un impianto di trattamento dell'olio grezzo con alcuni serbatoi bullonati. Due Serbatoi di 17 m di diametro e a 10 m di altezza subirono elephant foot buckling. Entrambi i serbatoi erano pieni per  $\frac{3}{4}$ . Altri serbatoi subirono perdita di liquido da buche saldate ed altri danni minori. Essi erano al più pieni a metà. Questo sito era a 6.5 km ad ovest dell'epicentro.

I siti H ed I erano posizionati ad ovest di Coalinga, a circa 16 km dall'epicentro. I danni a questi impianti non furono molto significativi e consistettero principalmente nella perdita di liquido e problemi ad alcune tubazioni.

Questo terremoto, che ha prodotto grandi accelerazioni, ha mostrato che:

- Che i grossi serbatoi si sollevano;
- Che l'oscillazione del liquido in serbatoi a tetto flottante provoca danni;
- Che i serbatoi bullonati piccoli con piccolo valore del rapporto d/H sono vulnerabili;

- Che i grandi serbatoi sono meno vulnerabili all'elephant foot rispetto ai piccoli.
- Che non vanno usate tubazioni interrate sotto i serbatoi.

### 3.4.7. Loma Prieta 1989

Questo terremoto fu di magnitudo 7.0 ed avvenne il 17 Ottobre 1989 e danneggiò pesantemente i serbatoi; fortunatamente non ci furono catastrofi. Alcuni dei danni maggiori si ebbero lontano dall'epicentro. Tre aree con serbatoi di petrolio sono considerate qui. In aggiunta si sono considerati anche due serbatoi d'acqua.

#### 3.4.7.1. *Richmond terminal*

Questo sito ha subito i maggiori danni ai serbatoi; esso era posizionato a 108 km dall'epicentro. L'impianto era formato da 20 serbatoi per lo stoccaggio di benzina, gasolio, kerosene, e combustibile pesante. Le dimensioni andavano da 3.7 a 34 m di diametro e 15.4 a 14.8 m in altezza. I tetti erano conici con e senza pannelli interni e flottanti.

Questo era un terminal marino vicino all'acqua su di un terreno che non si può definire buono. Tutti i serbatoi erano fondati su pile con un cap continuo in CA su pali.

Ci sono stati 5 serbatoi con elephant foot ed alcuni casi di rottura delle tubazioni attaccate al mantello. Il comportamento delle tubazioni è stato buono nel complesso anche se alcuni piccoli tubi sono collassati. Tre serbatoi di 13 m diametro alti 12 m erano quasi pieni al momento del terremoto, due su tre subirono elephant foot. Siccome gli altri serbatoi non erano pieni, non se ne può analizzare il comportamento definitivamente. Va notato che in questo sito non ci sono stati danni ai tetti, inoltre, vi si trovava anche un impianto di olio lubrificante, formato da 60 serbatoi da 3.7 a 9.2 m in diametro e alti da 7.4 a 15.4 m. Di tutti l'unico danneggiato fu uno largo 9.2 m ed alto 12.3 m con tetto flottante, il quale era pieno e subì elephant foot. La passerella tra questo serbatoio ed un altro cadde al suolo. Virtualmente nessuno dei serbatoi in questo impianto erano ancorati. Due serbatoi 3.7m in diametro e 15.4 m in altezza erano ancorati e ci fu restraining delle viti di ancoraggio e bending o cupping della piastra inferiore. Secondo la regola del mercato i serbatoi in media sono pieni a metà. Probabilmente in media erano pieni meno che a metà. Questo spiega la limitata presenza di danno, in quanto avevano un piccolo rapporto  $d/H$ .

Adiacente a questo impianto era presente un altro situato su di un terreno simile. Esso non subì danni per quest'altro impianto. così come per un terzo impianto vicino, se non fosse per il distacco di una scala dalla sommità di un serbatoio. Indagini hanno mostrato che non ci sono stati danni ai pannelli interni dei serbatoi in questo sito. In una area oltre al terminal sopra descritto c'era una serie di serbatoi grandi; anche qui ci furono danni.

#### 3.4.7.2. *San Jose terminal*

Questo terminal si trovava a 40 km a nord dell'epicentro. Era un terminal con 32 serbatoi da 38 m in diametro e 14.6 m in altezza e con diametro tra 7.5 m e i 9.8 m in altezza. La capacità dei

serbatoi variava da 2,500 bbls a 100,000 bbls con una media di 32,000 bbls ed una mediana di 25,000 bbls (18.9 m di diametro e 14.6 m in altezza). Il terreno era alluvionale quindi da considerarsi buono per le fondazioni. L'inizio della costruzione di questo terminal è risalente al 1965. Esso non ha avuto danni tranne che in due serbatoi, i cui pannelli interni hanno subito un abbassamento dopo essere stati seriamente danneggiati. Un pannello interno è libero sul liquido all'interno di un tetto conico; il pannello limita l'evaporazione e previene l'inquinamento ed il rischio d'incendio.

Uno dei serbatoi danneggiati era largo 23.7 m ed alto 14.8 e conteneva benzina, l'altro era di kerosene largo 27 m ed alto 14.8 m. Entrambi erano quasi pieni al momento del terremoto. Per entrambi il danno fu simile e consistette nella flessione ed instabilità del pannello interno per  $\frac{3}{4}$  del diametro. Il piegamento più grave è stato di circa 30° rispetto al piano orizzontale del pannello, con il vertice del piegamento a circa 4.5 m – 6.1 m dal bordo del pannello. Il meccanismo di danno, si ipotizza, è stato dovuto ad un forte ondeggiamento del liquido nel serbatoio, una parte del pannello è ruotata e ha sbattuto contro il tetto, la parte opposta invece si è abbassata. Si possono creare disallineamenti e il pannello può cadere nel liquido. Non c'è stata perdita di prodotto dal mantello e il fondo ha mantenuto tutto il contenuto del serbatoio.

Un serbatoio medio è di 19.8 m in diametro e 14.6 in altezza, con un rapporto d/H di 1.35. Virtualmente tutti questi serbatoi hanno tetto conico e pannello interno flottante. Non c'è stata instabilità del mantello o della giunzione tetto-mantello. In ogni serbatoio c'era un allarme per aumento del livello di fluido di più di 3mm (per evitare contaminazioni di prodotto). L'oscillazione da terremoto (anche lontano) ha attivato gli allarmi e quindi il personale ha potuto sentire avvertire l'arrivo del terremoto perche tutti gli allarmi sono scattati contemporaneamente. Così il terremoto Northridge fu segnalato al Terminal di San Jose.

#### 3.4.7.3. *Brisbane terminal*

Il terminal in questione è posizionato a circa 85 km in direzione nord-nordovest dall'epicentro. Si tratta di una stazione di produzione con 17 serbatoi con diametro variabile da 30.5 m a 9.5 m e altezza da 12.2 m a 14.8 m.

I serbatoi in questo terminal erano su un terreno saldo con buone condizioni di fondazione. Tutti con tetti conici, pannelli interni e tetti flottanti, sono stati costruiti prima della pubblicazione delle norme antisismiche. Non ci sono stati danni in questa stazione.

#### 3.4.7.4. *Gilroy n°. 1*

Un accelerometro USGS/CDMG CSMIP era posizionato a 15 m da un serbatoio che non ha subito danni. Questo sito era a 28 km dall'epicentro. La capacità del serbatoio era di 950.000 galloni con una altezza di 8 m ed un diametro di 24.4 m ed un rapporto d/H di 3.1. Si sono registrate accelerazioni orizzontali di 0.50 g e 0.43 g e verticali di 0.22 g. Non ci furono danni ai serbatoi.

#### **3.4.7.5. Moss landing**

La stazione di energia P.G.&E. di Moss Landing era a circa 22 km a sud dell'epicentro. Un serbatoio d'acqua, di 17 m di diametro e 12.2 m di altezza, si ruppe nella connessione piastra di base-mantello, dove la giunzione era corrosa. Il rapido svuotamento del serbatoio apparentemente ha causato l'instabilità dell'interno del mantello all'ordine superiore. Altri serbatoi petroliferi sopravvissero senza danni in questo sito.

#### **3.4.7.6. Altri depositi**

Ci furono danni a serbatoi d'acqua in una area (South bay) entro 15 km dall'epicentro. Un serbatoio in acciaio bullonato da 100,000 galloni nell'area di Los Gatos-San José subì elephant foot buckling. I pannelli danneggiati furono sostituiti e il serbatoio fu rimesso in servizio. Le tubazioni di ingresso/uscita al di sotto di un serbatoio del 1950 saldato, da 700,000 galloni, si separarono dalla piastra di base. Anche le tubazioni furono sostituite ed il serbatoio rimesso in servizio.

Un serbatoio d'acciaio da 1,000,000 galloni d'acqua costruito nel 1971, si instabilizzò su di un lato al livello della connessione tetto/mantello, ma non perse il contenuto.

Un serbatoio per acqua da 600,000 galloni costruito secondo le AWWA D100 nel 1986 si comportò in modo eccellente. Nell'area di Santa Cruz due serbatoi da 750,000 e 400,000 galloni ebbero problemi di tetto, ma il mantello si comportò bene. Un serbatoio da 1,250,000 galloni costruito secondo le AWWA D100 nel 1983 non fu danneggiato. Considerando la severità dell'evento ed i danni agli edifici, i serbatoi in acciaio andarono bene.

Si può affermare che i serbatoi costruiti secondo le AWWA D100, considerando i carichi sismici, ebbero un buon comportamento.

Questo terremoto ha mostrato come ci possano essere danni ai serbatoi a grande distanza dall'epicentro. Il suolo ovviamente influenza il comportamento, ma nessun'altra ragione che interessa le fondazioni può spiegare il comportamento diverso di serbatoi vicini.

I dati disponibili hanno mostrato come i serbatoi bullonati da 100,000 galloni, che hanno una buona probabilità di elephant foot, sono quelli che hanno il rapporto  $d/H$  uguale ad uno oppure un po' più grande, infatti si è riportato elephant foot per grossi serbatoi con  $d/H$  maggiore di due.

#### **3.4.8. Landers 1992**

Questo terremoto di magnitudo 7.3 avvenne il 28 giugno alle 4.58 a.m. nel 1992; fu seguito a breve dal terremoto Big Bear di magnitudo 6.5 alle 8.05 dello stesso giorno. Tutti i serbatoi danneggiati si trovavano nell'area di Landers. Non c'erano depositi petroliferi nell'area, per cui si discute di serbatoi d'acqua. Benché l'area fosse scarsamente popolata (deserto), c'erano più di 27 serbatoi d'acqua. Di questi solo due collassarono.

L'High Desert Water District serve la parte sud dell'area interessata dal terremoto. Il Distretto aveva sedici serbatoi in servizio al momento del terremoto. Non ci furono danni e tutti i serbatoi rimasero in servizio anche se si ebbe cedimenti del suolo presso alcuni. La maggior parte dei

serbatoi era saldata ma sei erano bullonati. Virtualmente erano tutti di 7.3 m in altezza con diametri variabili tra 8.0 m e 36.6 m. Tutti erano su ghiaia. Nessuno era ancorato al momento del terremoto. Essi erano per lo più posizionati a livelli più alti, su un suolo alluvionale con uno strato sottostante di roccia.

La Bighorn Desert View Agency (BDVWA) serve la parte nord dell'area interessata dal terremoto con CSA 70 che a sua volta serve una piccola parte ad est di BDVWA. Dei 10 serbatoi in servizio, nove rimasero tali con danni minimi mentre il serbatoio A collassò. Questo serbatoio era largo 17 m ed alto 7.3 m e saldato costruito secondo le AWWA D100 nel 1974 con un mantello spesso 6.35 mm nel mantello e nella piastra inferiore e 4.16 mm nel tetto. Era fondato su roccia senza calcestruzzo o viti di ancoraggio. Il serbatoio A era a circa 100 metri ad ovest della faglia. Si ruppe la giunzione del mantello con la piastra inferiore in due punti. Una era a 2.75 m sul lato nord e l'altra sul lato ovest. Ci fu elephant foot lungo tutto il serbatoio con più evidenza a nord e minore a sud. Un tubo da 150 mm si sollevò di 0.6 m dal suolo, piegandosi e strappandosi dal mantello del serbatoio. Ci fu un movimento orizzontale di 80 mm verso nord del serbatoio.

A CSA 70 collassò un secondo serbatoio, a circa 5 km ad est del precedente. Questo era stato costruito secondo le API Standard 12B con un diametro di 11.8 m ed una altezza di 7.3 m. Costruito nel 1979, fu bullonato con spessore di 3.4 mm per il mantello e la piastra inferiore. Ci fu elephant foot lungo tutto il perimetro e sudore del mantello. Anche le giunzioni dei tubi di I/O subirono danni. Questo serbatoio era fondato a terra ma non ancorato.

E' interessante notare come tutti i danni si verificarono a sud dell'area dove la superficie di rottura salta dalla faglia di Johnson Valley alla faglia Homestead. A circa 90 km nord-nordovest dall'epicentro c'è un deposito/terminal di petrolio. Non ci furono danni a questo sito, ma un movimento evidente dei serbatoi e delle strutture. LA maggior parte dei serbatoi aveva altezza eguale al diametro o ai suoi due terzi. Su alcuni serbatoi ci fu incipiente buckling.

A 2 km ad est di questo impianto ci sono tre depositi petroliferi da circa 400,000 bbls. Due serbatoi avevano diametro di 82.3 m ed altezza di 15.2 m, il restante serbatoio era largo 67.2 m ed alto 14.5 m. Un accelerometro ha letto una accelerazione di 0.34 g in direzione nord-sud e 0.53 g in direzione est-ovest, e 0.21 g verticale. Un serbatoio era pieno, uno semi-pieno ed uno quasi vuoto. Tutti erano conformi alle API 650, con tetto flottante e fondazioni in CA su buon terreno alluvionale. Nessun danno fu riportato da questi serbatoi.

Interessante sono le registrazioni di un accelerometro in prossimità della faglia (2km) e 38 km dai serbatoi persi per i troppi danni. L'accelerazione parallela alla faglia fu di 0.70 g e 0.75 g ortogonale, e 0.68 g verticale. Questo terremoto non ha provocato danni ai serbatoi petroliferi ma il gran numero di serbatoi idrici interessati lo rende comunque significativo. Le considerazioni su Landers presuppongono che:

- la maggior parte dei serbatoi in servizio fosse stato quasi pieno;
- hillside settings possono migliorare le condizioni di fondazione;
- il terremoto si è propagato verso nord;

- che in prossimità del serbatoio A, c'è stata la fault displacement
- la posizione del serbatoio CSA- 70 sulla proiezione della fault displacement.

Molti serbatoi nell'area erano alti meno che 7.4 m. Ci sono stati danni alle guarnizioni di grossi serbatoi a Los Angeles, 180 km dall'epicentro.

### 3.4.9. Northridge 1994

Questo terremoto di magnitudo 6.7 avvenne il 17 gennaio 1994. L'epicentro era posizionato nella San Fernando Valley vicino alla comunità di Northridge su una faglia di tipo blind thrust. I danni ai serbatoi furono gravi e su una area molto estesa. Prima sono riportati i danni sui serbatoi petroliferi e poi quelli sui serbatoi idrici.

#### 3.4.9.1. *Serbatoi petroliferi*

Nella San Fernando Valley ci sono due terminal di prodotto. Nessuno subì danni rilevanti. Il terminal di Van Nuys era a 8 km dall'epicentro. Tutti erano a tetto conico con pannelli interni tranne che quello per l'acqua di rifiuto che ha solo il tetto conico.

Tutti erano stati costruiti nel 1963 secondo le API 650. I serbatoi erano tutti posizionati su base rocciosa senza fondazioni in CA o ancoraggi. I danni furono solo per il taglio delle viti delle passerelle tra più serbatoi. Tutti erano pieni tra un terzo e due terzi al momento del terremoto. C'erano anche cinque serbatoi fuori servizio larghi 3.2m ed alti 10 m; due di questi erano quasi pieni al momento del terremoto. Anche per questi gli unici danni furono alle passerelle. Essi erano fondati su piastra in CA singole.

Il terminal Sepulveda aveva tre serbatoi per deposito e due per le acque di rifiuto. Questo terminal era a 7 km dall'epicentro. Tutti i serbatoi erano stati costruiti secondo le API 650 negli anni '60. Tutti i serbatoi di combustibile (3) avevano tetto conico con pannelli interni e non erano fondati su CA o ancorati, presentavano un rapporto d/H da 0.6 a 1.5. Al momento del terremoto il serbatoio A era pieno per due terzi, il serbatoio B e quello C circa per un terzo. Non ci fu buckling del mantello. Ci fu fuoriuscita di contenuto dalla sommità dei pannelli ma senza abbassamento di questi. Comunque i serbatoi rimasero in servizio. Uno dei serbatoi per le acque di rifiuto era pieno al momento del terremoto. La fondazione era comune, con 16 viti da un pollice lungo il perimetro. I serbatoi furono costruiti secondo le UL Standard 142. La vernice accanto alle viti di ancoraggio è saltata; questo è indice del fatto che esse hanno lavorato durante il sisma. Il serbatoio vuoto non ha subito il salto della vernice. Non c'è stato buckling del mantello su nessuno dei due serbatoi. A 10 km a nord dell'epicentro a Aliso Canyon c'era un serbatoio bullonato di olio grezzo che collassò totalmente. Era largo 12.2 m e alto 7.3 m. Altri tre serbatoi simili non collassarono; il livello di riempimento nel serbatoio collassato è sconosciuto ma si ipotizza considerevole visti i danni.

### 3.4.9.2. Serbatoi idrici

#### 3.4.9.2.1. Città di Simi (water district 8)

L'area servita da questa agenzia è a circa 21.5 km ad ovest dell'epicentro. Una parte dell'area circonda l'area servita dalla Southern California Water Company. Dei 34 serbatoi del distretto circa 10 hanno avuto problemi; tutti questi erano al confine est del distretto. I principali problemi sono stati di rottura delle valvole dei serbatoi che hanno subito qualche movimento (sliding).

#### 3.4.9.2.2. Southern California Water Company (SCWC), Simi Valley

L'area di Simi servita dalla SCWC lies ovest di Northridge a circa 14.5 km dall'epicentro, al limite est della Simi Valley (vedi Figura 10.2). SCWC ha avuto problemi a 5 serbatoi, tutti erano serbatoi bullonati. I danni furono per Elephant Foot, con perdita di contenuto. Tre serbatoi erano 12 m in diametro e alti 7.3 (d/H = 1.6), e due 9.1 m in diametro e 7.3 m in altezza. Uno di entrambi i tipi sopravvisse al terremoto, ma il livello interno dell'acqua era stato abbassato a 1.2 m la notte prima del terremoto. I serbatoi danneggiati si pensa che fossero quasi pieni. Nella stessa area c'erano due serbatoi con d = 15.8 e H = 9.8, uno con d = 27.4 e H = 9.8 e uno con d = 39.0 ed H = 9.8 tutti saldati che sopravvissero al terremoto.

#### 3.4.9.2.3. Città di Los Angeles, dipartimento dell'acqua e dell'energia (CLADWP)

Il CLADWP aveva 10-12 serbatoi sulle montagne che circondano la San Fernando Valley; CLADWP, inoltre, possedeva serbatoi addizionali in cui conservava la massa d'acqua usata in città. Molti di questi serbatoi erano vecchi costruiti negli anni '20 o '30. I serbatoi vecchi erano rivettati con tetto di legno. Le connessioni di ingresso/uscita avevano accoppiamenti e valvole in ferro. I primi cinque si trovavano sulle montagne di Santa Monica, a sud di Northridge. Per questi, si è avuta rottura delle tubazioni e fuoriuscita di liquido, ma non danni al mantello o al fondo. Il grande serbatoio di Granada collassò e fu rimosso. Questo serbatoio fu danneggiato dal terremoto di San Fernando. I serbatoi 1 e 2 di Alta vista, come visto sopravvissero al terremoto di San Fernando ma anche a quello di Northridge. I serbatoi di Kittridge e Corbin, a sud ed ad ovest dell'epicentro, avevano un d/H grande. Il serbatoio di Senson, che era stato danneggiato nel 1971 nel terremoto di San Fernando fu rimosso.

#### 3.4.9.2.4. Valencia water company

L'area servita da questa compagnia si trova a nord tendente ad ovest di Northridge, a circa 20 km dall'epicentro. Tre serbatoi collassarono ed altri furono danneggiati. Tutti i serbatoi saldati erano stati costruiti secondo le AWWA D100 o simili. Tutti i serbatoi erano pieni tra il 90 – 95 % al momento del terremoto. Il serbatoio di Larwin era 18.3 metri in diametro e 12.2 metri alto. Era posizionato su un anello in CA ed attaccato alle fondazioni con 3/8 x 3 flat bar annegati nel CA e saldati al serbatoio con una distanza di 1.2m. Ci fu elephant foot, danni al tetto, danni alle aperture e rottura della giunzione tetto-mantello; sorprendentemente non fu riportata la rottura

della saldatura fondo-mantello. Questo serbatoio è stato spostato e ricostruito nel 1986 in accordo alle AWWA D100. Rotture addizionali si sono avute ai serbatoi I e II alle Magic Mountains (MM). Entrambi erano bullonati. MMI era 22.3 m in diametro e 7.3 m alto. MMII era 18.3 m in diametro e 7.3 m alto. MMII ebbe una rottura catastrofica nella giunzione inferiore che si aprì per metà circonferenza del serbatoio. MMI fu danneggiato dall'MMII ed anch'esso rimosso. Un terzo serbatoio saldato (MMIII), con la stessa configurazione, non subì danni. Questo era parzialmente interrato. Il serbatoio di Poe era a 5 Km nord-nordovest da quello di Larwin. Non ci fu elephant foot né perdita di contenuto. Il serbatoio 4 MIL tra Poe e Larwin non si danneggiò. Tutti gli altri serbatoi del sistema ebbero un buon comportamento.

#### *3.4.9.2.5. Newhall County water district*

Si crede che i serbatoi fossero pieni almeno al 90% durante il terremoto. Tutti erano saldati e costruiti secondo le AWWA D100 o criteri equivalenti. Nessun serbatoio era ancorato. Un accelerometro del California Strong Motion Program (CSMIP) era situato nella stazione dei pompieri di Newhall, vicino al centro dell'area servita dal distretto. Le massime registrazioni furono: 90°, 0.63 g; 360°, 0.61 g e 0.62 g verticale. Questo terremoto ha interessato un numero significativo di serbatoi. Serbatoi 20 km a nord e 15 ad ovest hanno subito danni. Abbiamo notato che la distanza dall'epicentro non è necessariamente un buon indicatore di danno probabile, mentre la distanza dalla faglia può essere più significativa. La distruzione del serbatoio di Larwin (tranne che la giunzione fondo/mantello!) lascia domande senza risposta. Il serbatoio emergeva dal suolo, come se si fossero create cerniere tra mantello e fondo del serbatoio (supportando la teoria dell'anello sottile). Anche il serbatoio 7 di Newhall County Water District aveva un fondo di 12.7 mm e non ha subito elephant foot. Danni minori a serbatoi bullonati si sono di nuovo osservati in questo terremoto. Un tipo di danno al tetto di serbatoi idrici sembra essere una caratteristica di questo terremoto. Il serbatoio MWD di Jensen, che durante il terremoto di San Fernando aveva subito danni alla parte superiore del mantello e la trazione delle viti di ancoraggio, non ha subito danni durante il terremoto di Northridge. Anche i serbatoi Alta Vista 1 e 2 della CLADWP non hanno subito danni in questo terremoto. La città di Simi ha avuto problemi con le tubazioni di drenaggio interrate strappate dal fondo dei serbatoi (come a Coalinga e a Loma Prieta).

#### **3.4.10. Kobe 1995**

Il terremoto di Kobe del 17 gennaio 1995 fu di magnitudo 6.9 e non diede problemi ai serbatoi come successo per i precedenti terremoti giapponesi (Tokio 1923, Nigata 1964 e Miyagi-Ken-Oki (Sendai) 1978). Le raffinerie con serbatoi a rischio più vicine erano a 35 km dall'epicentro ad Osaka (1) e Sendai (2). Accelerazioni in queste raffinerie furono di 0.2 g. Non ci furono grossi danni e non ci sono informazioni su quelli minori.

Un terminal con serbatoi per il deposito, era a 10 km ad est dell'epicentro vicino all'acqua e fu danneggiato dalla liquefazione del suolo. Non ci fu comunque perdita di liquido. Le probabili



accelerazioni di picco furono 0.6-0.8 g. La posizione del terminal era a circa 2-4 km dalla faglia attiva; il danno consistette soprattutto nell'inclinazione del serbatoio, nella perdita dei supporti dei tubi, nella rottura dei supporti delle passerelle.

La liquefazione del terreno è stata la maggiore causa di danno in questo sito prospiciente il mare. C'erano alcuni serbatoi sferici (per gas) su colonne controventate nell'area di Kobe- Osaka. Non ci furono danni significativi a queste sfere, che però subirono grosse accelerazioni. La mancanza di danni ai serbatoi nel terremoto di Kobe è difficile da spiegare; forse la causa è lo scarso numero di serbatoi nell'area di forti spostamenti. La sopravvivenza delle sfere può essere indicativa del miglioramento della progettazione sismica dopo il collasso delle sfere di Palme nel terremoto di Kern County nel 1952.

### 3.4.11. Kocaeli 1999

Questo terremoto di magnitudo 7.4 ha colpito la Turchia il 17 Agosto 1999. Esso ha causato danni estesissimi tra cui la distruzione di 2000 edifici ed il ferimento di 23.000 persone (Japan Society of Civil Engineers 1999). L'area epicentrale era la più industrializzata regione della Turchia e includeva impianti di processo, industria manifatturiera spaziando in tutti i settori dalla farmaceutica all'automobile. Non tutti i siti industriali sono stati ampiamente investigati per una valutazione dei danni post terremoto; si riportano qui alcuni significativi casi, utili ai fini di questa tesi di laurea.

#### 3.4.11.1. Raffineria di Tupra

Questa raffineria ha subito danni ingenti (Figura 4.4.) ed, a loro modo, spettacolari. L'impianto, di proprietà dello stato, è il più grande del paese; portava in sé un terzo dell'olio turco, poiché era il più grande fornitore di petrolio della suddetta area industriale. Esso era anche il settimo impianto in Europa per dimensione con 270.000 metri cubi di capacità. Le sostanze immagazzinate erano: 860.000 tonnellate di greggio in 14 serbatoi di grandi dimensioni ed 86 medi e piccoli, nafta, kerosene e benzine. Il suolo è compatto e non si sono avuti collassi del terreno a parte alcuni casi di liquefazione.



*Fig. 3.4- Raffineria di Tupra (Turchia) dopo il terremoto di Kocaeli 1999*

Sei serbatoi cilindrici a tetto flottante sono bruciati a seguito del terremoto. Quattro serbatoi su sei avevano diametro tra 20 e 25 metri mentre gli altri due 10. L'incendio si considera iniziato da scintille dovute alla caduta dei pannelli flottanti nella nafta. Altri 46 serbatoi, a tetto flottante di tutte le dimensioni, hanno subito danni indipendentemente dalle dimensioni stesse.

La maggior parte dei serbatoi era stata costruita nel 1962 secondo il codice della California per un terremoto di livello 4 (la azienda costruttrice era americana). Serbatoi sferici fuori terra nell'impianto, fortunatamente, non subirono danni. Anche le tubazioni in genere non subirono danni in contrasto con il terremoto di Kobe, in cui la liquefazione allo MC terminal provocò severi danni ai collegamenti. Un serbatoio idrico subì elephant foot buckling, ma fu l'unico.

Il collasso di una torre di distillazione alta 105 metri e a temperatura di 500 °C ha causato l'incendio del greggio. Nell'impianto c'erano altre 4 torri alte tra i 90 ed i 115 metri. Si suppone che il collasso di questa torre fosse dovuto al degrado dei materiali per corrosione dagli alcali; è difficile supporre che fosse dovuto al solo movimento sismico. Ci vollero 4 giorni per spegnere completamente l'incendio cominciato subito dopo il terremoto. Il fuoco nella nafta occorse in serbatoi di 25 metri di diametro e non in quelli da 100 metri, questo perché, il periodo di oscillazione del liquido (sloshing) per serbatoi da 20 m è di 5-8 secondi molto minore di quelli da 100 m, che è intorno ai 13 secondi, meno sensibili, quindi, all'azione sismica. I danni ammontarono a 500 milioni di dollari americani.

#### 3.4.12. Hokkaido 2003

Due terremoti di magnitudo 8.0 e 7.1 hanno colpito il sud-est della prefettura di Hokkaido (Giappone) il 26 settembre 2003, seguiti da molti aftershocks. La raffineria della Idemitsu Kosan

Co. a Tomakomai ha subito due incendi innescati dal terremoto che ha colpito Hokkaido del sud il 26 settembre (The Japan Times On-line <http://www.japantimes.com>). Secondo la rete accelerometrica giapponese K-NET (<http://www.k-net.bosai.go.jp>) che ha una stazione a Tomakomai (stazione HKD129) a 238 km di distanza dall'epicentro, in tale sito l'evento, di magnitudo 7.8, ha provocato un'accelerazione di picco al suolo di circa 0.09 g mentre per l'evento di magnitudo 7 si è registrata una PGA di 0.8 g.

Dei 105 serbatoi presenti nella raffineria 45 di questi hanno subito danni, 30 in modo grave e 29 con fuoriuscita di liquido. In particolare, due serbatoi, uno per petrolio greggio e uno per la nafta, hanno provocato due incendi. Il primo incendio è cominciato il venerdì subito dopo i mainshocks nel serbatoio di petrolio. Il secondo incendio è stato innescato domenica in un serbatoio di nafta ed ha richiesto 44 ore per essere spento. Il serbatoio aveva subito danni in entrambi i mainshocks del 26 settembre. Questo serbatoio era alto 24 metri e largo 42 con una capacità di 30.000 litri. L'incendio è cominciato alle 10.36 AM dopo una serie di aftershocks che hanno causato la fuoriuscita di liquido dal serbatoio. Nonostante fossero stati immessi i ritardanti per il fuoco, la nafta (sostanza molto volatile) è vaporizzata causando l'incendio. Durante l'incendio il collasso di un muro ha fatto sì che le fiamme lambissero un serbatoio di kerosene a 20 metri di distanza. Per questo i vigili del fuoco innaffiavano con acqua questo serbatoio cercando di mantenerlo freddo. Il contenuto di altri 3 serbatoi di kerosene vicini al serbatoio di nafta sono stati trasferiti ad altri serbatoi. L'incendio è avvenuto dopo un'ispezione dei vigili del fuoco. La agenzia meteorologica aveva avvistato della probabilità del 50% di avere un aftershock di magnitudo 6 o superiore nell'arco di una settimana. La compagnia Idemitsu ha notificato alla prefettura la vulnerabilità dei sei serbatoi il giorno dopo il terremoto, ma non sono stati presi provvedimenti tempestivi per il caos post terremoto.

Il municipio della città di Tomakomai ha ricevuto centinaia di reclami per il vapore di benzina libero nell'aria dovuto al collasso delle tubazioni collegate ad uno dei serbatoi danneggiati. Le coperture di due serbatoi di greggio sono collassate sul liquido affondando nel serbatoio. Inoltre, tre coperture di serbatoi di kerosene sono state danneggiate con fuoriuscita di liquido nei bacini di contenimento intorno ai serbatoi.

I vigili del fuoco di Hokkaido hanno isolato un serbatoio contenente 66.000 litri di greggio, in quanto questo presentava un elevato pericolo di incendio, infatti, la scala, che connetteva la sommità del serbatoio ad altri serbatoi, era in pericolo di crollo e poteva innescare scintille nella caduta causando l'incendio. L'isolamento del serbatoio è avvenuto con la disposizione di ritardanti del fuoco sul serbatoio e chiudendo le strade circostanti.

I danni, tutto sommato limitati, di questo terremoto sono dovuti sostanzialmente alla lontananza dell'epicentro dalla costa, sebbene, vista la magnitudo e le dimensioni della zona di rottura di faglia, è stato possibile osservare picchi di accelerazione al suolo anche di 0.8g anche a centinaia di chilometri di distanza. Gli incendi nella raffineria sono costati alla azienda che la possedeva, la Idemitsu, 80 milioni di euro. La compagnia si aspetta di subire ulteriori costi per 40 milioni di euro nell'ultimo trimestre di quest'anno, vista la necessità di approvvigionarsi di petrolio da altri fornitori.

### **3.5. Osservazioni**

Dopo aver esaminato le analisi visive che sono state fatte nel corso dei terremoti considerati si sono potute osservare delle caratteristiche che rendono i serbatoi più vulnerabili agli eventi sismici, come per esempio il rapporto di riempimento, il tipo di giunzione tetto-mantello, giunzioni tra mantello e copertura nel caso di tetto flottante, flessibilità dei tubi connessi con il serbatoio stesso. Si è visto che serbatoi non ancorati con rapporto  $d/H = 2$  tendono a non avere elephant foot. La tendenza a subire elephant foot è inversamente proporzionale al suddetto rapporto. Serbatoi petroliferi a tetto conico, con giunzioni tetto/mantello fragili e rapporto  $d/H$  grande, subiscono la rottura della suddetta giunzione e perdita di prodotto. Serbatoi a tetto flottante hanno subito la rottura delle guarnizioni. I pannelli interni sono stati danneggiati con conseguente abbassamento del pannello oppure fuoriuscita di contenuto dalla parte superiore del pannello. E' importante avere flessibilità dei tubi alla connessione con i serbatoi, sia per le grandi sia per le piccole connessioni. Tutti i collegamenti ai serbatoi devono utilizzare piastre rinforzate senza collegamento diretto sul mantello. I serbatoi bullonati non si sono comportati bene durante i terremoti, come descritto in seguito, anche se non è chiaro se questo sia dovuto anche al basso rapporto  $d/H$  e/o ai piccoli spessori utilizzati viste le modeste dimensioni. Le ultime norme AWWA D103 includono i carichi sismici per i serbatoi bullonati. Le tubazioni non devono passare attraverso la piastra inferiore se non sono rei flessibili. Serbatoi grandi ( $d = 40$ ,  $d/H > 2.5$ ) si sollevano, ma sembra che non subiscano elephant foot buckling (Coalinga, Imperial, Northridge). E' richiesto l'ancoraggio per questo tipo di serbatoi. Anelli con spessori maggiori della piastra inferiore sembrano avere l'effetto voluto. Movimenti di grande periodo a distanza e le condizioni di suolo/fondazione vanno ulteriormente indagati. I serbatoi si sono comportati tutto sommato bene nei terremoti; l'effetto dell'ancoraggio non è stato ancora sufficientemente testato (soprattutto per i serbatoi con  $d/H < 1.5$ ). Danni alla giunzione tetto/mantello in serbatoi a tetto conico (sia petroliferi che idrici) sono evidenti in molti terremoti. Non è il caso di saldare il tetto ed il mantello per problemi di espansione termica, anche se, la continuità tra questi elementi migliora le prestazioni, quindi il problema si può risolvere cambiando gli attuali metodi costruttivi. Tubazioni di ingresso/uscita devono essere rese più flessibili. Sarebbe opportuno costruire in acciaio.

#### **3.5.1. Modalità di rottura osservate**

Le tipiche modalità di rottura o danneggiamento di un serbatoio osservate finora sono:

- deformazione a zampa di elefante. Questa deformazione si manifesta in corrispondenza del perimetro di appoggio dei serbatoi non ancorati;
- Diamond shape deformation, deformazione del mantello del serbatoio (vedi figura 3.5) che lo fa assomigliare vagamente ad un diamante;
- Incendio (torch fire) del serbatoio causato dal movimento relativo tra tetto galleggiante e mantello indotto dal sisma. Tale movimento, se a contatto diretto, produce scintille

che innescano un incendio che può coinvolgere tutto il contenuto del serbatoio;

- La rottura del cordone di saldatura tra il fondo ed il mantello è spesso il risultato delle ingenti forze che si manifestano durante il sollevamento del fondo;
- Fenomeno dello sloshing, cioè il formarsi di onde di fluido sopra il pelo libero, che può portare ad un notevole danneggiamento del tetto galleggiante con conseguente fuoriuscita del fluido contenuto e a deformazioni ingenti sul mantello;
- Buckling, cioè il fenomeno dell'instabilità alla compressione, delle colonne di supporto dei serbatoi a tetto fisso;
- Rottura delle tubazioni di connessione sulla sommità o sul fondo del serbatoio. Questo tipo di rottura dovuta all'incapacità di sopportare il movimento relativo del serbatoio può portare alla perdita di sostanze pericolose;
- Lacerazione del mantello del serbatoio o del fondo dovuto alla deformazione della scala e/o delle tubazioni ancorate alle fondazioni o al mantello stesso;
- Lacerazione del mantello dovuto alla deformazione o allo spostamento differenziale della passerella di collegamento tra due serbatoi;
- Elementi di connessione non deformabili che portano ad una lacerazione del mantello del serbatoio o ad una rottura dell'ancoraggio;
- Perdita di contenuto dal fondo per fenomeni di liquefazione: il serbatoio perde il suo assetto e si manifestano importanti deformazioni meccaniche del fondo e del mantello.

## **4.EVOLUZIONE TEORIA COMPORAMENTO SISMICO SERBATOI**

### **4.1. Introduzione**

Per quanto riguarda questo lavoro di tesi ci si è focalizzati su un solo elemento degli impianti dell'industria di processo serbatoi di stoccaggio, caratterizzati da una struttura tozza, direttamente poggianti a terra.

La configurazione strutturale di questi elementi è relativamente semplice e si possono indicare essenzialmente due tipologie principali:

- **Serbatoi in acciaio.** Questi risultano formati essenzialmente da un corpo cilindrico costituito da pannelli anulari, chiamati "virole", saldati l'uno all'altro fino a giungere all'altezza voluta. Come già detto precedentemente la quota massima fuori terra di queste strutture risulta essere influenzata dal rapporto con il diametro (rapporto compreso tra 2:1 e 0,2:1).

L'ultima virola viene poi collegata al piano di fondo, anch'esso in acciaio, attraverso saldature e/o bullonature. La parte più esterna della base nella quale si ha il collegamento con il mantello prende il nome di trincarino e per sopportare le maggiori sollecitazioni a cui è sottoposto, a causa del peso dell'intero mantello, presenta uno spessore maggiore rispetto a tutto il resto della lamiera di base. La profondità di tale elemento viene calcolata seguendo la normativa.

Per quanto riguarda la copertura, questa può essere presente o meno, nel caso in cui il serbatoio ne siano dotati, può presentare diverse forme come per esempio, a cupola, a cono o piano.

Un'ulteriore ed importante differenza dal punto della risposta strutturale, è data dal tipo di connessione presente tra l'elemento ed il piano di appoggio sottostante, dalla quale deriva il tipo di vincolo alla base da considerare, se di semplice appoggio o fisso, rispettivamente nel caso di serbatoio ancorato o non ancorato. A questo proposito bisogna aggiungere che il più delle volte a causa della loro elevata estensione di base è troppo costosa la realizzazione di una fondazione continua a cui poi ancorare la struttura e quindi, l'elemento di stoccaggio risulta essere semplicemente appoggiato. Vincolo d'appoggio che può essere esercitato direttamente dal terreno compattato o da un anello di fondazione al di sotto della parte più esterna del serbatoio.

- **Serbatoi in calcestruzzo armato.** Questo altro materiale utilizzato nella loro realizzazione lo si trova quasi ed esclusivamente su serbatoi destinati allo stoccaggio di acqua per diversi utilizzi, non solo legati all'industria ma spesso anche a scopi civili. Al contrario del caso precedente l'involucro risulta formato da un'unica struttura realizzata con conglomerato cementizio ed armature in acciaio, che compone l'intero corpo dalla fondazione, passando per il fondo e giungendo fino alle pareti di contenimento laterali.

Per quanto riguarda la forma, la più diffusa è quella rettangolare nella quale una delle due dimensioni è di alcuni ordini di grandezza più grande rispetto all'altra. Come detto sopra, in questo caso non ha senso parlare di vincoli di base dati dal tipo di fondazione in quanto, quest'ultima è essa stessa parte della struttura e viene realizzata con lo stesso tipo di materiale, come prima cosa durante la costruzione.

Da come si può vedere quindi, la configurazione strutturale di questi serbatoi a struttura tozza, risulta essere relativamente semplice e regolare, cosa che dal punto di vista della risposta all'azione sismica risulta essere un importante vantaggio. Questa caratteristica semplicità però, la quale permetterebbe molto probabilmente alla struttura di resistere bene all'azione sismica, deve però essere resa più realistica attraverso lo studio del serbatoio nella condizione in cui si trova durante la maggior parte del tempo, con del materiale all'interno.

Questa aggiunta deve quindi essere tenuta in debito conto per quanto riguarda la risposta sismica dell'intero manufatto. Questa infatti oltre ad aumentare notevolmente la massa coinvolta, introduce nel sistema considerato un elemento di caratteristiche completamente differenti per quanto riguarda la risposta alla forzante sismica.

Nel presente studio si è andato a considerare solo ed esclusivamente il caso di riempimento con materiale allo stato liquido, condizione nettamente più diffusa per quanto riguarda i serbatoi tozzi di questo tipo.

Sono stati effettuati ormai diversi studi per analizzare in maniera più esaustiva possibile il comportamento di questo sistema serbatoio-liquido, come prima cosa si è visto necessario andare a caratterizzare il comportamento del liquido confinato.

Il tipico movimento, che interessa il liquido contenuto e che verrà successivamente definito in maniera esaustiva, prende il nome di "sloshing", la cui traduzione italiana è "sguazzamento", del quale il dizionario Garzanti dà questa definizione: "si dice di un liquido agitato in un recipiente non pieno". Possiamo dire che rende bene l'idea del fenomeno fisico dello sloshing.

Dando una interpretazione più ingegneristica del fenomeno. Esso può essere descritto come il movimento di un liquido mentre tenta di raggiungere uno stato di equilibrio per effetto di un'accelerazione istantanea (gravitazionale, traslazionale, ecc.) sentita dal liquido. La quantità di moto del fluido ed i carichi esterni sul contenitore del fluido impediranno questo stato di equilibrio. Di seguito una serie di Papers, presi in considerazione per capire l'evoluzione della teoria del comportamento sismico dei serbatoi.

## **4.2. The dynamic behavior of water tanks [7]**

### **4.2.1. Introduzione**

L'analisi dinamica che può essere fatta su alcuni serbatoi deve tenere in conto sia del comportamento del liquido rispetto al serbatoio, sia quello del serbatoio stesso rispetto al terreno. Prima cosa da considerare in quanto cambia il comportamento dell'intera struttura è il fattore di riempimento dell'elemento stesso.

Se un serbatoio è completamente pieno d'acqua o completamente vuoto, esso risulta essere

essenzialmente un struttura a massa singola. Se invece, come accade nella maggior parte dei casi, il serbatoio non è completamente pieno ma presenta una superficie libera nel liquido contenuto, questa sarà soggetta ad un fenomeno di sloshing durante l'evento sismico e quindi l'intero sistema sarà essenzialmente una struttura schematizzabile con una doppia massa.

L'incidenza dello sloshing nella risposta della struttura dipenderà dalle proporzioni dell'elemento stesso, ci saranno infatti casi in cui sarà preponderante ed altri invece in cui avrà invece un valore molto minore.

#### 4.2.2. Serbatoio a terra

Un serbatoio poggiante a terra, avrà il suo contenuto eccitato fino allo sloshing a causa di una forzante sismica e l'ampiezza del fenomeno stesso sarà indicativo dell'intensità dell'evento sismico.

Se un serbatoio con liquido avente una superficie libera (fig. 4.1) è soggetto ad una accelerazione orizzontale del terreno, la forza esercitata sul mantello dal liquido sarà di due tipi:

- Una equivalente a quella che sarebbe esercitata da una massa  $M_0$  (fig. 6.2) attaccata rigidamente ad una determinata altezza  $h_0$ , dovuta a quella determinata porzione di liquido che rimarrà solidale all'involucro e si sposterà con lo stesso tipo di moto.
- La seconda equivalente a quella che sarebbe esercitata da una massa  $M_1$  collegata al mantello attraverso un vincolo elastico (fig. 4.2), dovuta invece a quella porzione di liquido che eccitato dallo spostamento delle pareti del serbatoio sarà soggetto al fenomeno dello sloshing e quindi oscillerà ed eserciterà a sua volta una forza sul mantello. La massa  $M_1$  sarà corrispondente a quella partecipante al primo modo di vibrare del liquido, il più importante per i problemi sismici.

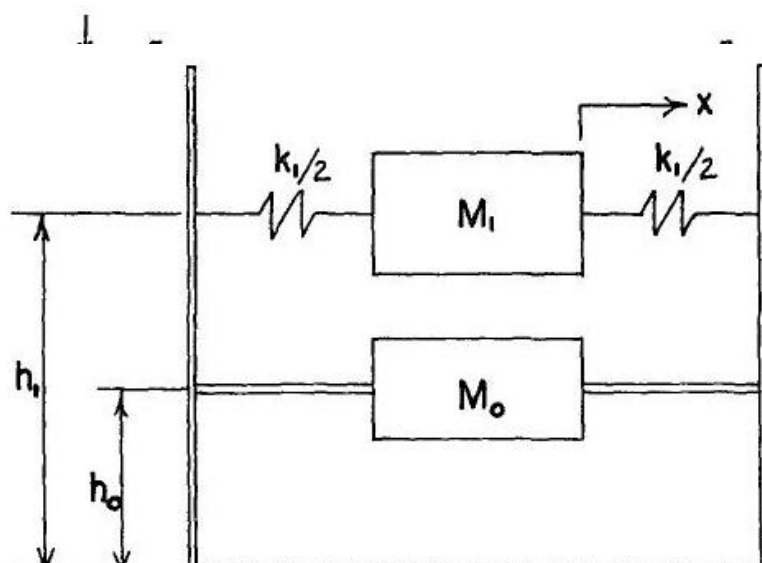


Fig. 4.1 – Serbatoio con liquido avente una superficie libera

Fig. 4.2 – Sistema dinamico equivalente per un serbatoio non completamente pieno



Se il sistema equivalente di fig. 4.2 fosse soggetto ad un terremoto, la forza esercitata dalle due masse  $M_0$  ed  $M_1$  sarebbe la stessa che verrebbe esercitata dal liquido stesso. Il sistema equivalente qui introdotto, a due gradi di libertà, è caratterizzato dalle seguenti quantità.

Per i serbatoi cilindrici di raggio  $R$  e quota della superficie libera  $h$ :

$$M_0 = M \frac{\tanh 1.7 R/h}{1.7 R/h}$$

$$M_1 = M(0.6) \frac{\tanh 1.8 h/R}{1.8 h/R}$$

$$k_1 = 5.4 \frac{M_1^2 gh}{M R^2}$$

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left\{ 1 + \alpha \left[ \frac{M}{M_1} \left( \frac{R}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\}$$

$$\alpha = 1.33$$

$$h_1 = h \left[ 1 - 0.185 \left( \frac{M}{M_1} \right) \left( \frac{R}{h} \right)^2 - 0.56 \beta \frac{R}{h} \sqrt{\left( \frac{MR}{3M_1 h} \right)^2 - 1} \right]$$

$$\beta = 2.0$$

$$T_w = 2\pi \sqrt{\frac{M_1}{k_1}} = \text{a period of vibration}$$

$M$  = total mass of water in the tank

Per i serbatoi rettangolari, di lunghezza  $2L$  e profondità  $h$ , invece si avranno le seguenti formule:

$$M_0 = M \frac{\tanh 1.7 L/h}{1.7 L/h}$$

$$M_1 = M \frac{(0.83) \tanh 1.6 h/L}{1.6 h/L}$$

$$k_1 = 3 \frac{M_1^2 g h}{M L^2}$$

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left\{ 1 + \alpha \left[ \frac{M}{M_1} \left( \frac{L}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\}$$

$$\alpha = 1.33$$

$$h_1 = h \left[ 1 - \frac{1}{3} \frac{M}{M_1} \left( \frac{L}{h} \right)^2 - 0.63 \beta \frac{L}{h} \sqrt{0.28 \left( \frac{M}{M_1} \frac{L}{h} \right)^2 - 1} \right]$$

$$\beta = 2.0$$

Se le altezze delle due masse  $M_0$  ed  $M_1$  si vogliono determinare considerando solo la forza dinamica esercitata dal fluido solo sulle pareti e non sulla base, si dovranno usare i seguenti valori sia per i serbatoi cilindrici che per quelli rettangolari:  $\alpha = 0$  ;  $\beta = 1$ .

La massima oscillazione del fluido è collegata a quella della massa  $M_1$  come segue, se  $M_1$  sta oscillando con uno spostamento  $x = A_1 \sin \omega t$  l'apice dell'onda sulle pareti che oscillerà su e giù con uno spostamento  $y = d \sin \omega t$ . Per il serbatoio cilindrico:

$$d = \frac{0.63 A_1 \left( \frac{k_1 R}{M_1 g} \right)}{1 - 0.85 \frac{A_1}{R} \left( \frac{k_1 R}{M_1 g} \right)^2}$$

Per il serbatoio rettangolare invece:

$$d = \frac{0.84 A_1 \left( \frac{k_1 g}{M_1 g} \right)}{1 - \frac{A_1}{L} \left( \frac{k_1 L}{M_1 g} \right)^2}$$

Le equazioni appena espresse danno buoni risultati per vibrazioni di ampiezza  $d < 0,2L$  e  $d < 0,2h$ , per quelle che invece superano questi limiti è stato osservato un certo grado di non linearità che diminuisce la bontà di tali formule per il calcolo dell'altezza dell'onda.

A titolo di esempio si consideri un serbatoio rettangolare lungo 50 ft e profondo 10 ft ( $L = 25$  ft,  $h=10$  ft) che semplicemente appoggiato a terra. Per questo serbatoio si è ottenuto con le formule

illustrate un periodo di vibrazione di 6 secondi. Prendendo in considerazione un terremoto con un'intensità abbastanza elevata con un valore dello spettro anelastico in velocità pari a  $S_v=2,0\text{ft/sec}$ . Lo spostamento della massa  $M_1$  avrà un'ampiezza :

$$A = 2.0 \frac{T}{2\pi} = 1.9 \text{ ft}$$

ed una ampiezza di sloshing di:

$$d = 1.5 \text{ ft}$$

#### 4.2.3. Serbatoi elevati

In questo studio George Housner prende in considerazione anche i serbatoi elevati non direttamente appoggiati a terra, per brevità e dal momento che il lavoro oggetto di studio è focalizzato solo ed esclusivamente su quelli poggiati a terra, si espone di seguito solo la differente configurazione con cui è stato schematizzato il sistema (fig. 4.3) senza entrare nel merito delle formulazioni che ne governano il comportamento.

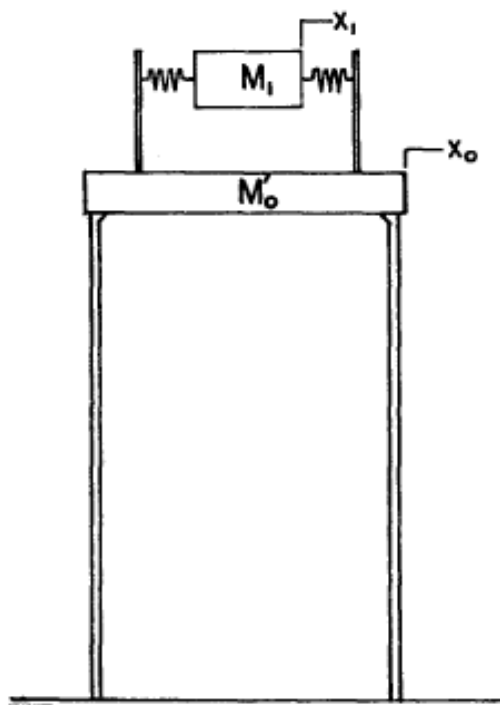


Fig. 4.3 – Sistema dinamico equivalente per un serbatoio elevato sopra una struttura portante.

#### 4.2.4. Osservazioni

L'analisi esposta è stata sviluppata per andare a ricavare una soluzione all'equazione di Laplace che soddisfacesse le condizioni al contorno. Con le soluzioni conosciute poi si è cercato con la massima accuratezza possibile di giungere a delle soluzioni approssimate che permettessero di evitare parzialmente delle equazioni differenziali e rappresentassero delle soluzioni per un determinato numero di casi. Questo metodo approssimato, i cui risultati sono appena stati esposti, rende più facile la determinazione di come si presenta la pressione e per questo sembra particolarmente utile per le applicazioni ingegneristiche.

Il metodo è in grado di risolvere un'ampia varietà di problemi ma se l'obiettivo è quello di avere soluzioni in una forma semplice, che possano essere particolarmente utili, il numero di problemi che possono essere soddisfatti si limita notevolmente.

Per quanto riguarda le formulazioni esposte queste trovano validità solo ed esclusivamente nel caso in cui nella distribuzioni delle pressioni non si tenga conto della flessibilità delle pareti del serbatoio, sono quindi valide solo se si considerano solo pareti rigide.

### 4.3. Seismic effects in flexible liquid storage tanks [8]

#### 4.3.1. Introduzione

In questo paper è presentata una semplice procedura per la valutazione delle forze dinamiche indotte dalla componente orizzontale di un'azione sismica su un serbatoio con sezione circolare riempito di liquido. In particolar modo in questo caso a differenza del precedente, è stato considerato anche l'effetto dato dalla flessibilità delle pareti del serbatoio.

Delle due porzioni, già precedentemente identificate, nelle quali si divide il liquido nella risposta all'azione sismica, in questo studio è stata considerata solo la parte impulsiva.

La procedura è basata sull'ipotesi che il comportamento del sistema liquido (parte impulsiva) – serbatoio, sia come quella di un sistema ad un singolo grado di libertà e che il fluido sia incomprimibile.

Per quanto riguarda le forze collegate alla porzione convettiva del liquido, quelle associate quindi al fenomeno dello sloshing del liquido, sarà determinata separatamente e combinata poi appropriatamente con quella impulsiva considerata. Questa scelta è stata fatta poiché la parte convettiva è caratterizzata da oscillazioni con un periodo molto più lungo rispetto a quelle impulsive, quindi loro non possono essere influenzate significativamente dalla flessibilità delle pareti. Quindi, per questo, le forze convettive saranno calcolate come nel caso di serbatoio rigido.

#### 4.3.2. Sistema ed ipotesi

Il sistema serbatoio – liquido considerato è quello considerato in fig. 4.4. Esso è una struttura circolare cilindrica con uno spessore arbitrario delle pareti, avente raggio  $R$ , altezza  $H_s$  e con una quota di riempimento pari ad  $H$ . La massa per unità d'altezza della struttura senza il fluido è indicata da  $\mu(y)$ , la massa totale del mantello è stata indicata da  $m_s$  e quella totale della copertura, includendo anche un appropriato carico di esercizio, da  $m_r$ . Un punto a metà della superficie del mantello è stata definita dalle coordinate  $y$  e  $\vartheta$ , ed il piano  $\vartheta = 0$  è stato preso parallelo alla direzione del moto del terreno.

Fondamentale per l'analisi presentata è stata l'ipotesi, secondo la quale, il sistema risponde come un sistema ad un solo grado di libertà. In particolare, si è ipotizzato che la sezione del serbatoio non muti forma durante la deformazione e che la configurazione deformata del serbatoio in ogni momento sia di una forma predefinita. Successivamente si è ipotizzato che il fluido fosse perfetto, e che il rapporto tra altezza del liquido e raggio del serbatoio,  $H/R$ , fosse  $< 1,2$ .

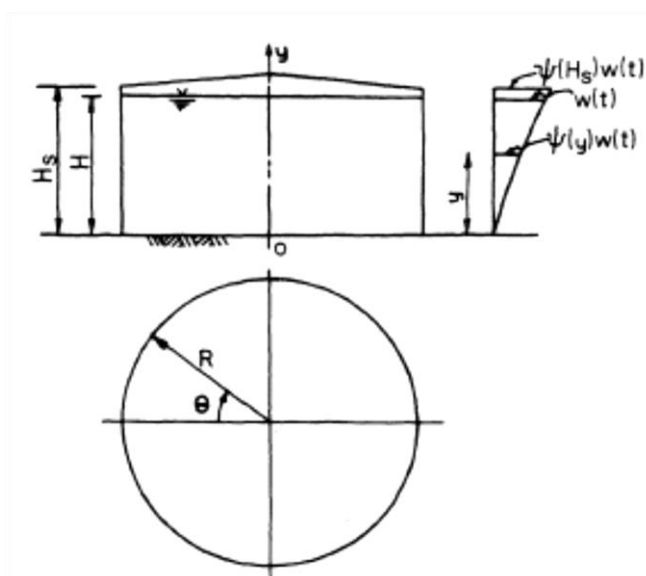


Fig. 4.4 – Sistema considerato

### 4.3.3. Pressioni idrodinamiche e forze

Considerando prima una striscia verticale di parete di un serbatoio semi-infinito, e assumendo che ci sia una accelerazioni orizzontale agente sulla struttura pari a:

$$a(y, t) = \psi(y) a(t)$$

dove  $a(t)$  = all'accelerazione della parete al livello del liquido stoccato,  $\psi(y)$  = una termine adimensionale che defibisce la variazione di  $a(y,t)$  lungo l'altezza della parete. Ne segue che per  $y = H$ ,  $\psi(y) = \psi(H) = 1$ .

La pressione idrodinamica, addizionale a quella idrostatica, indotta da questo accelerazione è data dall'equazione:

$$p(y,t) = \frac{4}{\pi} \gamma H \frac{a(t)}{g} \sum_{n=1}^{\infty} d_n \cos \left[ (2n-1) \frac{\pi y}{2H} \right]$$

in cui  $\gamma$  = peso per unità di volume del fluido,  $g$  = accelerazione di gravità,  $n$  = un numero intero e  $d_n$  = coefficiente adimensionale dato da:

$$d_n = \frac{1}{H(2n-1)} \int_0^H \psi(y) \cos \left[ (2n-1) \frac{\pi y}{2H} \right] dy$$

L'intensità e la distribuzione delle pressioni corrispondenti allo spostamento di un corpo rigido,  $\psi(y) = 1$ , e quelle relative ai tre modi di vibrare (fig. 4.5) sono mostrati in fig. 4.6. Il significato delle

linee tratteggiate verrà spiegato di seguito.

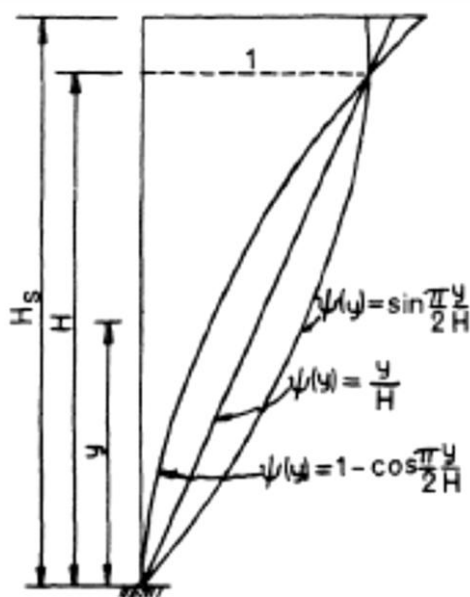


Fig. 4.5 – Modi di vibrazione considerati

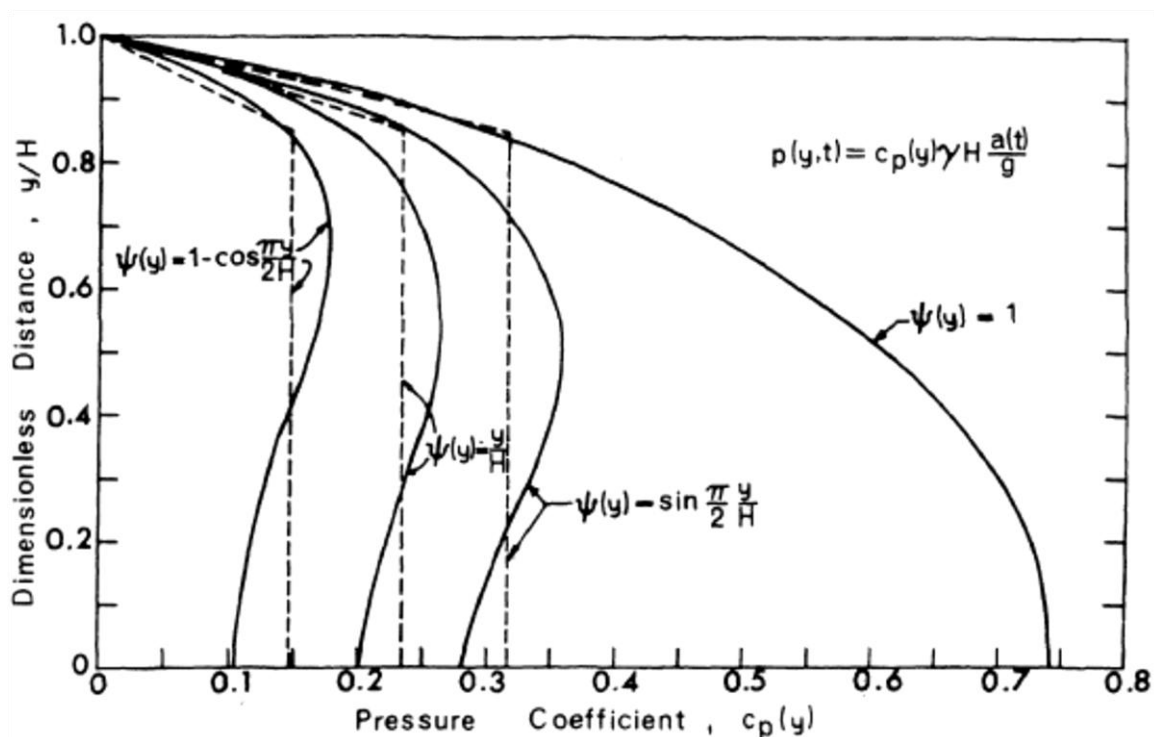


Fig. 4.6 – Pressione idrodinamica per i differenti modi di vibrare

Se oltre alla singole strisce verticali di parete si considera l'intero serbatoio cilindrico, avente ovviamente un rapporto  $H/R$  rientrante all'interno dell'intervallo considerato, la pressione idrodinamica indotta sulla struttura stessa, lungo il generatore  $\vartheta = 0$ , può essere considerata la stessa che era stata calcolata nel caso precedente.

La pressione in un preciso punto di coordinate  $(y, \vartheta)$  è poi:

$$p(y, \theta, t) = p(y, t) \cos \theta$$

e la corrispondente forza per unità di altezza del serbatoio è:

$$P(y, t) = \int_0^{2\pi} [ p(y, t) \cos \theta ] [ R d\theta ] \cos \theta = \pi R p(y, t)$$

#### 4.3.4. Equazione del moto

È stato posto  $u(t)$  = lo spostamento del terreno al tempo  $t$  e  $w(t)$  = lo spostamento relativo al terreno di una sezione del serbatoio al livello del liquido. L'accelerazione assoluta del serbatoio ad una distanza  $y$  dalla base può essere espressa come:

$$a(y, t) = \ddot{u}(t) + \psi(y) \ddot{w}(t)$$

dove  $\psi(y)$  definisce il determinato modo di deformazione per il serbatoio. In questo caso sono ammissibili solo le funzioni per le quali si abbia  $\psi(0) = 0$ .

Di seguito (fig. 4.7 (a)) le forze esterne concordi all'accelerazione agente e quelle non concordi (fig. 4.7 (b)).

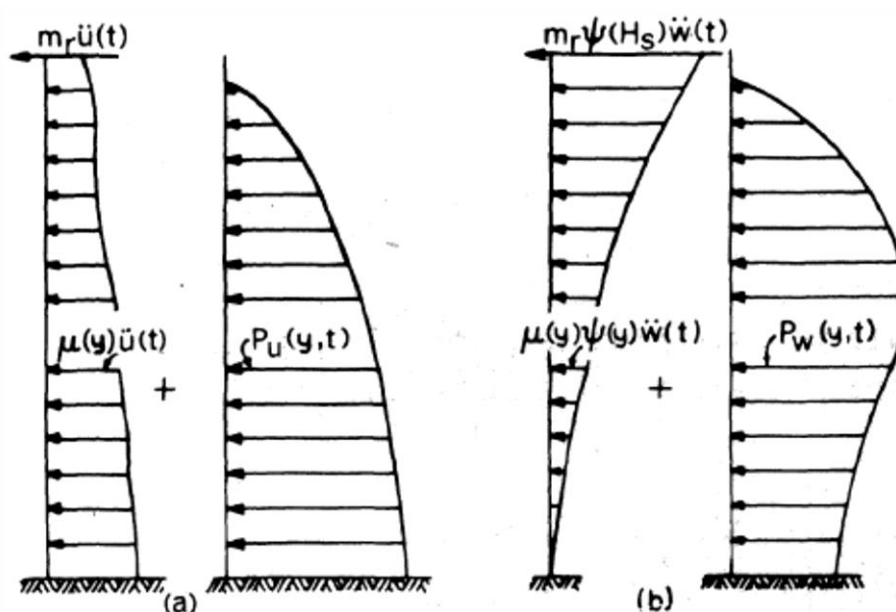


Fig. 4.7 – Forze di inerzia e forze idrodinamiche

Con l'identificazione delle forze d'inerzia è stato possibile ricavare l'equazione del moto, applicando il principio dei lavori virtuali. Secondo il suddetto principio il lavoro delle forze esterne ad un determinato tempo  $t$ , associate ad uno spostamento virtuale  $\delta w(y, t) = \psi(y) \delta w$  dovrà essere uguale a quello svolto dalle forze interne. L'equazione che si ottiene è la seguente:



$$[m_{w,s}^* + m_{w,\ell}^*] \ddot{w} + c^* \dot{w} + k^* w = - [m_{u,s}^* + m_{u,\ell}^*] \ddot{u}(t)$$

Dove il membro a destra ed il primo termine a sinistra rappresentano il lavoro delle forze esterne, quelle indicate in fig. 4.7, mentre il secondo ed il terzo termine del membro a destra rappresentano il lavoro fatto dalle forze di smorzamento e dalle forze interne.

Dividendo l'equazione trovata per  $m_w^*$  (messa effettiva del sistema, somma della massa effettiva strutturale e quella effettiva del fluido) si ottiene:

$$\ddot{w} + 2\zeta\omega\dot{w} + \omega^2 w = - C \ddot{u}(t)$$

dove  $\omega$  = frequenza circolare naturale del sistema, corrispondente al modo di vibrare scelto,  $\zeta$  = il fattore di smorzamento e

$$C = \frac{m_u^*}{m_w^*} = \frac{m_{u,s}^* + m_{u,\ell}^*}{m_{w,s}^* + m_{w,\ell}^*}$$

è il fattore di partecipazione.

La valutazione delle masse effettive può essere fatta attraverso la Tab. 4.1 per due differenti valori del rapporto  $H_s/H$ , considerando uno spessore costante per le pareti del serbatoio.

Deflection Function $\psi(y)$	$\frac{H_s}{H}$	Components of $m_w^*$		Components of $m_u^*$	
		$m_{w,s}^*$	$m_{w,\ell}^*$	$m_{u,s}^*$	$m_{u,\ell}^*$
$\sin \frac{\pi y}{2H}$	1.0	$0.5m_s + m_r$	$0.178 \frac{H}{R} m_\ell$	$\frac{2}{\pi} m_s + m_r$	$0.293 \frac{H}{R} m_\ell$
	1.1	$0.6m_s + m_r$		$0.74 m_s + m_r$	
$\frac{y}{H}$	1.0	$0.33 m_s + m_r$	$0.103 \frac{H}{R} m_\ell$	$0.5 m_s + m_r$	$0.217 \frac{H}{R} m_\ell$
	1.1	$0.44 m_s + 1.21 m_r$		$0.61 m_s + 1.1 m_r$	
$1 - \cos \frac{\pi y}{2H}$	1.0	$0.23 m_s + m_r$	$0.050 \frac{H}{R} m_\ell$	$0.36 m_s + m_r$	$0.137 \frac{H}{R} m_\ell$
	1.1	$0.35 m_s + 1.34 m_r$		$0.47 m_s + 1.16 m_r$	

Tab. 4.1 – Masse effettive,  $m_u^*$  e  $m_w^*$

#### 4.3.5. Soluzione dell'equazione

La soluzione dell'equazione può essere ottenuta in maniera analoga a quanto si fa per quella che governa il comportamento di un oscillatore semplice smorzato.

La forza statica equivalente agente sulla struttura può essere determinata sia attraverso la

differenziazione della funzione di deformazione, sia attraverso la valutazione di quelle corrispondenti alla deformazione massima, ricavando da questa gli effetti desiderati.

Tra i due metodi il secondo è il più facilmente realizzabile, e sarà l'unico usato in questo lavoro. Di seguito sono esposti due differenti schemi di implementazione di questo approccio.

- Schema 1 : questo è l'approccio convenzionale nel quale le forze statiche equivalenti del terremoto sono prese proporzionali a quelle d'inerzia ed a quelle idrodinamiche che inducono la deformazione della struttura, La distribuzione di queste forze è stata illustrata in fig. 4.7(b). Da mettere in evidenza il fatto che solo queste forze statiche equivalenti devono essere usate per la determinazione del massimo effetto indotto dal terremoto.
- Schema 2 : adatto ad un sistema estremamente duro, ci si potrà aspettare che le forze statiche equivalenti siano uguali a quelle d'inerzia ed a quelle idrodinamiche associate allo spostamento del corpo rigido del serbatoio.

Una soluzione più conservativa può essere ottenuta esprimendo le forze statiche equivalenti del terremoto come la somma delle seguenti componenti:

- La massima forza indotta sul serbatoio rigido
- Un set di forze proporzionali a quelle ricavate dallo schema 1

La scelta dello schema da utilizzare è basata sulle seguenti considerazioni:

- Lo schema 2 è preferibilmente utilizzabile quando la frequenza naturale del sistema è più grande di quella corrispondente al punto f in fig. 4.8;
- Lo schema 1 è invece più adatto all'interno di quel range di frequenze definito dai punti c ed e nel grafico di fig. 4.8;
- Per tutte le frequenze più alte di quelle corrispondenti al punto b, la risposta del sistema può essere ricavata attraverso la media dei risultati ottenuti degli schemi 1 e 2.

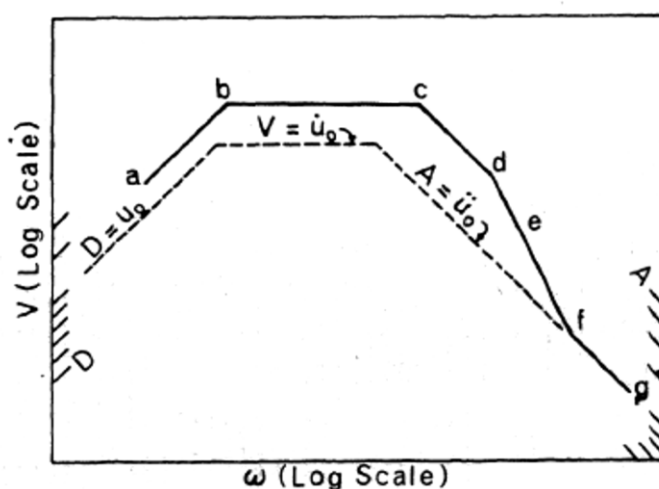


Fig. 4.8 – Spettro di risposta

### 4.3.6. Massimo taglio e momento alla base

Il massimo taglio alla base,  $Q_0$ , e il massimo momento alla base,  $M_0$ , possono essere determinati dalle forze statiche equivalenti attraverso l'integrazione.

Questo può essere fatto partendo dai risultati di entrambi gli schemi:

- Calcolo attraverso lo schema 1:  
quando sono valutati da questo approccio

$$Q_0 = \left[ \int_0^{H_S} \mu(y) \psi(y) dy \right] CA + m_T \psi(H_S) CA + Q_{0,\ell}$$

$$M_0 = \left[ \int_0^{H_S} \mu(y) \psi(y) y dy \right] CA + m_T \psi(H_S) H_S CA + M_{0,\ell}$$

dove  $Q_{0,\ell}$  e  $M_{0,\ell}$  rappresentano il contributo del liquido, e sono dati da:

$$Q_{0,\ell} = \int_0^H P(y,t) dy \qquad M_{0,\ell} = \int_0^H P(y,t) y dy$$

La forza  $P(y,t)$  nelle ultime due equazioni, è quella che era stata ricavata all'inizio del lavoro. Le due equazioni sopra inserite, sono state valutate per quanto riguarda un corpo rigido,  $\psi(y) = 1$ , e per i tre modi di vibrare illustrati nella figura 6.5. I risultati sono riassunti nella tabella 4.2 dove  $W_1$  rappresenta il peso totale del liquido nel serbatoio, e  $w_0$  rappresenta il massimo valore dell'accelerazione  $w(t)$ .

Tornando al grafico della fig. 4.6, la linea tratteggiata indica la distribuzione delle pressioni per quei valori di  $Q_{0,\ell}$  e  $M_{0,\ell}$  che sono in accordo con i valori inseriti nella tab.4.2.

I valori ricavati, del termine  $M_{0,\ell}$  si riferiscono ad una sezione immediatamente al di sopra della base del serbatoio, e non comprende l'effetto della pressione idrodinamica sulla base del serbatoio. Il momento addizionale,  $\Delta M_{0,\ell}$  ottenuto dalla pressione sulla base può essere determinata con un'espressione utilizzata anche da Housner nell'analisi dei serbatoi rigidi:

$$\Delta M_{0,\ell} = 0.884 p_0 R^3$$

nella quale  $p_0$  è la massima pressione idrodinamica sulla giunzione tra la base e la parete del serbatoio, e dipende dai quattro differenti valori delle funzioni  $\psi(y)$ .

- Calcolo attraverso lo schema 2:  
la componente statica o del serbatoio rigido per il taglio  $Q_0$  ed il momento  $M_0$  è data da

$$(Q_{st})_0 = [m_S + m_T] \ddot{u}_0 + \left[ 0.542 \frac{H}{R} \right] m_\ell \ddot{u}_0$$

$$(M_{st})_0 = \left[ \int_0^{H_s} \mu(y) y dy + m_T H_s \right] \ddot{u}_0 + \left[ 0.217 \frac{H}{R} \right] m_\ell H \ddot{u}_0$$

dove i termini all'estrema destra sono stati ottenuti dalla tabella 4.2. Le altre componenti di  $Q_0$  e  $M_0$ , rappresentano gli effetti della flessibilità delle pareti, e possono essere ottenuti come risultati dello schema 1.

$\psi(y)$	Shear, $Q_{0,\ell}$	Moment $M_{0,\ell}$	Moment $\Delta M_{0,\ell}$
1	$\left[ 0.542 \frac{H}{R} \right] W_\ell \frac{\ddot{u}_0}{g}$	$\left[ 0.217 \frac{H}{R} \right] W_\ell H \frac{\ddot{u}_0}{g}$	$\frac{0.209}{H/R} W_\ell H \frac{\ddot{u}_0}{g}$
$\sin \frac{\pi y}{2H}$	$\left[ 0.294 \frac{H}{R} \right] W_\ell \frac{\ddot{w}_0}{g}$	$\left[ 0.135 \frac{H}{R} \right] W_\ell H \frac{\ddot{w}_0}{g}$	$\frac{0.079}{H/R} W_\ell H \frac{\ddot{w}_0}{g}$
$\frac{y}{H}$	$\left[ 0.218 \frac{H}{R} \right] W_\ell \frac{\ddot{w}_0}{g}$	$\left[ 0.103 \frac{H}{R} \right] W_\ell H \frac{\ddot{w}_0}{g}$	$\frac{0.056}{H/R} W_\ell H \frac{\ddot{w}_0}{g}$
$1 - \cos \frac{\pi y}{2H}$	$\left[ 0.137 \frac{H}{R} \right] W_\ell \frac{\ddot{w}_0}{g}$	$\left[ 0.070 \frac{H}{R} \right] W_\ell H \frac{\ddot{w}_0}{g}$	$\frac{0.030}{H/R} W_\ell H \frac{\ddot{w}_0}{g}$

Tab. 4.2 – Massimo taglio e momento idrodinamico alla base

#### 4.3.7. Modi di vibrazione e frequenza naturale

La determinata configurazione  $\psi(y)$  appropriata in un determinato caso dipende dalla relativa intensità della flessione e del taglio per la struttura. Questa intensità dipende da varie caratteristiche strutturali del serbatoio e dai pesi che entrano in gioco. Verrà di seguito illustrata una procedura per la determinazione della configurazione:

- Si assuma un configurazione di prova, per convenienza se ne prenda una uguale ad una delle funzioni considerate in fig. 4.5;
- Si calcolino le risultanti forze d'inerzia ed idrostatiche, per semplicità si prenda pure la curva dell'andamento delle pressioni presente in fig. 4.6;
- Si calcoli la deformazione del serbatoio a causa delle forze determinate al punto precedente;
- La configurazione  $\psi(y)$  desiderata sarà la deformazione determinata al punto precedente, normalizzata rispetto al valore della deformazione calcolata con  $y = H$ .

La frequenza naturale circolare del sistema,  $\omega$ , può poi essere determinata attraverso il quoziente di Reyleigh,  $\omega^2 = V / T_0$ , dove  $V$  è l'integrale del prodotto delle forze identificate al passo 2 e delle deformazioni calcolate invece al 3, e dove  $T_0$ , è la pseudo energia cinetica del sistema data da :

$$T_0 = m_w^* w^2 = [m_{w,s}^* + m_{w,\ell}^*] w^2$$

#### 4.3.8. Riassunto a conclusioni

I principali punti del metodo esposto possono essere riassunti come segue:

- Dall'applicazione della procedura descritta si selezioni un modo di vibrare,  $\omega(y)$ , e si valuti la frequenza naturale del sistema corrispondente a questo modo;
- Dai i dati della tab. 4.1 o dall'integrazione si determinino le masse effettive;
- Dalla masse effettive si ricavi il fattore di partecipazione C;
- Dallo spettro applicabile al caso in esame, si determini la pseudo accelerazione A, corrispondente alla frequenza naturale determinata nel passo precedente;
- Si ricavino ora le forze statiche equivalenti provocate dall'azione sismica, attraverso lo schema 1 o 2;
- Dopo aver ricavato le forze statiche esterne, quelle interne si calcolino con metodo standard. L'intensità del taglio massimo e del momento massimo alla base, sia includendo che escludendo gli effetti della pressione idrodinamica alla base, può essere determinata dalla tab. 4.2.

L'applicazione di questa procedura all'analisi di alcuni sistemi, ha rivelato che gli effetti sismici sui serbatoio con pareti flessibili, possono essere significativamente più grandi di quelli subiti invece da quelli considerati rigidi.

## 4.4. Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks [9]

### 4.4.1. Introduzione

I Danni provocati dai terremoti sui serbatoi di stoccaggio possono essere di diverso tipo, un troppo elevato sforzo assiale sulla pareti può causare il cosiddetto “elephant-foot”. Lo sloshing che interessa il liquido all’interno può danneggiare la copertura ed anche la sommità delle pareti. Stress troppo elevati in prossimità di alcuni ancoraggi della base può provocare la rottura delle pareti. Il taglio alla base può superare l’attrito col terreno causando lo scorrimento del serbatoio. Il sollevamento della base, nel caso di serbatoi non ancorati o parzialmente ancorati può portare al danneggiamento delle tubazioni di collegamento, le quali non sono progettate per sopportare spostamenti verticali troppo elevati.

Come visto dai primi studi analitici del problema (alcuni dei quali sono contenuti nei paper precedenti), hanno messo in evidenza come parte del liquido (quello più superficiale), si muovesse con un moto di sloshing caratterizzato da un periodo elevato, mentre il resto del fluido rimanesse collegato rigidamente al serbatoio.

Lo studio effettuato in questo lavoro affronta solo l’analisi elastica dei serbatoi completamente pieni, ancorati e poggianti su una fondazione rigida.

### 4.4.2. Metodo per l’analisi dinamica

L’analisi dinamica di un serbatoio riempito di liquido, può essere portata avanti, usando un modello equivalente ad un singolo grado di libertà (fig. 4.9), che rappresenti la porzione i modi di vibrare della porzione impulsiva e anche di quella convettiva. Per le applicazioni pratiche è sufficiente che sia considerato solo il primo modo di vibrare. Questo infatti è possibile perché nella maggior parte dei serbatoi (con  $0,3 < H/R < 3$ ), il primo modo di vibrare (comprendente quindi il primo della parte convettiva ed il primo di quelli impulsiva) presenta una porzione di massa partecipante pari al 85-98% della massa totale del liquido. Quindi i risultati ottenuti attraverso l’utilizzo solo del primo modo di vibrare, sono considerati soddisfacenti in molti casi.

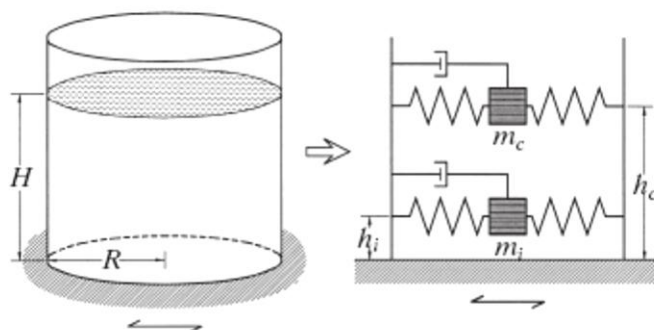


Fig. 4.9 – Serbatoio riempito di liquido, modellato attraverso un sistema generalizzato ad un singolo grado di libertà

### 4.4.3. Procedura semplificata per l'analisi sismica

La procedura presentata in questo lavoro si basa sul lavoro di Veletsos ed altri co-autori, con certe modifiche per rendere il tutto più semplice, in particolare queste semplificazioni includono:

- La rappresentazione del sistema fluido-serbatoio, solo attraverso il primo modo di vibrazione;
- La combinazione della massa impulsiva modale più alta con il primo modo impulsivo e la massa convettiva modale più alta con il primo modo convettivo;
- L'approssimazione delle altezze convettiva ed impulsiva, considerando gli effetti di ribaltamento dei modi più alti;
- Generalizzazione della formula per il calcolo del periodo impulsivo, in modo tale che possa essere applicata sia ai serbatoi di cemento sia a quelli d'acciaio.

#### 4.4.3.1. Proprietà del modello

Il periodo naturale della parte impulsiva ( $T_{imp}$ ) e di quella convettiva ( $T_{con}$ ) sono:

$$T_{imp} = C_i \frac{H\sqrt{\rho}}{\sqrt{h/r} \times \sqrt{E}}$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{r}$$

dove  $h$  è lo spessore equivalente uniforme della parete del serbatoio,  $\rho$  è la densità di massa del liquido ed  $E$  è il modulo di elasticità del materiale del serbatoio. I coefficienti  $C_i$  e  $C_c$  sono ottenuti dalla fig. 4.10 o dalla tab. 4.3. Il coefficiente  $C_i$  è adimensionale mentre  $C_c$  è espresso in  $s/\sqrt{m}$ .

Per i serbatoi con pareti di spessore non uniforme,  $h$  può essere calcolato attraverso una media pesata degli spessori dell'intera parte bagnata della parete, assegnando il peso più alto a quella più vicina alla base dove lo sforzo da sopportare è massimo.

Le masse della porzione impulsiva ( $m_i$ ) e di quella convettiva ( $m_c$ ) possono essere ottenute dalla fig 4.11 oppure dalla tabella 4.3.

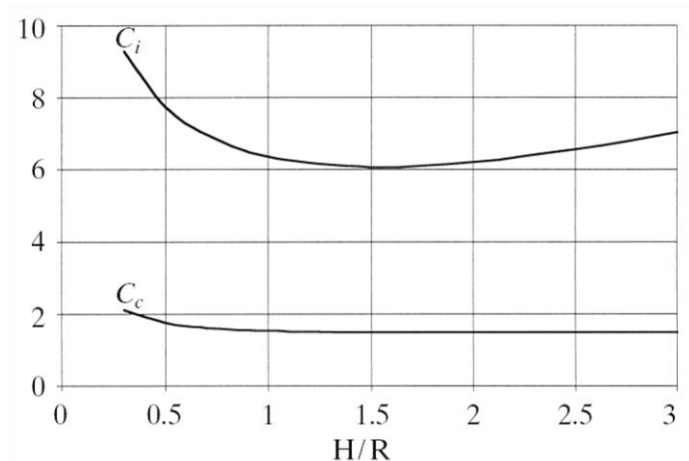


Fig. 4.10 – Coefficienti  $C_c$  e  $C_i$

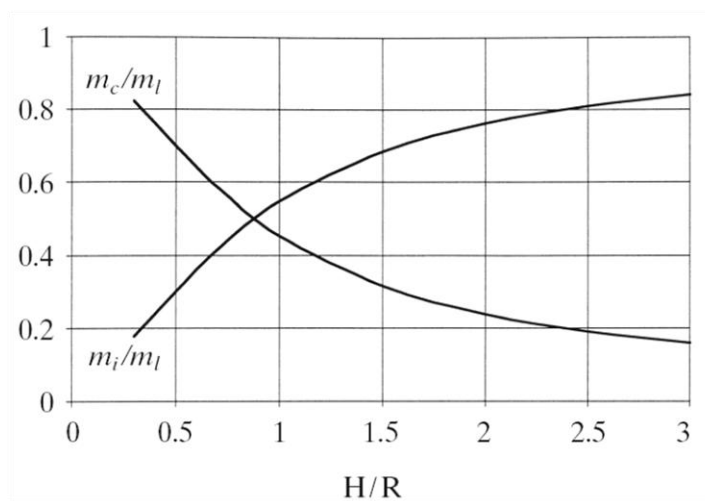


Fig. 4.11 – Masse impulsiva e convettiva come frazione di quella totale del liquido

$H/r$	$C_i$	$C_c$ [s/√m]	$m_i/m_l$	$m_c/m_l$	$h_i/H$	$h_c/H$	$h_i'/H$	$h_c'/H$
0.3	9.28	2.09	0.176	0.824	0.400	0.521	2.640	3.414
0.5	7.74	1.74	0.300	0.700	0.400	0.543	1.460	1.517
0.7	6.97	1.60	0.414	0.586	0.401	0.571	1.009	1.011
1.0	6.36	1.52	0.548	0.452	0.419	0.616	0.721	0.785
1.5	6.06	1.48	0.686	0.314	0.439	0.690	0.555	0.734
2.0	6.21	1.48	0.763	0.237	0.448	0.751	0.500	0.764
2.5	6.56	1.48	0.810	0.190	0.452	0.794	0.480	0.796
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.453	0.825	0.472	0.825

Tab. 4.3 – Valori raccomandati per il primo modo convettivo ed impulsivo come funzione del coefficiente  $H/R$



4.4.3.2. Risposta sismica

Il taglio totale alla base è dato da:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con})$$

dove  $m_w$  è la massa delle pareti del serbatoio,  $m_r$  è quella del tetto,  $S_e(T_{imp})$  l'accelerazione spettrale impulsiva (ottenuta da uno spettro di risposta elastico con smorzamento del 2% per serbatoi in acciaio o in cls precompresso, o da un altro spettro di risposta elastico smorzato al 5%), e  $S_e(T_{con})$  l'accelerazione spettrale convettiva (ottenuta solo da uno spettro di risposta elastico con smorzamento dello 0,5%).

Il momento ribaltante immediatamente al di sotto della piastra di base è dato da:

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con})$$

dove  $h_i$  ed  $h_c$  sono i centroidi delle pressioni idrodinamiche sulle pareti sia della parte impulsiva che convettiva (fig. 4.12 – Tab. 4.3), e  $h_w$  e  $h_r$  sono le altezze dei centri di gravità del serbatoio e della copertura, rispettivamente.

Il momento ribaltante immediatamente al di sotto della piastra di base è dipendente dalla pressione idrodinamica sia sulle pareti che sulla base. La sua formulazione è la seguente:

$$M' = (m_i h_i' + m_w h_w + m_r h_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c h_c' S_e(T_{con})$$

dove le altezze  $h_i'$  e  $h_c'$  sono state ottenute dalla fig. 4.12 oppure dalla tabella 4.3.

L'altezza dell'onda di sloshing sulla superficie libera del liquido, è data dall'equazione:

$$d = R \frac{S_e(T_{con})}{g}$$

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità.

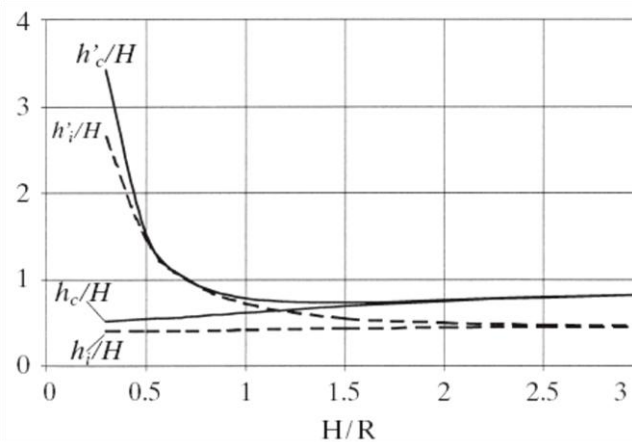


Fig. 4.12 – Altezze convettiva ed impulsiva come frazione dell'altezza totale del fluido nel serbatoio

#### 4.4.4. Osservazioni

In accordo con l'EC8 l'analisi deve considerare un comportamento elastico, ammettendo solo fenomeni locali non lineari che non influenzino la risposta globale, ed includendo la risposta idrodinamica del fluido. In particolare, si dovrebbero considerare la parte convettiva e quella impulsiva del movimento del fluido così come la deformazione del mantello del serbatoio a causa della pressione idrodinamica e quella dovuta agli effetti di interazione con la componente impulsiva. La procedura che è stata proposta soddisfa questi principi in un maniera semplice ed efficiente per la progettazione di serbatoi cilindrici a base fissa, tanto che è presente nell'EC8 come procedura semplificata utilizzabile.



## 5. PROGETTAZIONE DEI SERBATOI

Vengono in questo capitolo riportate alcune annotazioni relative all'analisi sismica di serbatoi metallici non ancorati, con particolare riferimento ai metodi semplificati proposti dalla normativa americana API 650 std. e dagli Eurocodici 8-4.

### 5.1. Entità dell'azione sismica , criteri di calcolo relativi alla API-650 std.

La normativa americana si pone come obiettivo la salvaguardia della vita umana e la prevenzione di conseguenze catastrofiche, per cui l'applicazione delle API 650 non garantisce di evitare il parziale danneggiamento dell'opera.

La parte delle API 650 legata alla progettazione sismica è costituita dall'APPENDICE E, ed è basata sulle tensioni ammissibili. Il metodo semplificato utilizzato è l'applicazione di forze statiche equivalenti al sisma di progetto; si tratta pertanto di una analisi di tipo statico equivalente, basata sugli spettri di risposta.

Data la notevole complessità del fenomeno, legata soprattutto alle numerose interazioni fra le varie parti del serbatoio, il fluido contenuto ed il terreno di fondazione, il modello di calcolo si rivela estremamente semplificato.

Il sistema al continuo viene riportato al discreto sintetizzando l'azione sismica in due contributi:

- Azione impulsiva, data dalla massa di liquido che si muove rigidamente con il mantello; questa azione presenta periodi di vibrazione piuttosto bassi e smorzamenti dell'ordine del 5%
- Azione convettiva (sloshing), associata al moto ondoso del liquido in superficie; questa azione ha periodi elevati e smorzamento ridotto allo 0,5%

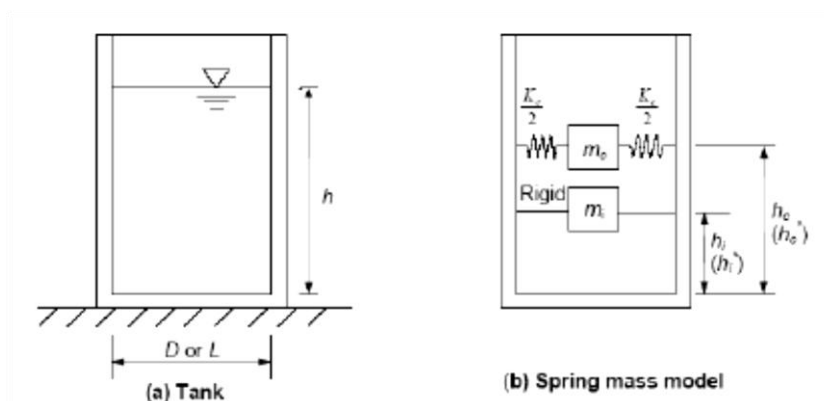


Fig. 5.1 – Modello del serbatoio per l'analisi sismica

Nello specifico i periodi di vibrazione sono così definiti dalla normativa:

$$T_i = \frac{1}{\sqrt{2000}} \frac{C_i H}{\sqrt{t_u/D}} \sqrt{\frac{\rho}{E}}$$

$$T_c = 1,8K_s \sqrt{D}$$

Dove:

$\rho$  è la densità del liquido contenuto

$t_u$  è lo spessore equivalente uniforme del mantello

$E$  è il valore del modulo elastico del materiale con cui è realizzato il serbatoio

I valori dei coefficienti  $C_i$  si ricavano dal grafico sottostante (fig. 5.2).

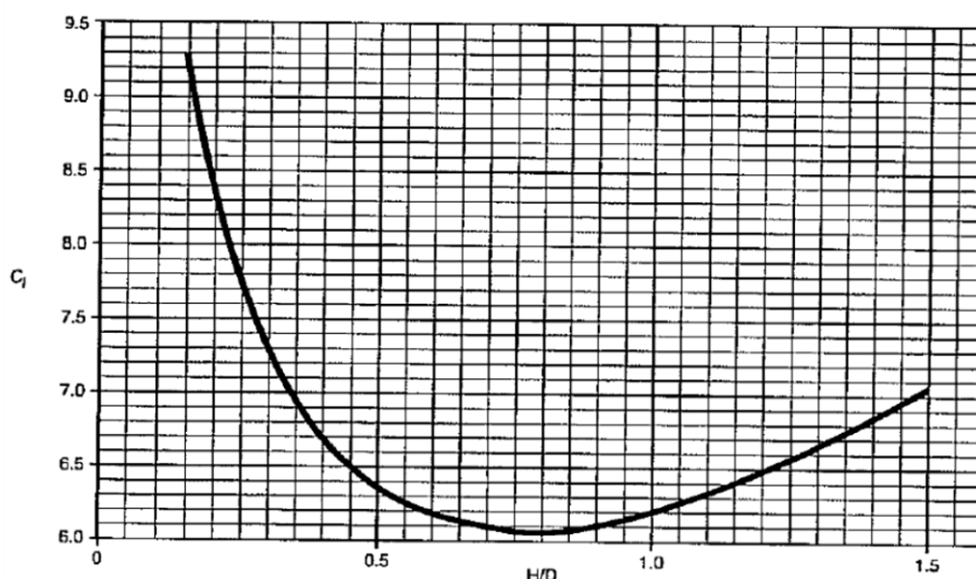


Fig. 5.2 – Grafico coefficienti  $C_i$  in funzione del rapporto  $H/D$

Mentre per il coefficiente  $K_s$  viene fornita la seguente formula

$$K_s = \frac{0,578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3,68H}{D}\right)}}$$

Ora, noti i periodi di ogni azione, si entra nello spettro di risposta elastico; si utilizza a riguardo quello fornito dalla normativa italiana NTC 2008 che, in funzione del sito dove sarà disposto il serbatoio, fornisce i valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ .

Si giunge pertanto, per mezzo di relazioni note, alla costruzione dello spettro di risposta elastico inserendo anche l'interazione data dal tipo di terreno per mezzo del valore  $S$ .

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

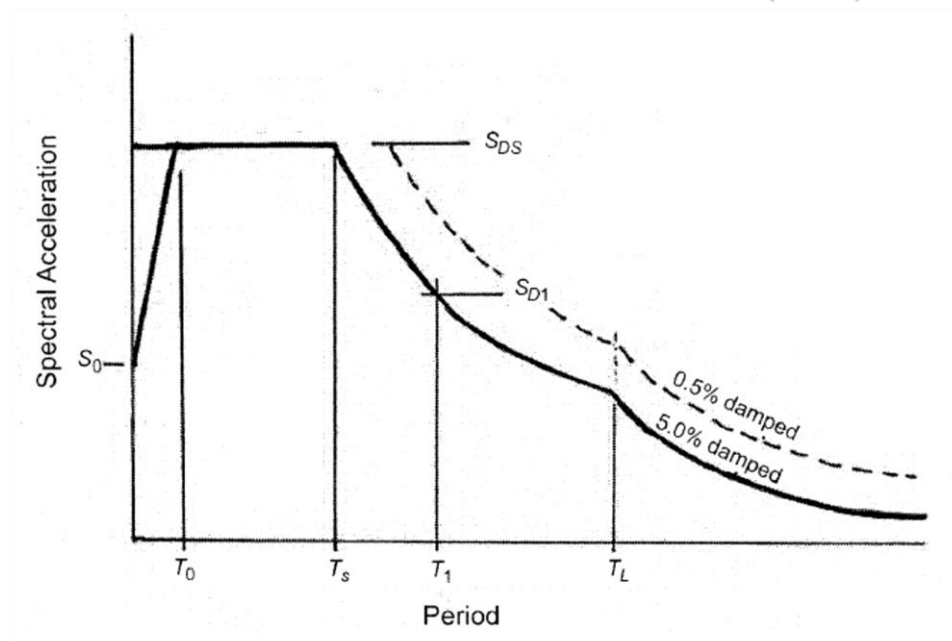


Fig. 5.3 – Spettro di risposta elastico in accelerazione

Si fa notare, come è evidente dallo spettro soprastante, che per l'azione di sloshing è necessario modificare il valore  $\eta$ , che risulterà diverso da 1, poiché non è legato ad uno smorzamento convenzionale del 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 0,5}} = 1,348$$

Lo spettro relativo all'azione convettiva va quindi traslato verso l'alto, incrementando così le accelerazioni del 35% circa. Questo effetto si vedrà essere poco rilevante, poiché tale azione presenta periodi elevati, e relative accelerazioni basse.

Una volta dedotta la pseudoaccelerazione elastica si passa a quella di progetto riducendone l'entità di un certo valore detto fattore di struttura. La norma americana consente di tenere conto di effetti di dissipazione energetica legati alla plasticizzazione dell'acciaio assegnando questi fattori di struttura:

- $q_i = 3,5$  per l'azione impulsiva

- $q_c = 2$  per quella convettiva

Anchorage system	$R_{wi}$ (impulsive)	$R_{wc}$ (convective)
Self-anchored	3.5	2
Mechanically-anchored	4	2

Tab. 5.1 – Fattori di modifica della risposta

Poiché l'accelerazione convettiva assume valori molto ridotti, la normativa fissa un valore minimo in  $S_{c,min}=0,1g$ .

Le accelerazioni ricavate vanno applicate alle masse partecipanti al relativo modo, queste ultime da ricavare attraverso le seguenti formule date direttamente dalla API 650:

- Modo impulsivo:

- se  $D/H > 1,33 \rightarrow$ 

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866\frac{D}{H}\right)}{0.866\frac{D}{H}} W_p$$

- se  $D/H < 1,33 \rightarrow$ 

$$W_i = \left[1.0 - 0.218\frac{D}{H}\right] W_p$$

- Modo convettivo:

- In tutti i casi  $\rightarrow$ 

$$W_c = 0,230 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3,67H}{D}\right) W_p$$

dove  $W_p$  è la massa totale del liquido contenuto.

In questo modo le forzanti sono determinate:

$$V_i = S_i (W_i + W_r + W_f)$$

$$V_c = S_c W_c$$

Dove :

$W_r$  è la massa della copertura

$W_f$  è la massa del mantello

Per ottenere il taglio totale dato dal sisma le due azioni vengono combinate con la regola SRSS (square root of the squares sum):

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

che coincide con il taglio alla base di progetto.

Per ottenere il momento alla base del mantello è necessario conoscere l'altezza di applicazione delle azioni, che la normativa consente di calcolare attraverso le seguenti formule:

- Modo impulsivo:

- se  $D/H > 1,33 \rightarrow X_i = 0.375 H$

- se  $D/H < 1,33 \rightarrow X_i = \left[ 0.5 - 0.094 \frac{D}{H} \right] H$

- Modo convettivo:

- In tutti i casi  $\rightarrow X_c = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)} \right] H$

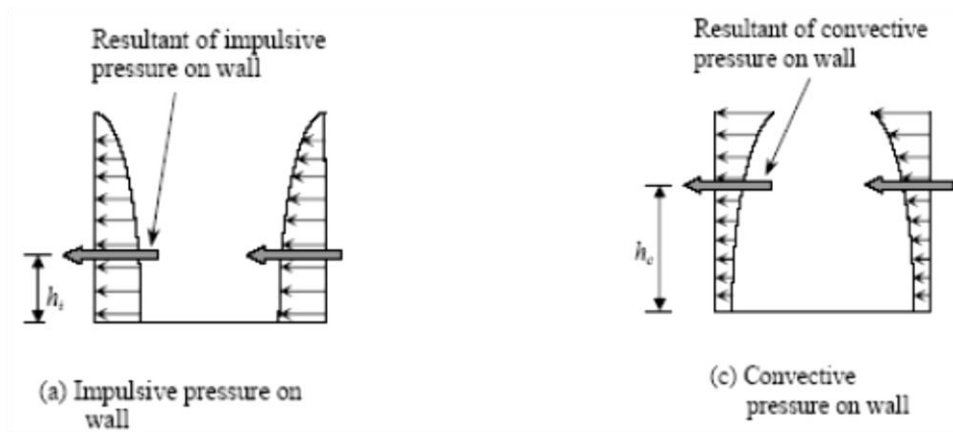


Fig. 5.4 – andamento spinta impulsiva e convettiva

Va notato come le azioni idrodinamiche non siano costanti al variare dell'angolo ma abbiano andamento legato al  $\cos\vartheta$

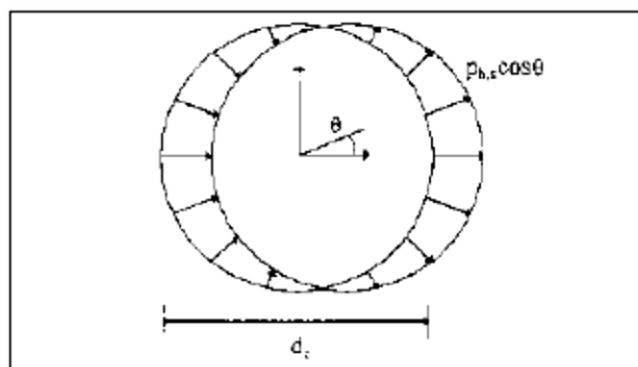


Fig. 5.5 – Distribuzione nella circonferenza delle pressioni sismiche

di conseguenza anche i momenti alla base avranno lo stesso andamento; tutte le formule esposte sono riferite alla sezione di momento massimo, rappresentata nella figura soprastante (fig. 5.4) come quella avente  $\vartheta=0$ . Verificata tale sezione, tutte le altre relative alla stessa virola sono



soddisfatte in automatico.

Ora si hanno tutti gli elementi per determinare il momento sollecitante alla base.

$$M = \sqrt{\left[ (w_i h_i + w_f h_f + w_r h_r) \cdot S_d(T_{imp}) \right]^2 + \left[ w_c h_c \cdot S_d(T_{conv}) \right]^2}$$

dove i bracci delle forze sono stati indicati con la lettera "h" anziché con la "X".

Infine, per quanto riguarda il fondo del serbatoio, costituito da una lamiera di spessore minore rispetto alla prima virola, il momento massimo sollecitante è dato dalla distribuzione delle pressioni idrodinamiche sulla parete sommata a quella agente direttamente sul fondo:

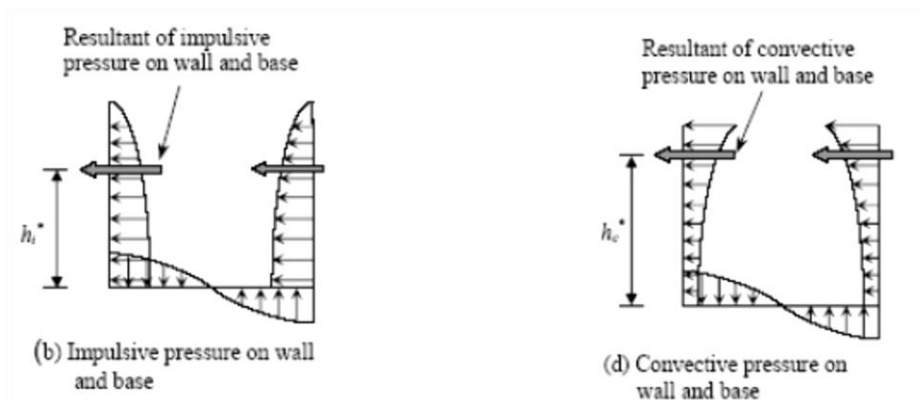


Fig. 5.6 - Andamento sul fondo delle pressioni

Le tensioni applicate sul fondo contribuiscono ad aumentare il momento sollecitante, il che viene recepito dalla norma come un innalzamento del braccio della forza agente sulla parete. I bracci da utilizzare nello specifico sono:

- Modo impulsivo:

· se  $D/H > 1,33 \rightarrow$

$$X_{is} = 0.375 \left[ 1.0 + 1.333 \left( \frac{0.866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)} - 1.0 \right) \right] H$$

· se  $D/H < 1,33 \rightarrow$

$$X_{is} = \left[ 0.500 + 0.060 \frac{D}{H} \right] H$$

- Modo convettivo:

· In tutti i casi  $\rightarrow$

$$X_{cs} = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)} \right] H$$

Per cui le verifiche riguardanti il fondo del serbatoio o le fondazioni vanno condotte con il seguente momento sollecitante:

$$M' = \sqrt{\left[ (w_i h_i' + w_f h_f' + w_r h_r') \cdot S_d(T_{imp}) \right]^2 + \left[ w_c h_c' \cdot S_d(T_{conv}) \right]^2}$$

Dove si è sostituito  $X_{is}$  con  $h_i'$  e  $X_{cs}$  con  $h_c'$ .

Nell'appendice E sono inoltre graficate per una maggior semplicità di calcolo, le funzioni relative alle masse partecipanti e quelle dei bracci delle forze sismiche (in % rispetto al totale)

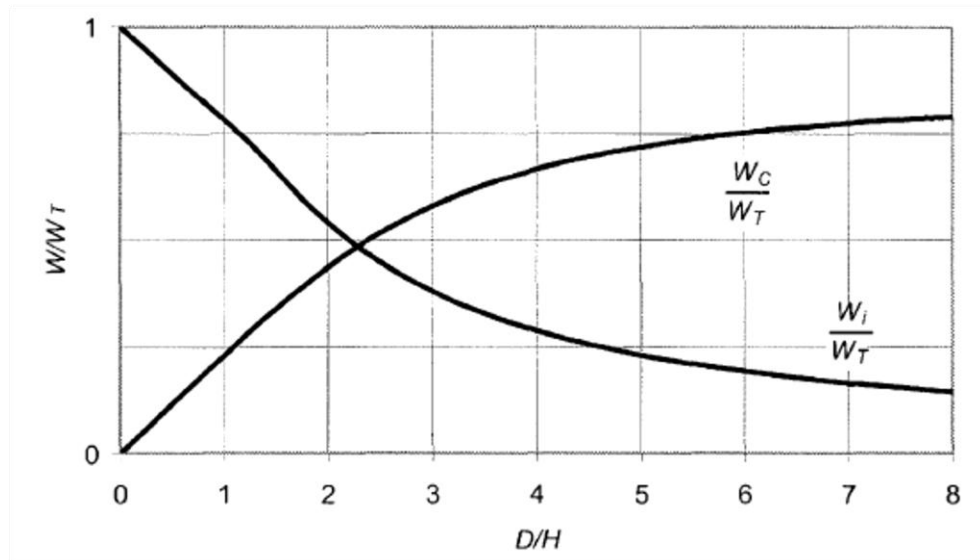


Fig. 5.7 – Grafico masse partecipanti

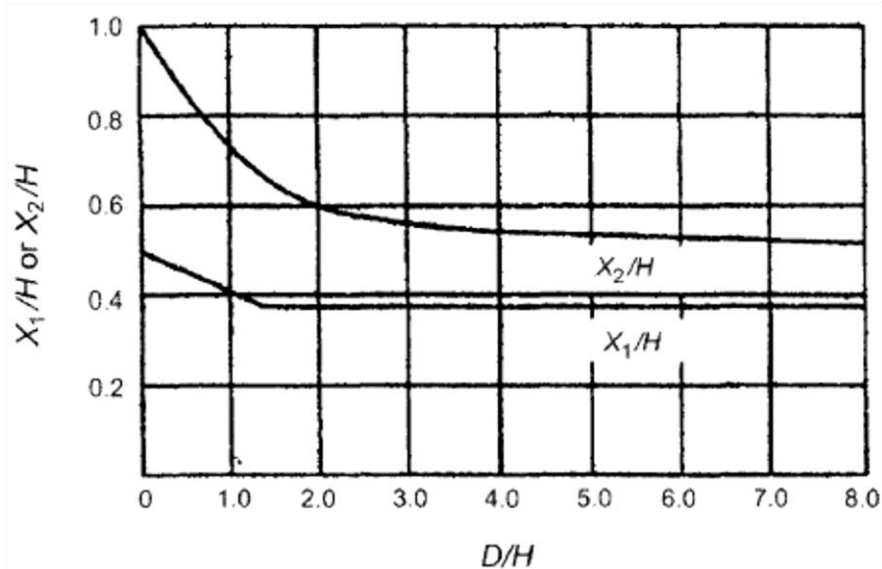


Fig. 5.8 – Grafico bracci di applicazione delle forze

Si nota immediatamente che per serbatoi molto alti ( $D/H$  piccolo) la maggior parte del moto del liquido è di tipo impulsivo, al limite per un serbatoio indefinitamente alto si ha il 100% di massa totale coinvolta nel moto impulsivo. Conseguenza di ciò è l'innalzamento dei bracci delle azioni, che invece oltre il valore  $D/H=1,33$  risultano pressoché costanti (in % rispetto all'altezza totale).

Si può concludere quindi che per serbatoi di grande raggio rispetto l'altezza l'azione di sloshing

coinvolge gran parte del liquido producendo un rilevante moto ondoso; viceversa per serbatoi alti è il moto impulsivo a prendere il sopravvento, lasciando al moto convettivo una piccola porzione in superficie.

La classificazione geometrica appena descritta suddivide in due macrocategorie le tipologie di serbatoi metallici, aventi sollecitazioni di entità diverse legate alla diversa % di masse partecipanti ad ogni moto, nonché ai diversi centri di applicazione delle forze derivanti, al diverso smorzamento e anche al diverso periodo delle forme modali, che nello spettro significa diverse accelerazioni.

Note ora le sollecitazioni indotte dal sisma di progetto nel serbatoio di interesse, si procede alla determinazione del comportamento strutturale nonché al calcolo delle tensioni indotte da tali risultanti.

## 5.2. Basi teoriche del comportamento sismico secondo la api 650

### 5.2.1. Serbatoi non ancorati

Nella costruzione dei serbatoi metallici di stoccaggio liquidi è prassi comune non ancorare il fondo della struttura alle fondazioni, in questo modo però a seguito di una azione sismica rilevante, l'intensità delle forze inerziali dovute alle pressioni idrodinamiche può raggiungere valori anche confrontabili con il peso del liquido contenuto; per contro il momento ribaltante ad esse associato è contrastato solo dal peso della parete e dal peso della copertura nei serbatoi a tetto fisso.

Ne consegue sovente il sollevamento del fondo metallico lungo un tratto più o meno esteso del perimetro per una ristretta fascia posta a ridosso della parete ove il peso del liquido che insiste sulla parte sollevata fornisce un momento stabilizzante supplementare.

Spesso per stabilizzare il momento ribaltante è necessario il sollevamento di una parte rilevante di fondo; in questo modo nella parte che rimane a contatto con la fondazione si ha una concentrazione di tensioni che può portare ad instabilità.

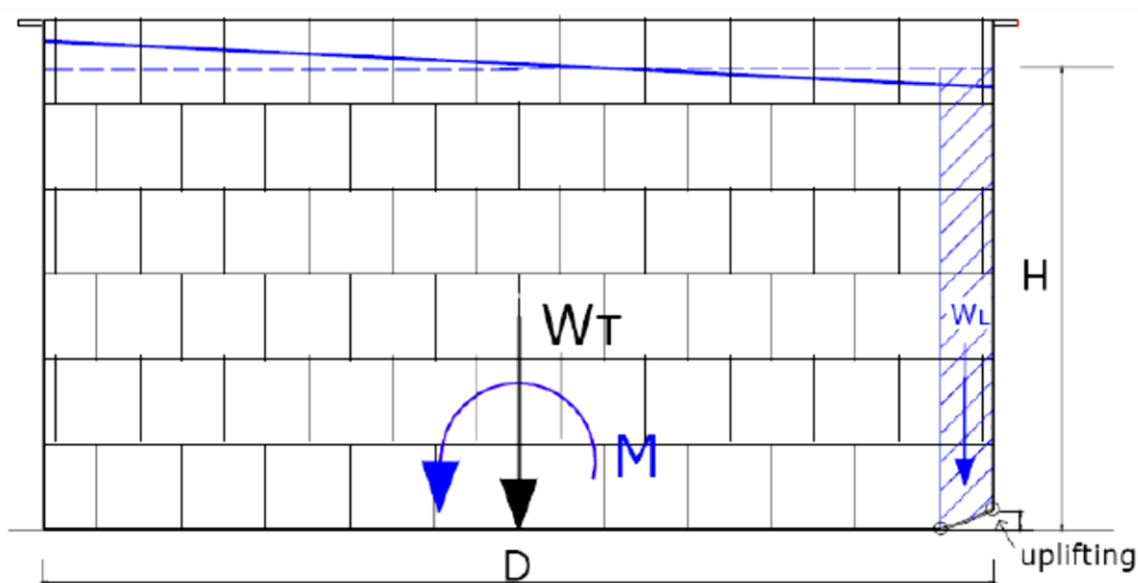


Fig. 5.9 – Vista del serbatoio durante il sollevamento

### 5.2.1.1. Azioni equilibranti nella zona di distacco

Per definire il meccanismo resistente si ipotizza di prescindere dalle tensioni che si generano nel fondo metallico, inoltre si assume per lo stato limite ultimo che l'acciaio giunga a snervamento.

L'entità della forza stabilizzante, proporzionale alla porzione di fondo sollevato, è limitata dalla condizione di plasticizzazione della lamiera di base, che si manifesta con la formazione di due cerniere plastiche, una nel nodo di connessione con la parete, l'altra all'interno del tratto sollevato.

Infine nel punto di distacco la lamiera di fondo ha curvatura nulla e pertanto la sollecitazione flessionale si azzerava.

A seguito di tali ipotesi il meccanismo resistente è il seguente:

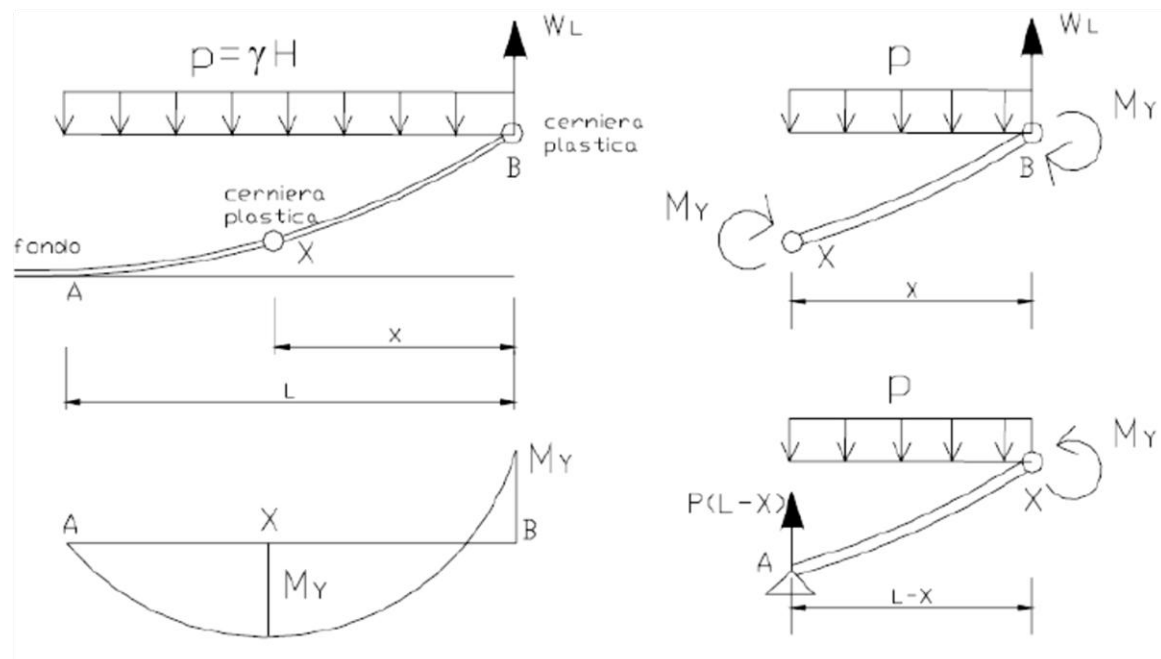


Fig. 5.10 – Modello per il calcolo del sollevamento

Considerando il tratto X-B, l'equilibrio alla rotazione fornisce

$$\frac{px^2}{2} - 2M_y = 0$$

da cui si deduce

$$x = \sqrt{\frac{4M_y}{p}}$$

si nota come la posizione della cerniera plastica dipenda dalla pressione idrostatica  $p = \gamma H$ , e dal momento di snervamento  $M_y = f_y W_p = f_y t_a^2 / 4$  (dove  $f_y$  è la tensione di snervamento dell'acciaio,  $W_p$  è il modulo resistente plastico, funzione di  $t_a$  spessore della lamiera anulare di base).

Sostituendo queste espressioni si ricava

$$x = \sqrt{\frac{f_y t_a^2}{\gamma H}}$$

Ora, considerando l'equilibrio alla traslazione verticale del tratto X-B, si scrive

- $w_L = px$   
 inserendo la reazione precedente  $\rightarrow w_L = t_a \sqrt{f_y \cdot \gamma \cdot H}$

che fornisce il peso di liquido che contribuisce a stabilizzare il serbatoio.

Nella formula soprastante, per coerenza delle unità di misura, tutti i componenti vanno espressi in N e m.

La normativa americana, poiché utilizza differenti unità di misura, fornisce la seguente formula

$$w_L = 99 t_a \sqrt{f_y H \gamma} \leq 201,1 H D \gamma$$

che, poiché  $t_a$  è in mm,  $f_y$  in MPa,  $\gamma$  in t/m<sup>3</sup>, coincide con quella sopra evidenziata.

Il limite posto in  $201,1 H D \gamma$  nasce dal fatto di voler limitare la porzione di fondo sollevata, come si vedrà nel seguito.

L'altro aspetto riguarda la lunghezza della zona distaccata, che si deduce dall'equilibrio alla rotazione del tratto A-X:

$$\frac{p(L - x^2)}{2} - M_y = 0$$

relazione che fornisce

$$L = 1,7 \cdot t_a \sqrt{\frac{f_y}{\gamma H}}$$

Le API 650 forniscono la seguente equazione per determinare L

$$L = 0,01723 \cdot t_a \sqrt{f_y / (H \gamma)}$$

che, relativamente alle già note unità di misura che la stessa impone di utilizzare, coincide con quella ricavata.

La norma inoltre definisce dei casi limite, infatti indica che, nel caso la lamiera anulare di fondo disposta sotto al mantello sia più spessa del resto del fondo, il valore di L non deve essere inferiore a 450mm, e comunque non superiore a 0,035D.

Inoltre, se nel calcolo di  $w_L$  si eccede il valore  $201,1 H D \gamma$ , il valore di L deve esser preso pari a 0,035D e  $w_L$  pari a  $201,1 H D \gamma$ .

Si può infatti dimostrare come questi ultimi due valori siano direttamente correlati, infatti ponendo

$w_L$  pari a  $201,1HD\gamma$  si ricava invertendo la formula il valore di  $t_a = \sqrt{f_y/(H_y)} = 2,01$ , da inserire nella formula di  $L$ , ottenendo il relativo valore, pari proprio a  $0,035D$ .

### 5.2.1.2. Sollecitazioni anulari di membrana

Data la geometria del problema, è immediato ricavare dalla distribuzione idrostatica di pressioni la sollecitazione normale di membrana.

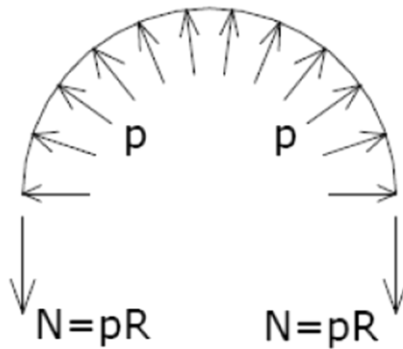


Fig. 5.11 – Pressioni idrostatiche e sollecitazioni di parallelo

Discorso a parte va fatto a riguardo delle sovrappressioni idrodinamiche generate dal sisma, le quali hanno andamento sinusoidale con  $\vartheta$  (vedi fig. 5.5)

Tale valore si combinerà di una quota parte impulsiva e di una convettiva; poiché i massimi delle due azioni non avvengono allo stesso istante, è lecito combinarli con la regola SRSS:

$$P_d = \sqrt{P_i^2 + P_c^2}$$

Una valutazione realistica è stata data da Medhat A. Haroun, il quale definisce trascurabile il contributo convettivo, mentre per la parte impulsiva esprime la seguente relazione:

$$P_i = q_0 \gamma H S_d (T_{imp})$$

fornendo il grafico da cui, dato il rapporto  $H/D$ , si ottiene il coefficiente  $q_0$ :

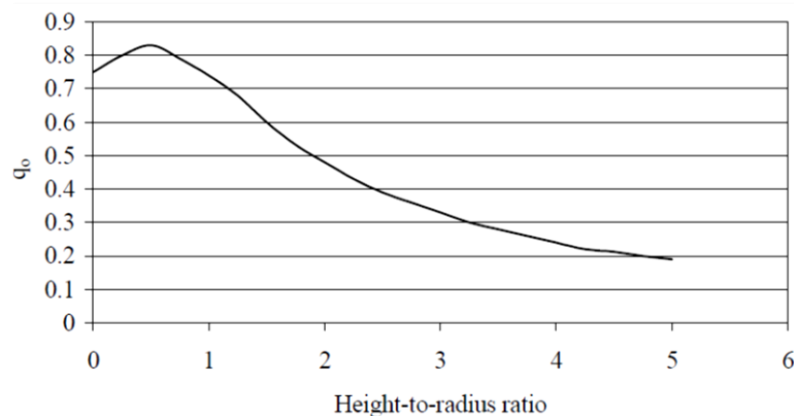


Fig.5.12 – Grafico del coefficiente  $q_0$

Si può notare come il rapporto H/D influenzi molto le pressioni idrodinamiche, poiché per serbatoi snelli (molto alti rispetto al raggio) le sovrappressioni sono deboli, mentre per serbatoi di ampio raggio assumono valori importanti.

Una volta noto il valore della pressione idrodinamica e la sua disposizione si procede alla valutazione delle azioni interne alla membrana. Tale calcolo risulta però assai complesso.

La normativa americana, per la determinazione delle sovrappressioni idrodinamiche generate dal sisma, fornisce varie formule tenendo conto del fattore di snellezza del serbatoio e differenziandole in base alla quota di calcolo rispetto al pelo libero (Y):

- Azione impulsiva:

- se  $D/H > 1,33$

$$N_i = 8.48 A_i G D H \left[ \frac{Y}{H} - 0.5 \left( \frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left( 0.866 \frac{D}{H} \right)$$

- se  $D/H < 1,33$  e  $Y < 0,75D$

$$N_i = 5.22 A_i G D^2 \left[ \frac{Y}{0.75D} - 0.5 \left( \frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right]$$

- se  $D/H < 1,33$  e  $Y > 0,75D$

$$N_i = 2.6 A_i G D^2$$

- Azione convettiva:

- In tutti i casi

$$N_c = \frac{1.85 A_c G D^2 \cosh \left[ \frac{3.68(H-Y)}{D} \right]}{\cosh \left[ \frac{3.68H}{D} \right]}$$

Ora note le sollecitazioni normali esegue la somma delle tensioni date dalla pressione idrostatica con quelle date dalle azioni dinamiche, combinate secondo la SRSS per i motivi già citati:

$$\sigma_T = \sigma_h + \sigma_s = \frac{N_h + \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t} = \frac{\gamma H R + \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t}$$

### 5.2.1.3.. Sollecitazioni nella zona perimetrale a contatto

Ora individuata la zona distaccata e l'entità della forza equilibrante è necessario individuare l'entità degli sforzi di compressione alla base della parete nelle zone rimaste a contatto con la fondazione.

Si ipotizza a questo proposito, in via semplificata, che in tutta la zona distaccata lo sforzo equilibrante dovuto al peso del liquido assuma il valore ricavato in precedenza essendo questo indipendente, nelle ipotesi assunte, dall'entità del sollevamento. Nel tratto compresso si assume invece una variazione lineare in funzione della distanza dall'asse neutro. Indicati pertanto con:

- $2\alpha$  = l'estensione angolare della zona sollevata
- $2\beta$  = l'estensione angolare della zona compressa

lo sforzo verticale alla base del serbatoio, per le ipotesi adottate, risulta variabile con legge:

$$N(\vartheta) = w_L - \Delta N(\vartheta) \quad \text{per } 0 < |\vartheta| < \beta$$

$$N(\vartheta) = w_L \quad \text{per } \beta < |\vartheta| < \pi$$

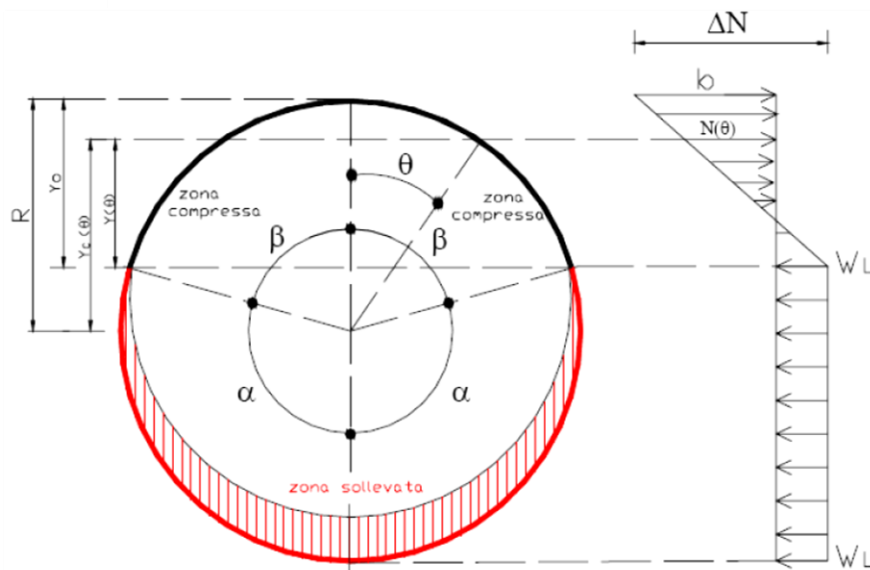


Fig. 5.13 – Distribuzione delle forze equilibranti lungo il mantello

dove

$$\Delta N(\vartheta) = \Delta N \cdot \frac{y(\vartheta)}{y_0} = (b + w_L) \frac{y(\vartheta)}{y_0}$$

b rappresenta il modulo dello sforzo massimo di compressione.

Valgono le seguenti relazioni geometriche:

$$y(\vartheta) = R(\cos \vartheta - \cos \beta) \quad y_0 = R(1 - \cos \beta)$$



da cui, essendo R il raggio del serbatoio, si ricava

$$\Delta N(\vartheta) = (b + w_L) \frac{(\cos \vartheta - \cos \beta)}{(1 - \cos \beta)}$$

Nel modello analizzato le incognite di nostro interesse sono quindi lo sforzo massimo di compressione (b) e l'estensione angolare ( $\beta$ ) della zona che rimane a contatto. Questi valori vengono dedotti dalle due equazioni di equilibrio di seguito analizzate:

- Per l'equilibrio alla traslazione verticale la risultante degli sforzi di meridiano alla base generata dall'azione sismica deve essere uguale e opposta a il peso della struttura, indicato con  $w_T$ , somma dei pesi di parete e copertura:

$$2\pi \cdot R \cdot w_T + 2 \int_0^\pi N(\vartheta) R d\vartheta = 0$$

che, espressa in funzione della semiampiezza angolare  $\beta$ , fornisce la I equazione risolvibile del sistema:

$$\frac{(b + w_L)}{(w_T + w_L)} = \frac{\pi(1 - \cos \beta)}{(\beta \cos \beta - \sin \beta)}$$

- Per l'equilibrio dei momenti attorno al centro del serbatoio si nota come il peso della struttura abbia braccio nullo, pertanto, indicando con M il momento ribaltante esterno, l'equilibrio si traduce nella seguente equazione:

$$M = 2 \int_0^\pi N(\vartheta) y_c(\vartheta) R d\vartheta$$

Pensando al diagramma degli sforzi normali come somma di una parte costante su tutto il perimetro (quindi a braccio nullo) pari a  $w_L$ , e del differenziale  $\Delta N(\vartheta)$ , la relazione precedente diventa:

$$M = 2 \int_0^\beta \Delta N(\vartheta) y_c(\vartheta) R d\vartheta$$

che, integrata, fornisce la II equazione risolvibile del sistema:

$$\frac{M}{D^2(w_T + w_L)} = \frac{\pi(\beta - \cos \beta \sin \beta)}{4(\beta \cos \beta - \sin \beta)}$$

Tale relazione completa il quadro delle sollecitazioni secondo la formulazione della API 650 std.

Assegnato quindi il momento esterno dato dal sisma e le caratteristiche geometriche del serbatoio, attraverso le formule esposte si perviene al valore di forza stabilizzante  $w_L$  e di angolo  $\beta$ .

A tale proposito risulta comodo definire un parametro caratteristico del comportamento strutturale chiamato J rapporto di ancoraggio, così definito:

$$J = \frac{M}{D^2 (w_T + w_L)}$$

Il valore che assume J discrimina tre tipologie di comportamento del serbatoio durante il terremoto:

- $J < \frac{\pi}{4}$  il perimetro risulta ovunque compresso
- $\frac{\pi}{4} < J < \frac{\pi}{2}$  si verifica il sollevamento (uplifting)
- $J > \frac{\pi}{2}$  il serbatoio deve essere ancorato.

Vengono di seguito riportati in tabella (e relativo grafico) i valori delle sollecitazioni adimensionali e dell'estensione delle zone di contatto, dedotti con i criteri sopra riportati.

$\alpha$ (°)	$\beta$ (°)	$M/D^2(w_T+w_L)$	$(b+w_L)/(w_T+w_L)$
0	180	0.785	2.000
15	165	0.808	2.031
30	150	0.866	2.118
45	135	0.945	2.260
60	120	1.038	2.463
75	105	1.136	2.746
90	90	1.234	3.142
105	75	1.326	3.713
120	60	1.409	4.587
135	45	1.477	6.064
150	30	1.528	9.042
165	15	1.560	18.02
180	0	1.572	$\infty$

Tab. 5.2 – Valori delle sollecitazioni adimensionalizzati

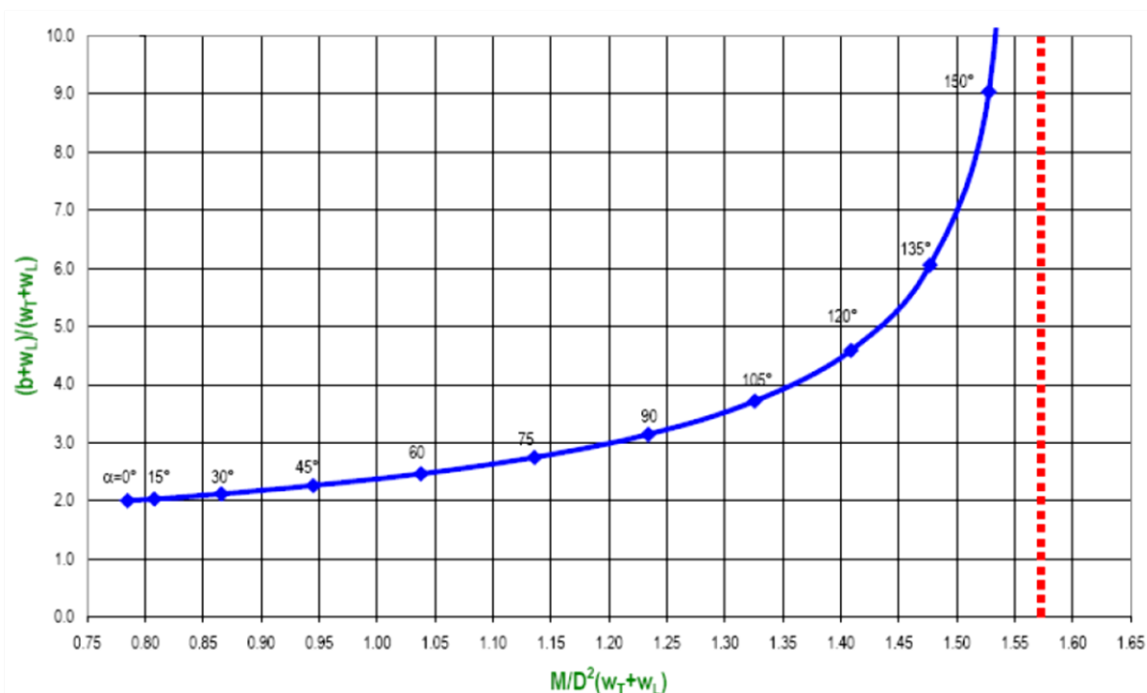


Fig. 5.14 – Sollecitazioni normalizzate per serbatoi non ancorati

La normativa a riguardo è estremamente sintetica, definendo una formula applicativa per definire la massima tensione verticale nella zona compressa, discriminando attraverso il rapporto J:

- Se  $J < 0,785$  (nessun sollevamento)

$$\sigma_c = \frac{w_t(1 + 0,4S_v)}{1000t_s} + \frac{1,273M}{D^2} \cdot \frac{1}{1000t_s}$$

formula che (depurata dal termine di accelerazione verticale) fornisce la tensione relativa ad una trave di forma circolare cava soggetta ad un carico assiale  $w_t$  (pesi propri) e ad un momento M dato dal sisma:

$$\sigma_c = \frac{w_t}{t_s} + \frac{M}{\frac{\pi D^2}{4}}$$

- Se  $J > 0,785$  (presenza di sollevamento)

$$\sigma_c = \left( \frac{w_t(1 + 0,4S_v) + w_L}{0,607 - 0,18667[J]^{2,3}} - w_L \right) \frac{1}{1000t_s}$$

formula che deriva dalle due equazioni risolventi, del sistema precedentemente esposte.

$$\frac{(b + w_L)}{(w_T + w_L)} = \frac{\pi(1 - \cos \beta)}{(\beta \cos \beta - \operatorname{sen} \beta)}$$

$$\frac{M}{D^2(w_T + w_L)} = \frac{\pi(\beta - \cos \beta \operatorname{sen} \beta)}{4(\beta \cos \beta - \operatorname{sen} \beta)}$$

(al solito depurando l'accelerazione verticale) manipolate in modo da avere una formula applicativa si fa notare come nel denominatore del primo termine sia racchiuso tutto il concetto dell'angolo  $\beta$ .

Una volta noti gli sforzi di compressione nella zona di contatto l'analisi prosegue con le verifiche di instabilità descritte nel seguito.

### 5.2.2. Serbatoi ancorati

Se le caratteristiche del serbatoio sono tali da non permettere la configurazione senza ancoraggio, è necessario andare a fissare il serbatoio realizzato alla fondazione sottostante attraverso un elemento meccanico quale bulloni o saldature.

Quando i serbatoi sono ancorati, il peso resistente del prodotto stoccato, non può essere considerato come riduzione per il calcolo dello sforzo di sollevamento sugli ancoraggi.

Questi elementi di collegamento possono essere dimensionati in modo tale da garantire almeno la seguente resistenza di ancoraggio:

$$w_{AB} = \left( \frac{1.273 M_{rw}}{D^2} - w_t(1 - 0.4A_v) \right)$$

sommata anche allo sforzo di sollevamento causato dalla pressione interna, in N/m (lbf/ft).

Per quanto riguarda le azioni orizzontali agenti sulla struttura, il carico dato dall'azione del vento non deve essere considerata nella combinazione sismica dei carichi.

Il sforzo sismico di progetto per l'ancoraggio è dato dalla seguente formula:

$$P_{AB} = w_{AB} \left( \frac{\pi D}{n_A} \right)$$

dove:

$n_A$  è il numero di ancoraggi egualmente spazati lungo la circonferenza del serbatoio.

Il valore così ricavato dovrà essere aumentato nel caso di elementi di ancoraggio non egual spazati.

Quando quindi si rendono necessari ancoraggi per la realizzazione del serbatoio, il metodo di fissaggio della struttura all'ancoraggio deve essere progettato, per resistere al carico  $P_A$ . Dove  $P_A$

non è altro che il valore minimo tra, il carico specifico moltiplicato per l'area di ancoraggio e tre volte lo sforzo  $P_{AB}$ .

Per quanto riguarda la massima tensione verticale agente nella zona compressa, la normativa americana, per i serbatoi ancorati, ne prevede la determinazione attraverso la seguente formula:

$$\sigma_c = \left( w_t(1 + 0.4A_v) + \frac{1.273M_{rv}}{D^2} \right) \frac{1}{1000t_s}$$

### 5.3. Entità dell'azione sismica, criteri di calcolo eurocodici EC8-4

Gli eurocodici, nello specifico quello riguardante la progettazione in zona sismica di serbatoi, silos e tubazioni, premettono che il problema dell'interazione fra struttura, liquido contenuto e terreno è di notevole complessità analitica, pertanto propone analisi di tipo semplificato. La norma raccomanda di utilizzare lo stesso livello di accuratezza in tutti i vari processi, poiché sarebbe inutile, per esempio, valutare accuratamente l'entità della pressione idrodinamica utilizzando poi un modello (per esempio agli elementi finiti) poco raffinato per valutare le tensioni circonferenziali. La sezione dell'EC8-4 legata alla progettazione sismica è costituita dall'ANNEX A, ed è basata sulle tensioni limite.

Una prima parte dell'appendice tratta l'azione sismica più in dettaglio, scomponendola nelle solite due azioni, poste come serie di Fourier e assegnandogli formule complesse. Tali formule risultano pertanto generali, consentendo di calcolare con precisione le azioni ad ogni quota del serbatoio.

Al paragrafo A.3.2.2. tuttavia è proposto anche un procedimento semplificato per il calcolo dell'azione sismica, analogo a quello descritto dalla API, basato su spettri di risposta elastici.

Il sistema al continuo viene riportato al discreto sintetizzando l'azione sismica nei soli due contributi:

- Azione impulsiva, data dalla massa di liquido che si muove rigidamente con il mantello; questa azione presenta periodi di vibrazione piuttosto bassi e smorzamenti dell'ordine del 5%
- Azione convettiva (sloshing), associata al moto ondoso del liquido in superficie; questa azione ha periodi elevati e smorzamento ridotto allo 0,5%

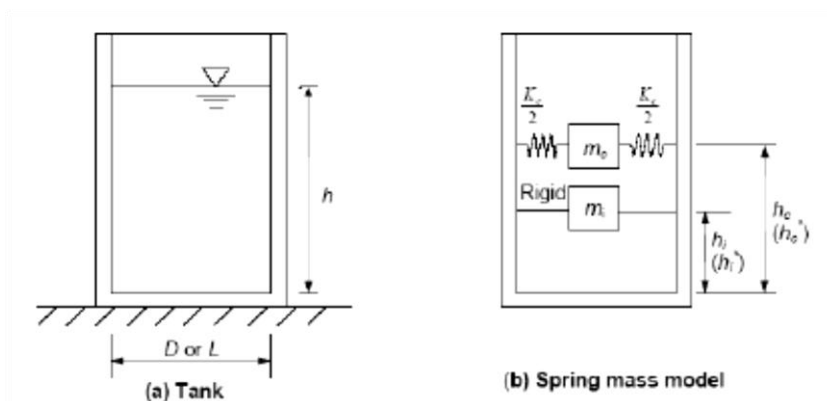


Fig. 5.15– Modello del serbatoio per l'analisi sismica

Nello specifico i periodi di vibrazione sono così definiti dalla normativa:

$$T_{imp} = \frac{C_i H}{\sqrt{s/R}} \sqrt{\frac{\rho}{E}}$$

$$T_c = C_c \sqrt{R}$$

Dove

$\rho$  è la densità del liquido contenuto

$s$  è lo spessore equivalente uniforme del mantello

$E$  è il modulo elastico dell'acciaio

I valori di  $C_i$  e  $C_c$  sono forniti nella tabella sottostante, riportante anche i valori normalizzati delle masse partecipanti e dei bracci delle relative forze

$H/R$	$C_i$	$C_c$ ( $s/m^{1/2}$ )	$m_v/m$	$m_c/m$	$h_v/H$	$h_c/H$	$h'_v/H$	$h'_c/H$
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Tab. 5.3 – Grandezze normalizzate in funzione del rapporto  $H/R$

Ora, noti i periodi di ogni azione, si entra nello spettro di risposta elastico; si utilizza a riguardo quello fornito dalla normativa italiana NTC 2008 che, in funzione del sito dove sarà disposto il serbatoio, fornisce i valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ .

Si giunge pertanto, per mezzo di relazioni note, alla costruzione dello spettro di risposta elastico inserendo anche l'interazione data dal tipo di terreno per mezzo del valore  $S$ .

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

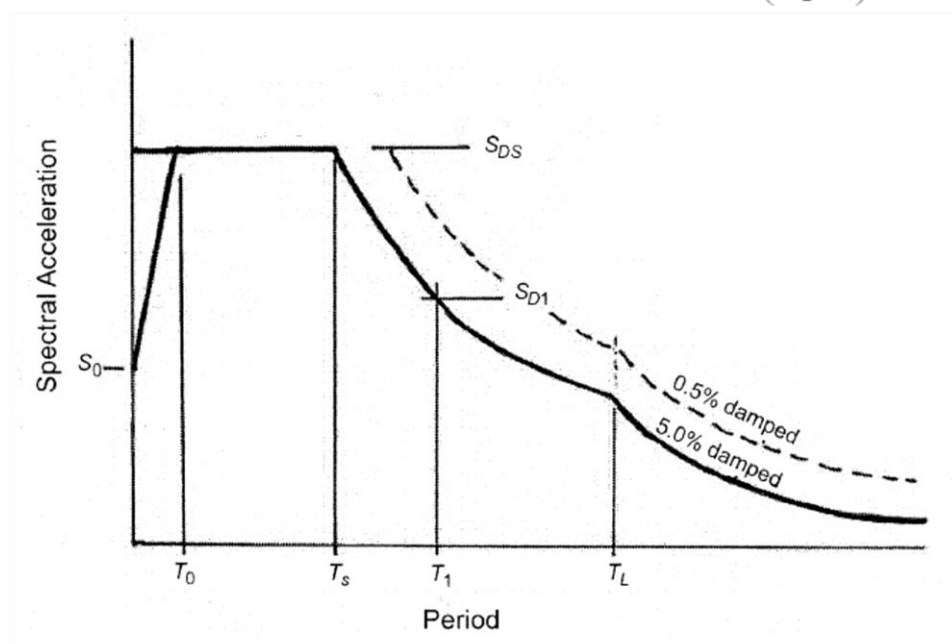


Fig. 5.16 – Spettro di risposta elastico in accelerazione

Si fa notare, come è evidente dallo spettro soprastante, che per l'azione di sloshing è necessario modificare il valore  $\eta$ , che risulterà diverso da 1, poiché non è legato ad uno smorzamento convenzionale del 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 0,5}} = 1,348$$

Una volta dedotta la pseudoaccelerazione elastica si passa a quella di progetto riducendone l'entità di un certo valore detto fattore di struttura. La norma europea fissa i valori già visti in precedenza:

- $q_i = 1,5$  per l'azione impulsiva
- $q_c = 1$  per quella convettiva

Le accelerazioni ricavate vanno applicate alle masse partecipanti al relativo modo, queste ultime

da ricavare dalla tabella riportata.

In questo modo il taglio totale alla base è determinato:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con})$$

dove

$m_r$  è la massa della copertura

$m_w$  è la massa del mantello

Si nota come la combinazione delle due azioni avvenga con una somma diretta, sicuramente a favore di sicurezza.

Per ottenere il momento alla base del mantello è necessario conoscere l'altezza di applicazione delle azioni, dedotta dalla tabella.

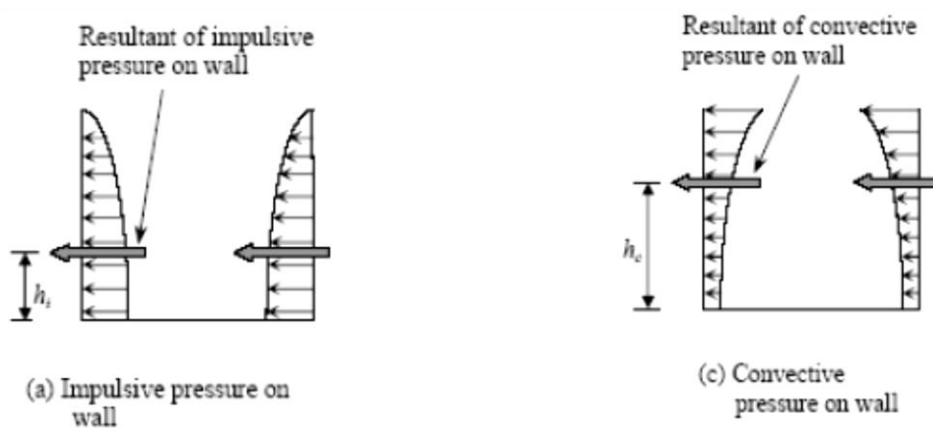


Fig. 5.17 – Andamento delle pressioni sismiche lungo l'altezza

Va notato come le azioni idrodinamiche non siano costanti al variare dell'angolo ma abbiano andamento legato a  $\cos\vartheta$ .

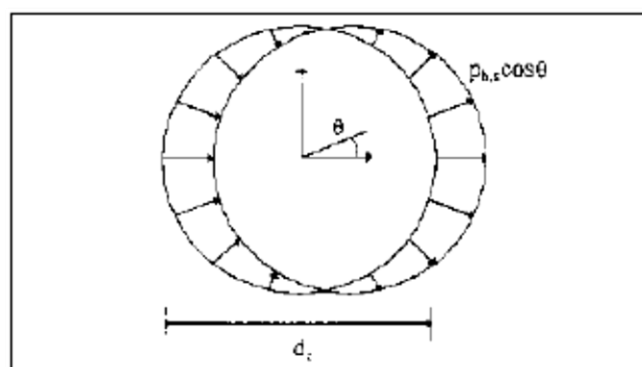


Fig. 5.18 – Andamento delle pressioni sismiche lungo la circonferenza

di conseguenza anche i momenti alla base avranno stesso andamento; tutte le formule esposte sono riferite alla sezione di momento massimo, rappresentata nella figura soprastante come quella avente  $\vartheta = 0$ .

Verificata tale sezione, tutte le altre relative alla stessa virola sono soddisfatte in automatico.



Ora si hanno tutti gli elementi per determinare il momento sollecitante alla base.

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) \cdot S_e(T_{imp}) + m_c h_c \cdot S_e(T_{con})$$

dove i bracci delle forze sono stati indicati con la lettera "h".

Infine, per quanto riguarda il fondo del serbatoio, costituito da una lamiera di spessore minore rispetto alla prima virola, il momento massimo sollecitante è dato dalla distribuzione delle pressioni idrodinamiche sulla parete sommata a quella agente direttamente sul fondo:

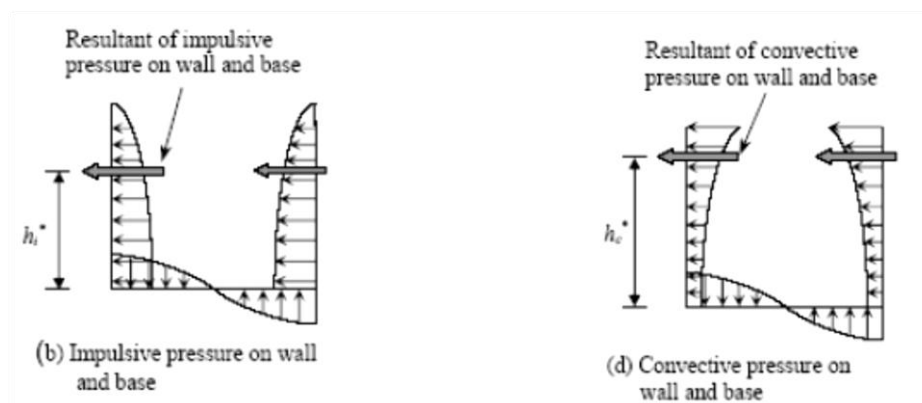


Fig. 5.19 – andamento delle pressioni sismiche sul fondo

Per cui le verifiche riguardanti il fondo del serbatoio o le fondazioni vanno condotte con il seguente momento sollecitante:

$$M' = (m_i h_i' + m_w h_w' + m_r h_r') \cdot S_e(T_{imp}) + m_c h_c' \cdot S_e(T_{conv})$$

Come si può notare, la combinazione delle azioni avviene per somma diretta; questa è una soluzione altamente a favore di sicurezza, poiché data la differenza sostanziale fra i periodi delle azioni (frazioni di secondo vs alcuni secondi) e data la breve durata dell'azione sismica, è lecito pensare che i massimi relativi ai due fenomeni non avverranno mai allo stesso istante.

Note ora le sollecitazioni indotte dal sisma di progetto nel serbatoio di interesse, si procede alla determinazione del comportamento strutturale nonché al calcolo delle tensioni indotte da tali risultanti.

## 5.4. Basi teoriche del comportamento sismico secondo gli eurocodici EC8-4

### 5.4.1. Serbatoi non ancorati

Il calcolo dell'azione sismica sopra riportato è stato effettuato per il caso di serbatoio cilindrico fissato alla base. Nei casi più comuni però si sceglie di non ancorare la base del serbatoio, consentendo il sollevamento di parte di esso sotto l'azione sismica per bilanciarne il momento destabilizzante. A causa della minore superficie di contatto, le compressioni nel mantello non sollevato aumentano così notevolmente, rischiando di instabilizzarlo.

#### 5.4.1.1. Azioni equilibranti nella zona di distacco

La norma europea non definisce direttamente l'entità del liquido sollevato  $W_L$ , ma al paragrafo A.9.2 fornisce un grafico per ricavare l'innalzamento massimo del bordo dell'opera, il quale è frutto di uno studio parametrico di diversi modelli agli elementi finiti relativi a serbatoi non ancorati di svariati rapporti  $H/R$ . Il grafico è però relativo a serbatoi con tetto fisso, pertanto il sollevamento stimato potrebbe essere sottovalutato nei casi di serbatoi aperti o a tetto mobile.

Al solito le curve sono in funzione del rapporto  $M/WH$  e ve ne sono per diversi valori di  $H/R$ ; il valore dedotto è un sollevamento normalizzato all'altezza totale  $w_{max}/H$ .

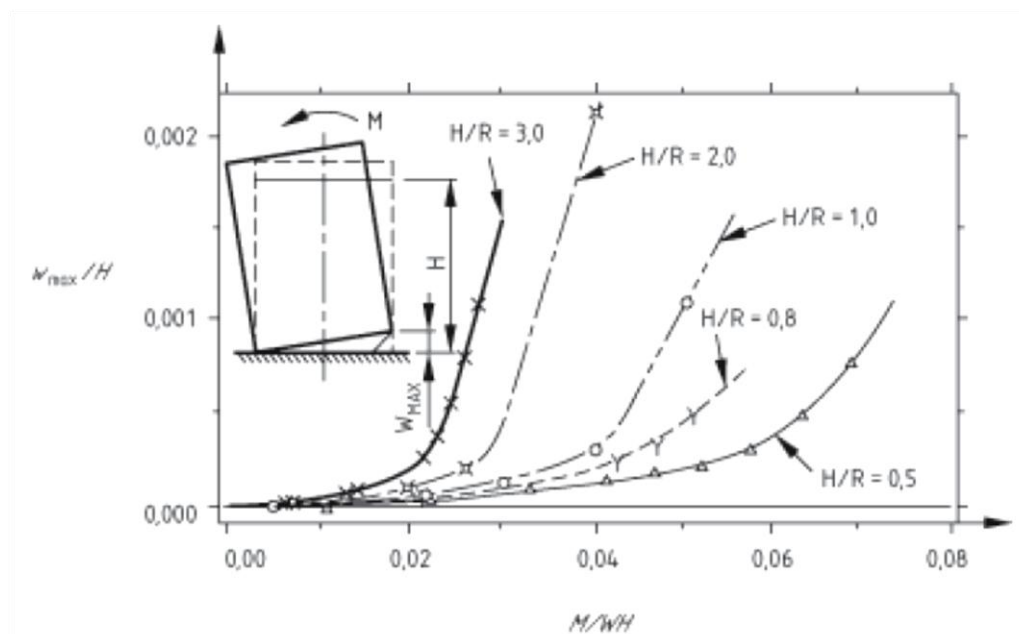


Fig. 5.20 – Entità del sollevamento del fondo

Ai fini della stima delle tensioni anulari, è necessario valutare la lunghezza di fondo sollevata ( $L$ ), funzione del valore  $w$  appena ricavato, e del solito rapporto geometrico  $H/R$ .

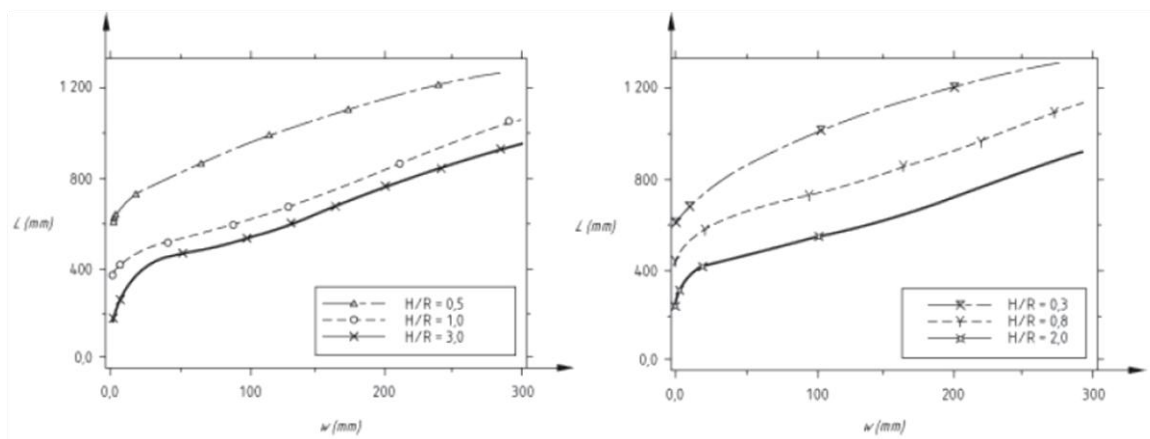


Fig. 5.21 – Lunghezza di sollevamento del fondo

Si può notare come, una volta avvenuto il sollevamento, la lunghezza di fondo sollevato ha andamento pressoché lineare con il valore di sollevamento del fondo  $w$ .

#### 5.4.1.2. Sollecitazioni anulari di membrana

Data la geometria del problema, è immediato ricavare dalla distribuzione idrostatica di pressioni la sollecitazione normale di membrana.

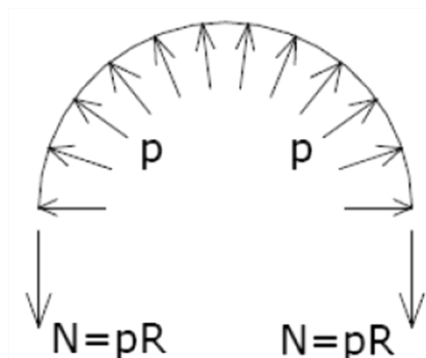


Fig. 5.22 – Pressioni idrostatiche e sollecitazioni di parallelo

Discorso a parte va fatto a riguardo delle sovrappressioni idrodinamiche generate dal sisma, le quali hanno andamento sinusoidale con  $\vartheta$  (vedi fig. 5.18).

La normativa a riguardo non fornisce formule esplicite, pertanto è necessario ricavare la tensione di parallelo a partire dal valore di pressione idrodinamica massima alla base, la quale si può ricavare dal primo paragrafo dell'ANNEX A, dove viene fornita l'espressione generale della pressione impulsiva (come si è già detto la parte convettiva è trascurabile):

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_g(t)$$

Dove

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n/\gamma)v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right)$$

con

$$v_n = \frac{2n+1}{2}\pi; \quad \gamma = H/R$$

I ed I' sono la funzione di Bessel e la sua derivata.

Mentre  $A_g(t)$  è l'accelerazione al suolo al generico istante t.

Assumendo l'accelerazione pari alla massima dedotta dallo spettro di risposta, considerando la sezione posta a  $\alpha=0$ , si massimizza la pressione idrodinamica.

Una buona valutazione della stessa pressione si può ottenere tramite la formula proposta da Haroun, che di seguito si riporta:

$$P_i = q_0 \gamma H S_d(T_{imp})$$

fornendo il grafico da cui, dato il rapporto H/D, si ottiene il coefficiente  $q_0$ :

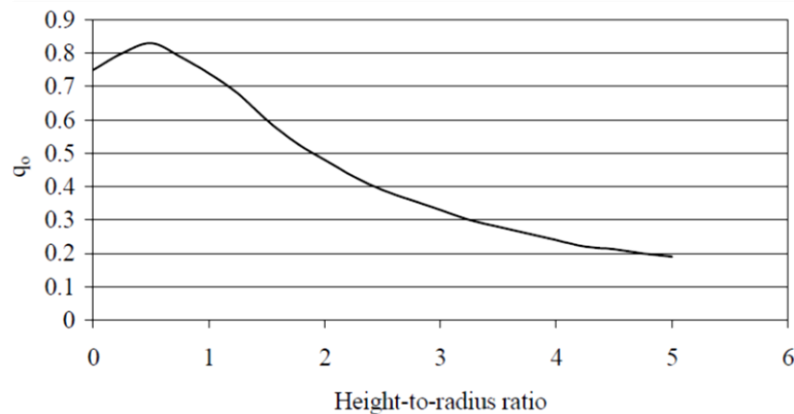


Fig. 5.23 – Grafico del coefficiente  $q_0$

Nota la pressione idrodinamica, si ricava la tensione anulare attraverso la solita formula

$$\sigma = \frac{P_i R}{s}$$

### 5.4.1.3. Sollecitazioni nella zona perimetrale a contatto

Al paragrafo A.9.2 viene fornito un grafico dal quale, in funzione del rapporto  $M/WH$  (momento dato dal sisma/peso totale x altezza) sono disegnate le curve che legano lo sforzo normale relativo ad un serbatoio non ancorato ( $N_u$ ) a quello dello stesso serbatoio nel caso fosse fissato alla base ( $N_a$ ), per diversi valori di  $H/R$ .

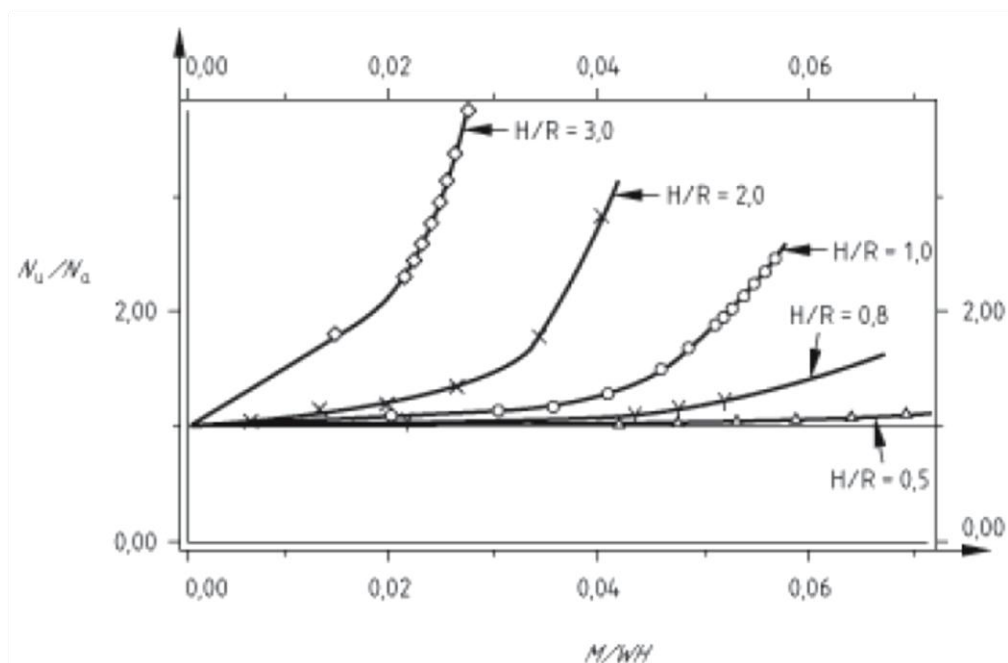


Fig. 5.24 – Sforzo di meridiano normalizzato

Si nota come all'aumentare della snellezza (data dal rapporto  $H/R$ ) del serbatoio, a parità di momento ribaltante, lo sforzo normale sia sempre più amplificato rispetto al caso di serbatoio ancorato. Questo poiché più è alto il serbatoio più è elevato il fenomeno di sollevamento, concentrando lo stesso peso su una porzione di mantello sempre più piccola, generando così inevitabilmente compressioni maggiori.

Si può pertanto concludere che gli eurocodici sono più dettagliati nel determinare l'azione sismica, fornendo anche una soluzione molto precisa in serie di Fourier, oltre ad una semplificata. Per quanto riguarda la parte legata al comportamento strutturale del serbatoio sotto l'azione sismica la norma fornisce grafici e formule abbastanza sintetici, che costituiscono una stima del valore cercato, rimandando a elaborazioni con software agli elementi finiti i calcoli più raffinati.

## 5.6. Verifiche sui serbatoi

Nei serbatoi metallici, l'azione sismica può portare a tipologie di crisi differenti da quelle per carichi statici; per questo motivo recentemente i codici in materia hanno iniziato a tenere in considerazione questi comportamenti che riducono sensibilmente la capacità portante di tali opere.

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

Queste modalità di crisi verranno trattate separatamente e, qualora vengano trattate da una normativa, si riporteranno le formule inerenti.

Va premesso che la API 650 basa le sue verifiche sul non superamento di determinati valori di tensioni e, più nello specifico, definisce dei valori ammissibili per la tensione di compressione longitudinale e per quella circonferenziale, senza accennare ai suddetti fenomeni di instabilità.

Per quanto riguarda gli eurocodici, vengono trattati separatamente instabilità elastica ed elastoplastica, tramite formule che mettono in relazione tensioni di meridiano e di parallelo.

### 5.6.1. Instabilità elastica

L'instabilità elastica è quella per la quale la lamiera (solitamente la virola di base) soggetta ad una compressione di meridiano, data dal peso proprio di mantello e tetto più l'incremento dato dall'azione sismica, instabilizza e giunge a crisi prima della rottura.

Medhat A. Haroun basa il suo studio sull'instabilità elastica sulla formula nota dell'instabilità euleriana

$$\sigma_{c1} = 0,6E \frac{t}{R}$$

legata allo schema strutturale di una trave di larghezza unitaria (meridiani) trattenuta da una serie continua di molle (rigidezze dei paralleli) sottoposta ad una compressione assiale.

Tale valore di tensione è però ideale; nella realtà il comportamento è influenzato dalla pressione interna, dalla variabilità spaziale delle tensioni e dalle imperfezioni geometriche. Queste ultime riducono ulteriormente la capacità della lamiera; la pressione interna, se contenuta, invece tende a migliorare le imperfezioni, facendo aumentare la tensione critica. Infine la variabilità spaziale delle tensioni riduce la probabilità di avere nello stesso punto la massima tensione di meridiano e di parallelo.

Tuttavia, ai fini della sicurezza, è bene abbattere il valore dell'instabilità euleriana di un consistente coefficiente di sicurezza, che Haroun suggerisce di valore 5.

Per le verifiche quindi si può utilizzare

$$f_{mb} = \sigma_{c1} / 5$$

Tuttavia 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 ed idrodinamiche.

Questa situazione è assai rara, pertanto le verifiche più gravose riguardano spesso l'instabilità elasto-plastica.

### 5.6.2. Instabilità elasto-plastica

Quando l'azione sismica è rilevante, è molto probabile che a compressioni assiali elevate siano associate anche tensioni di parallelo elevate, date dall'incremento idrodinamico delle pressioni del liquido.

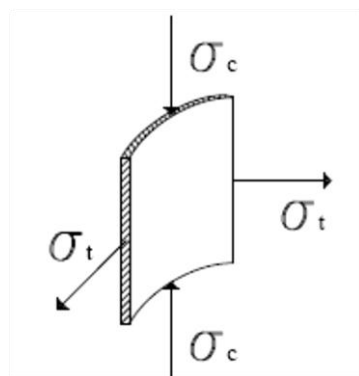


Fig. 5.25 – Stato biassiale di tensione del mantello

Questo fa sì che lo stato biassiale di tensioni porti la lamiera a snervamento, in questo modo la rigidità dei paralleli ad un incremento di tensioni è nulla, pertanto lo schema strutturale resistente ad un ulteriore incremento di carico verticale è costituito da una lamiera alta H e spessa pochi mm.

E' immediato dedurre come questa giunga immediatamente a crisi per instabilità.

Solitamente la distribuzione di tensioni di meridiano e di parallelo in un serbatoio metallico è la seguente

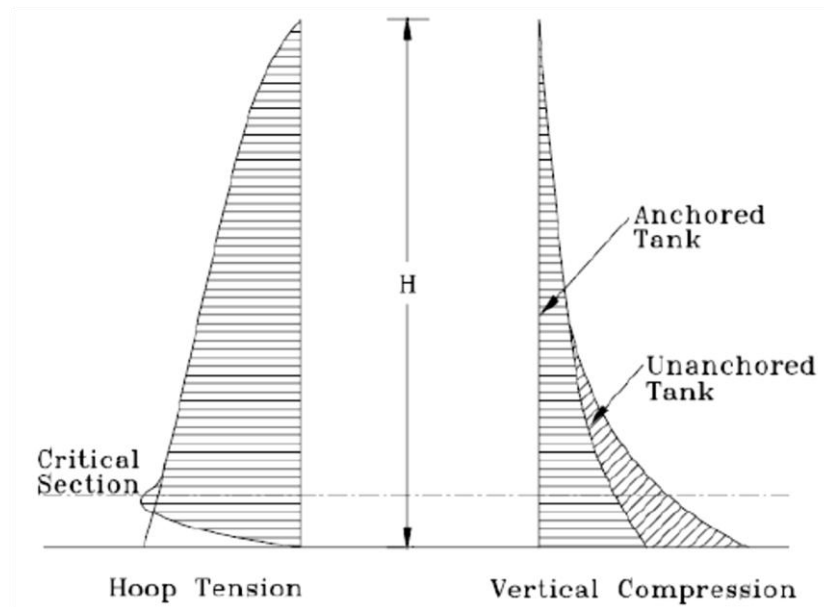


Fig. 5.26 – Tensioni di parallelo( $s_x$ ) e di meridiano( $d_x$ ) per serbatoi ancorati e non

Si nota come la situazione più critica riguardi la sezione delineata, solitamente disposta a circa 30cm dalla base.

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. 5.27 – Fotografia tipico "elephant foot bulge"



In materia, le New Zealand guidelines (Priestley, 1986), trattano l'instabilità elasto-plastica attraverso una riduzione quadratica della classica instabilità euleriana legata al valore  $(PR/tf_y)$ , dove P è la pressione interna somma della idrostatica e idrodinamica.

$$f_{pb} = \sigma_{cl} \left( 1 - \left( \frac{PR}{t \cdot f_y} \right)^2 \right)$$

Si può notare come la tensione indotta nei paralleli da questa pressione  $(PR/t)$  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.

La resistenza all'instabilità risulta tuttavia superiore a quanto indicato dalla teoria, poiché questa considera il caso di struttura esente da imperfezioni. Nella realtà le imperfezioni esistono e portano benefici riguardo la resistenza verso l'instabilità, anche dell'ordine di multipli di quella teorica.

### 5.6.3. Instabilità nelle normative

Soltanto di recente le normative hanno iniziato a tenere in considerazione gli aspetti di instabilità sopra descritti, in special modo quello più diffuso, ossia l'elephant foot buckling.

#### 5.6.3.1. API 650 sdt.

La norma statunitense non fa menzione di una o dell'altra forma di instabilità ma esegue semplicemente delle verifiche riguardanti le tensioni ammissibili di meridiano e di parallelo. Nello specifico, per quanto riguarda i meridiani, impone che la massima tensione di compressione generata dal peso proprio più il sisma, sia inferiore alla tensione sismica ammissibile  $F_c$ , della quale fornisce due formule, discriminando in due casi:

- Se  $(\gamma HD^2)/t^2 > 44$  (ricordare: t in mm, H e D in m,  $\gamma$  in  $t/m^3$ )

$$F_c = \frac{83t_s}{D}$$

- Se  $(\gamma HD^2)/t^2 < 44$

$$F_c = \frac{83t_s}{2,5D} + 7,5\sqrt{\gamma H} < 0,5f_y$$

La API 650 non specifica quindi alcun tipo di instabilità, ma si nota come questa formula rispecchi una verifica ad instabilità elastica, che inoltre tiene conto della pressione interna: se questa assume un valore sufficientemente alto (primo caso) i paralleli sono ben tesi, perciò offrono la loro resistenza massima, inoltre la pressione elevata impedisce di instabilizzare verso l'interno.

Se invece la pressione idrostatica rimane al di sotto di un certo valore (secondo caso) i paralleli non sono a livelli di tensione alti, ed inoltre sono ancora presenti le imperfezioni di costruzione,

pertanto la resistenza offerta è inferiore.

Analizzando il discriminante si possono fare i seguenti ragionamenti:

la formula  $(\gamma HD^2)/t^2$  deriva dal rapporto fra tensione di parallelo e tensione critica, infatti

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} = \frac{pR}{t} \cdot \frac{1}{0,6 \frac{Et}{R}} = \frac{\gamma HR^2}{0,6Et^2} \quad \rightarrow \text{con le unità di misura adottate dalle API diventa}$$

$$\rightarrow \frac{10^4 \gamma [t/mc] HR^2}{0,6 \cdot 10^6 (2 \cdot 10^5 [MPa]) \cdot 10^{-6} t^2 [mm^2]} = \frac{\gamma HD^2}{4 \cdot 0,6 \cdot 2t^2} \cdot \frac{1}{10} = \frac{\gamma HD^2}{t^2} \frac{1}{48}$$

$$\rightarrow \frac{\gamma HD^2}{t^2} = 48 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}}$$

Il discriminante è legato alla tensione anulare, e per la precisione identifica se questa ha raggiunto o meno livelli intorno alla tensione critica euleriana, con le conseguenze sopra descritte.

La prima formula della tensione ammissibile deriva direttamente dalla formula di  $\sigma_{c1}$ :

$$\sigma_{c1} = 0,6Et / R = 1,2 \frac{Et}{D} \quad \dots \rightarrow \dots \text{con le unità di misura adottate delle API}$$

$$\dots \rightarrow \dots \quad 1,2 \cdot \frac{2 \cdot 10^5 [MPa] \cdot 10^{-3} t [mm]}{D} = 240 \frac{t}{D}$$

valore che, diviso per il fattore di sicurezza adottato dalla norma (pari a 3) fornisce gli 83t/D della prima formula.

La seconda formula fornisce valori di tensione ammissibile inferiori alla prima, poiché la modesta pressione non porta tutti gli effetti benefici visti. Essa fissa un valore di base pari a 2/5 del precedente, che però può essere incrementato (seppure il contributo sarà piccolo) dal valore

$$7,5 \sqrt{\gamma H}.$$

Si dimostra come, per il campo di pressioni in cui la formula vale, la  $F_c$  massima che può fornire sia pari ad 83t/D:

$$F_c = \frac{83t}{2,5D} + 7,5 \sqrt{\gamma H} = \frac{83t_s}{D} \left[ \frac{1}{2,5} + \frac{7,5}{83} \sqrt{\frac{\gamma HD^2}{t^2}} \right]$$

si inserisce il valore massimo di  $(\gamma HD^2)/t^2$  per il campo selezionato, pari a 44, ottenendo:

$$F_{c,MAX} = \frac{83t_s}{D} \left[ \frac{1}{2,5} + \frac{7,5}{83} \sqrt{44} \right] = \frac{83t_s}{D}$$

Tuttavia la tensione ammissibile in questo secondo caso non deve superare la metà della tensione a snervamento ammissibile.

Poiché la verifica segue la teoria di una crisi in campo elastico, la normativa inoltre pone dei limiti anche per quanto riguarda la massima tensione di parallelo, per evitare l'instabilità elasto-plastica. Quest'ultima, somma della quota parte idrostatica più quella idrodinamica, non deve superare il minimo dei seguenti valori:

- Tensione ammissibile di progetto incrementata del 33%
- il 90% della tensione a snervamento, moltiplicata per il fattore di efficienza delle saldature  $E \leq 1$

Questo vincolo viene introdotto per evitare la plasticizzazione dei meridiani, che non fornirebbero più il contributo di resistenza, e favorirebbero l'instaurarsi dell'elephant foot buckling.

In definitiva la normativa americana mira ad evitare la crisi per instabilità elasto-plastica tenendo le tensioni di parallelo sufficientemente sotto alla soglia di snervamento.

In base al valore di pressione idrostatica, viene poi limitata la compressione di meridiano per scongiurare anche la crisi in campo elastico. Questo criterio però è molto approssimato poiché non è la tensione di meridiano o quella di parallelo che indipendentemente portano alla crisi elasto-plastica, quanto la combinazione delle due, che nel testo della norma non viene considerato, limitandosi a verificare separatamente le tensioni.

### 5.6.3.2. EC8 - 4

Per quanto riguarda gli Eurocodici questi propongono una trattazione più completa del problema dell'instabilità, definendo chiaramente le verifiche per i due singoli casi.

- Instabilità elastica

Questa modalità di crisi si osserva spesso dove vi è una riduzione sostanziale dello spessore del mantello in relazione allo spessore della base o in relazione alla pressione interna. Quest'ultima ha una azione stabilizzante, poiché (se limitata) tende a ridurre le imperfezioni; per questo motivo la verifica in questo caso viene associata al MINIMO valore di pressione idrodinamica (la idrostatica è costante) interna.

La verifica è posta in questi termini:

$$\sigma_m \leq 0,19\sigma_{c1} + 0,81\sigma_p$$

dove:

- $\sigma_m$  è la massima compressione di meridiano

- $\sigma_{c1} = 0,6 \frac{ES}{R}$  instabilità euleriana

- $$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{c1}$$

dove:

$$\bar{p} = \frac{pR}{s\sigma_{c1}} < 5$$

$$\text{Se } \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma\sigma_{c1}} \leq 2 \Rightarrow \sigma_0 = f_y \left(1 - \frac{\lambda^2}{4}\right)$$

$$\text{Se } \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma\sigma_{c1}} > 2 \Rightarrow \sigma_0 = \bar{\sigma} \sigma_{c1}$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24 \left(\frac{\delta}{s}\right) \left[ \left(1 + \frac{2}{1,24 \left(\frac{\delta}{s}\right)}\right)^{1/2} - 1 \right]$$

$\delta/s$  denota il rapporto fra la massima imperfezione geometrica rispetto allo spessore ed assume i seguenti valori:

$$\left(\frac{\delta}{s}\right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}}$$

dove il coefficiente  $a$  dipende dalla qualità dell'opera:

- $a = 1$  per costruzioni ordinarie
- $a = 1,5$  per opere di qualità
- $a = 2,5$  per opere di grande qualità

Dalla prima formula si deduce come la tensione limite verticale sia una percentuale della tensione ideale euleriana, composta da un 19% fisso e da un restante 81% che dipende da  $\sigma_p$ , a sua volta percentuale di  $\sigma_{c1}$

Si può notare dalle relazioni come la tensione limite sia influenzata da tre fattori:

- l'entità delle imperfezioni, che tende a ridurre lo sforzo massimo sopportabile
- la pressione interna, che riducendo le imperfezioni porta a una maggior capacità
- il gap fra tensione critica euleriana e tensione limite a snervamento.

Il valore massimo che può assumere  $\sigma_m$  è pari a  $\sigma_{c1}$  ; vediamo in quale situazione si ha tale valore:

Per avere il 100% di  $\sigma_{c1}$  è necessario che  $\sigma_p$  sia pari a  $\sigma_{c1}$ .

A sua volta  $\sigma_p$  dipende sostanzialmente da due fattori (i due termini fra parentesi tonda)

$$\left(1 - \frac{\bar{p}}{5}\right) \text{ e } \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{c1}}\right)$$

che devono essere nulli per massimizzare la tensione limite.

Il primo si annulla quando  $p = 5$  , ossia quando la tensione di parallelo indotta dalla pressione interna (la minima) è il quintuplo della tensione ideale critica euleriana.

Per annullare il secondo termine è necessario non avere imperfezioni ( $\sigma = 1$ ) ed inoltre il materiale deve avere una tensione limite di snervamento almeno doppia della critica euleriana.

La situazione sopra descritta è molto difficile da soddisfare, pertanto la tensione limite assumerà sempre valori inferiori a  $\sigma_{c1}$ .

- Instabilità elasto-plastica

Questa forma di instabilità accade spesso a causa dello stato biassiale di tensioni che si viene a creare alla base del serbatoio, composto da compressioni verticali e trazioni radiali; questa situazione genera il conosciuto “elephant foot bulge”.

La verifica va pertanto effettuata sulla prima virola a 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.

La verifica è rappresentata da questa formula:

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

dove

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

I tre termini racchiusi nelle parentesi sono quelli che influenzano il valore dello sforzo limite di compressione  $\sigma_m$ .

Il primo termine è legato alla pressione interna; poiché questa modalità di crisi avviene per elevati valori di tensione di parallelo (la lamiera deve snervare), la pressione interna non può più avere l'effetto benefico visto per l'instabilità elastica. Infatti in questo caso la pressione induce elevati valori di trazione di parallelo e, come si evince dalla formula, se raggiunge lo snervamento della lamiera si perde ogni capacità di portare carichi verticali ( $\sigma_m = 0$ ).

Inoltre la pressione deforma il mantello creando una ulteriore eccentricità del carico verticale, che porta anzi tempo alla crisi.

Per i motivi sopra elencati il valore di pressione da utilizzare nella verifica è quindi il massimo

derivante dalla somma di idrostatico e idrodinamico.

Il secondo termine è legato al fattore adimensionale  $r$ .

Il terzo ed ultimo termine deriva dal semplice fatto che la formula è tarata su un acciaio avente tensione a snervamento di 250MPa.

Gli Eurocodici sono quindi più completi dal punto di vista dell'instabilità, poiché calcolano le tensioni critiche relative ai due modi di crisi separatamente, e ovviamente sarà da verificare la più piccola delle due.

La normativa europea inoltre considera lo stato biassiale di tensioni presente alla base del mantello, e per questo fa interagire nelle verifiche di instabilità la tensione circonferenziale e la pressione di meridiano, poiché nella realtà la crisi non avviene per una singola tensione ma per l'interazione delle due.

Le API 650 sono di più semplice applicazione, e le formule che forniscono contengono già implicitamente i criteri visti; esse infatti forniscono due diverse formule in funzione del fattore  $\gamma HD^2/t^2$ , legato fortemente alla pressione interna, che si è visto come sia il discriminante fra l'uno o l'altro modo di crisi.

Pertanto si può pensare che le due formule fornite nella stessa verifica siano in realtà relative alle due forme di instabilità, delle quali viene così verificata soltanto quella che è nelle condizioni di presentarsi.

#### 5.6.4. Instabilità secondaria

Il progetto di serbatoi cilindrici di tipo metallico e non ancorati è, in generale, correlato alla ricerca dell'instabilità della struttura denominata "elephant foot buckling". Tuttavia, nelle attuali strutture di stoccaggio, questo effetto è rilevante nel caso siano presenti elevati valori di altezza del serbatoio (se rapportati al diametro), a cui si associano elevati valori di momento ribaltante.

Nei serbatoi di ampio diametro e altezza modesta appare un secondo effetto di instabilità, derivante dall'effetto di risucchio che le azioni sismiche producono sulla parete posteriore.

Questo effetto agisce principalmente nella zona sommitale della parete posteriore, ed è connesso al modesto spessore che le virole hanno in questa zona. Questo porta ad una tendenza da parte della parete ad instabilizzare, analogamente ad un cilindro soggetto a pressione esterna.



## 6. ESEMPIO NUMERICO DI CONFRONTO EC8 ED API 650

Viene di seguito eseguita la verifica di un serbatoio a seguito di un input sismico orizzontale.

L'analisi viene eseguita seguendo dapprima la teoria semplificata dei serbatoi cilindrici, dopodichè i risultati ottenuti verranno posti a confronto con le formule della normativa statunitense API 650 std. e degli eurocodici EC8-4.

### 6.1. Descrizione del serbatoio

Il serbatoio utilizzato per l'esempio è relativo ad un progetto gentilmente fornitoci dalla società Antea di Padova. Non è stato possibile risalire alla posizione dell'impianto all'interno del quale l'elemento è tuttora posizionato. Per quanto riguarda l'analisi da svolgere però questo non avrà un'importanza rilevante, in quanto quello che si vuole realizzare in questa sezione dell'elaborato è il confronto tra le due differenti normative viste in precedenza.

Le caratteristiche della struttura sono le seguenti:

- Raggio del serbatoio:  $R = 8 \text{ m}$
- Altezza del mantello:  $H = 10 \text{ m}$
- Capacità geometrica serbatoio =  $2010 \text{ m}^3$
- Capacità nominale =  $2000 \text{ m}^3$

Le misure e gli spessori dei singoli elementi sono:

<b>N° virola</b>	<b>Altezza virola [mm]</b>	<b>Spessore nominale [mm]</b>
Virola n° 1	2000	10
Virola n° 2	2000	8
Virola n° 3	2000	7
Virola n° 4	2000	6
Virola n° 5	2000	6

Tab. 6.1 – Misura e spessore varie virole costituenti il mantello

Spessore lamiera di fondo = 9 mm

Spessore trincarino = 9 mm

Larghezza trincarino  $\approx 750 \text{ mm}$

Modulo elastico acciaio  $E = 200 \text{ GPa}$

Tensione di snervamento  $f_y = 275 \text{ MPa}$

Peso specifico liquido (OLIO-COMBUSTIBILE)  $\gamma_l = 1 \text{ t/m}^3$

Ai fini dell'analisi sismica è necessario valutare lo spessore uniforme equivalente del mantello:

Spessore uniforme equivalente del mantello si calcola attraverso una media pesata, usando come pesi le distanze del punto medio delle singole virole dal pelo libero del fluido.



Per questo si ipotizza un grado di riempimento  $H_l/R$  pari allo 1, quindi essendo  $R = 8$  m l'altezza del liquido sarà,  $H_l = 8$  m.

Lo spessore equivalente uniforme del mantello = 8,91 mm

Il serbatoio di stoccaggio olio è di tipo metallico a tetto fisso (fig. 6.1), saldato ad una piastra di base (fig. 6.2, fig. 6.3) ancorata alle fondazioni, costituite da un anello sotto la parte più esterna del serbatoio (fig. 6.7).

Il mantello è composto da più corsi di lamiera (virole) aventi spessori decrescenti lungo l'elevazione (fig. 6.8).

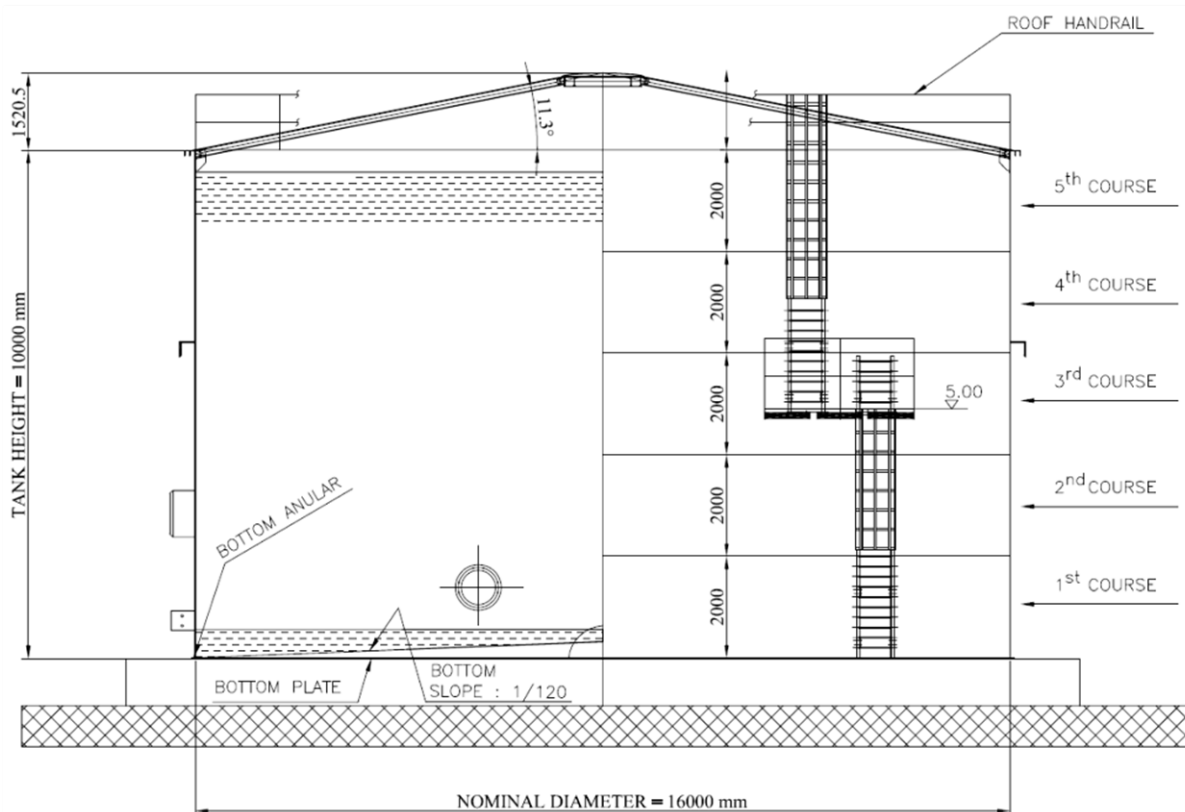


Fig. 6.1 – Sezione verticale del serbatoio

La piastra di fondo è composta da più lamiere, ed ha uno spessore uniforme su tutta la sua superficie anche se nella maggior parte dei casi il trincarino, la zona in corrispondenza del mantello, dovrebbe presentare uno spessore maggiore, per irrigidire la zona di base che eventualmente si solleverà durante il sisma.

In questo caso la zona di collegamento con il mantello si differenzia dalla porzione centrale, per la forma e la disposizione delle lamiere con cui è formata (fig. 6.2, fig. 6.3) e per il collegamento scelto tra una componente e l'altra (fig. 6.4, fig. 6.5).

In questo caso non è stato necessario andare ad aumentare lo spessore del trincarino in quanto il serbatoio preso come esempio è di tipo ancorato e quindi il rischio del sollevamento è già scongiurato dagli ancoraggi.

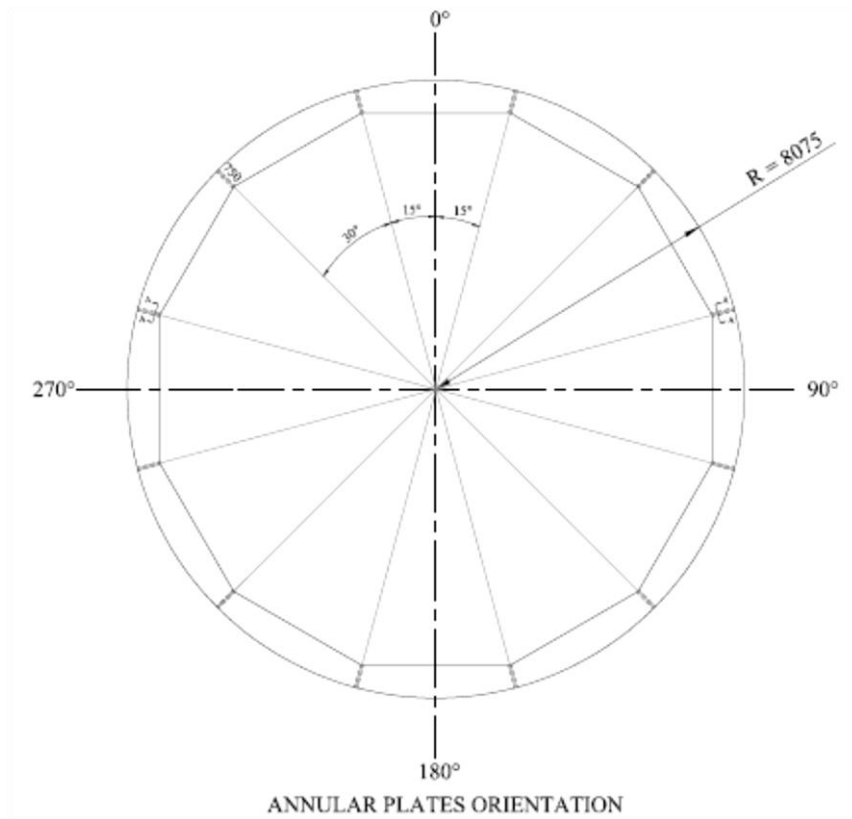


Fig.6.2 – Disposizione e forma lamiere anello più esterno piastra di base

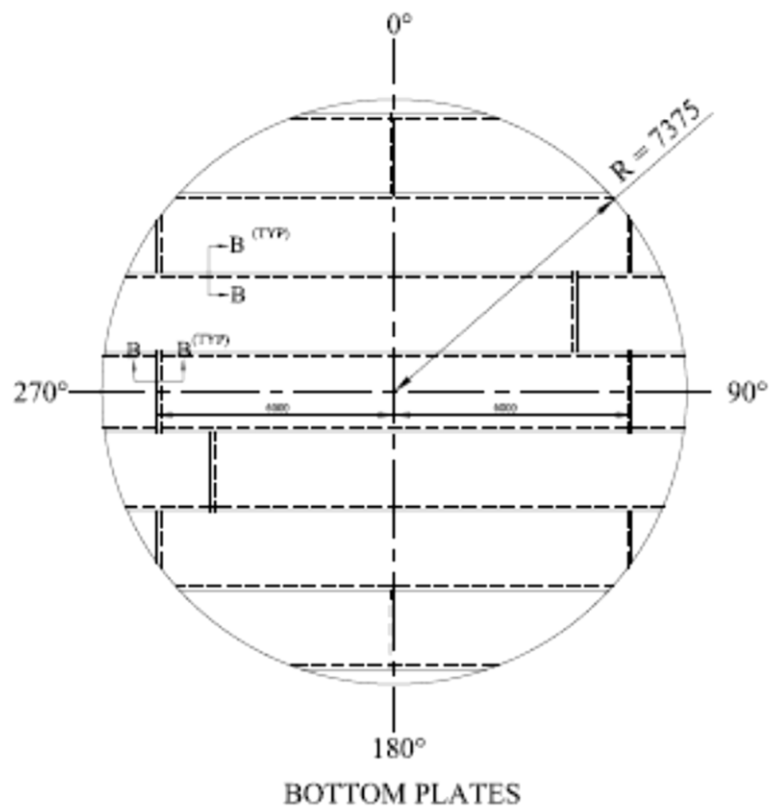


Fig. 6.3 – Disposizione e forma lamiere interne piastra di base

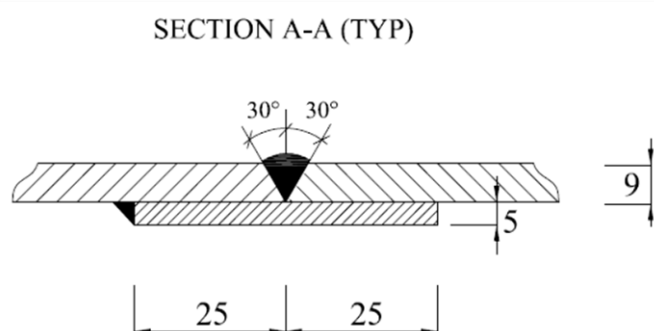


Fig. 6.4 – Sezione del collegamento tra una lamiera e l'altra nel trincarino

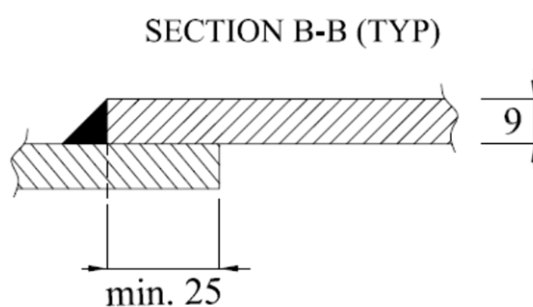


Fig. 6.5 – Sezione del collegamento tra due lamiere della piastra di base del serbatoio

Il trincarino, cioè l'anello più esterno della piastra di base su cui si imposta le pareti del serbatoio, è collegato al mantello e alla lamiera di fondo nel seguente modo (fig. 6.6):

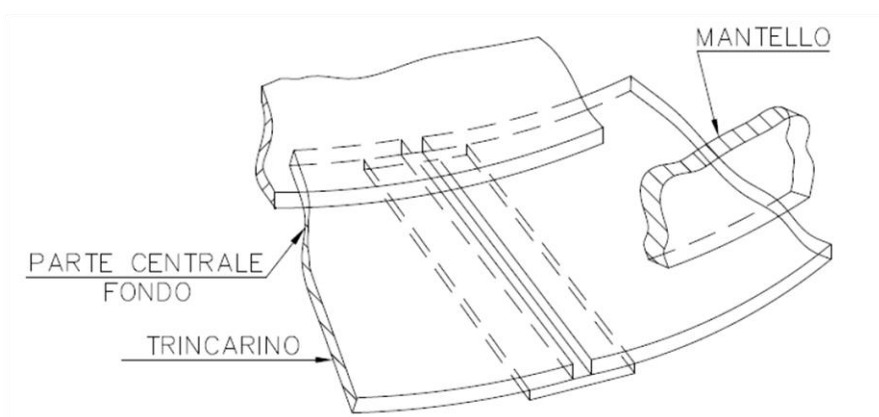


Fig. 6.6 – Vista 3D del collegamento mantello-trincarino-lamiera di fondo

Le lamiere di fondo, come visibile in fig. 6.6, sono saldate l'una con l'altra e ogni elemento è leggermente sovrapposto agli adiacenti per consentire una saldatura a cordoni d'angolo. In particolare questa sovrapposizione deve essere pari almeno a 25 mm.

Dalla sezione nella fig. 6.5 invece, si nota come le varie piastre che compongono il trincarino siano collegate fra loro con una saldatura di testa; il collegamento è irrigidito da una ulteriore piastra sottostante, saldata ad angolo con i due elementi da collegare.

Per quanto riguarda il mantello, come già detto, questo risulta composto, da cinque livelli di differenti spessori, uno sovrapposto all'altro. Il livello più basso è saldato al trincarino sottostante, attraverso due saldature al angolo, mentre il livello più alto, sono saldati dei profili al L di supporto alla copertura.

Di seguito si inserisce una sezione da terra a cielo del mantello, con indicazione precisa dei vari livelli di lamiera da cui è formato (fig. 6.8).

L'elemento di stoccaggio considerato è ancorato al terreno ed è quindi dotato di una fondazione, importante per il comportamento totale del serbatoio perché grazie al fissaggio a questa non ci sono problemi di sollevamento della base durante il sisma.

Si illustrano di seguito la costituzione e la tipologia della fondazione stessa (fig. 6.7).

L'elemento di collegamento è costituito da un tirafondo, annegato nella fondazione anulare in cls, costituito da una barra d'acciaio del diametro di 52 mm. Di questi elementi ne sono stati posizionati 38, lungo tutta la circonferenza del serbatoio ad una distanza l'uno dall'altro di 1323,5 mm (fig 6.9).

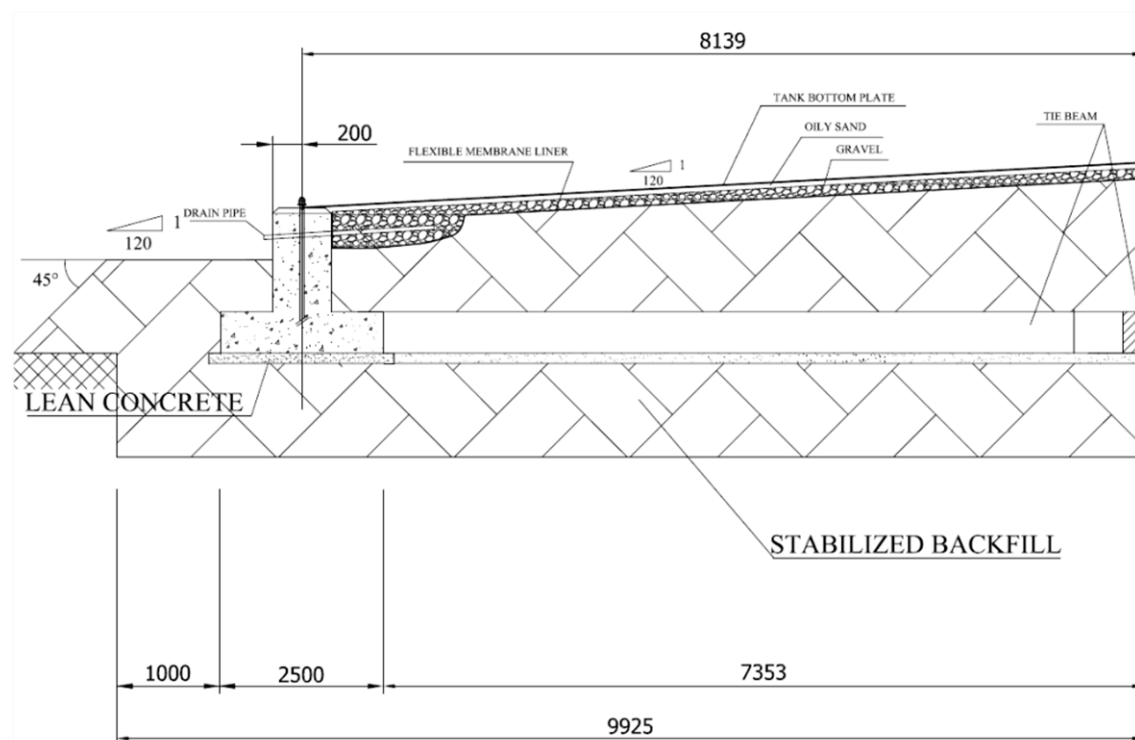


Fig. 6.7 – Sezione verticale della fondazione del serbatoio fino a mezzeria

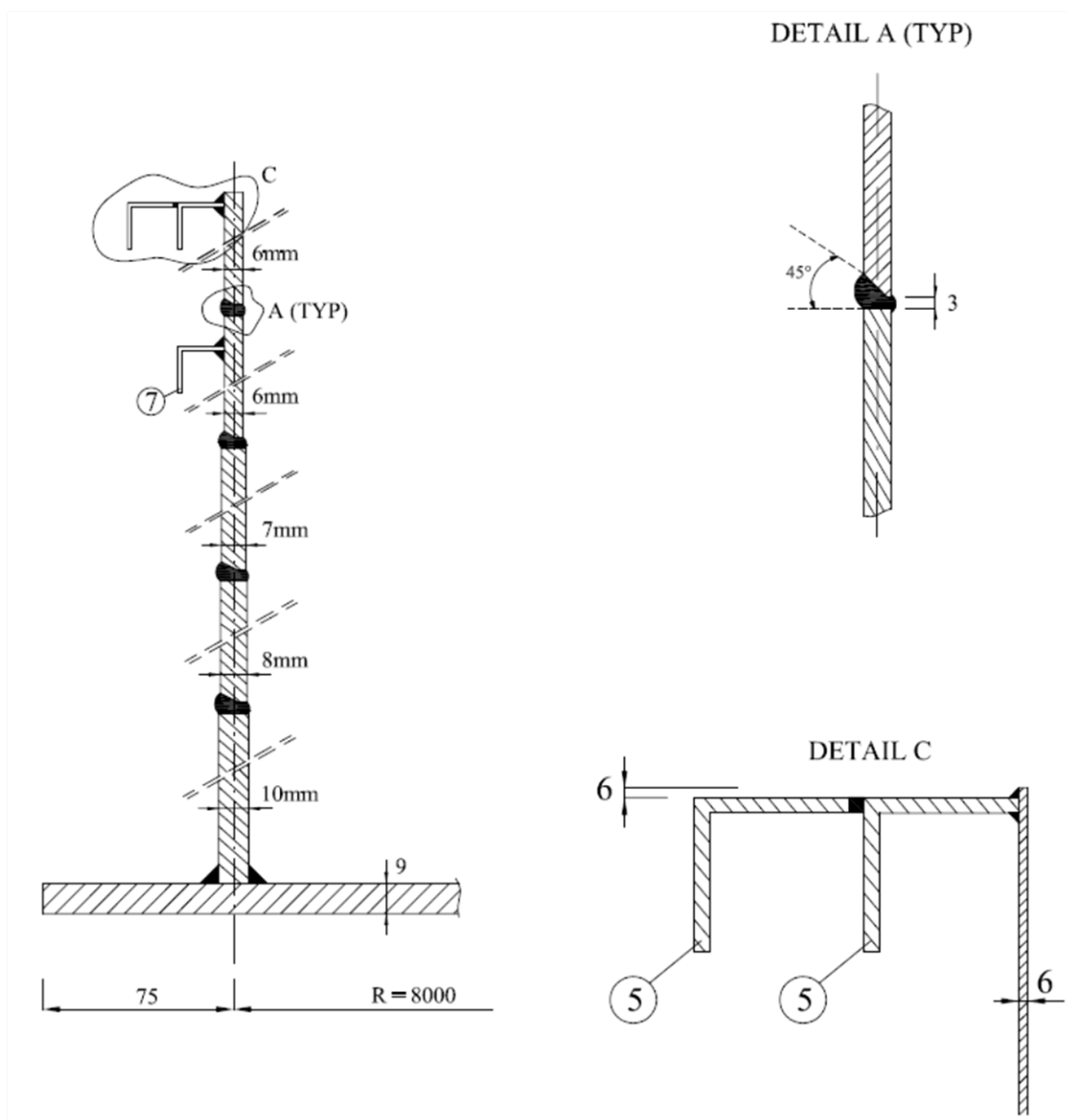


Fig. 6.8 – Sezione terra.cielo mantello del serbatoio con particolari delle saldature presenti.

Come si può notare dalle sezioni soprastanti e da quello che si era già detto, le virole costituenti il mantello del serbatoio, presentano uno spessore via via minore man mano che si procede verso la sommità della parete. Oltre a questo degni di nota sono i profili ad L presenti esternamente e saldati alla struttura, il più basso (numero 7 nell'immagine), funge da corrente di irrigidimento per far fronte alle azioni orizzontali come vento e sisma.

Anche in sommità sono presenti due profilati ad L, che oltre ad aver lo scopo di irrigidire la struttura stessa sono necessari per sostenere la struttura della copertura (fig. 6.10).

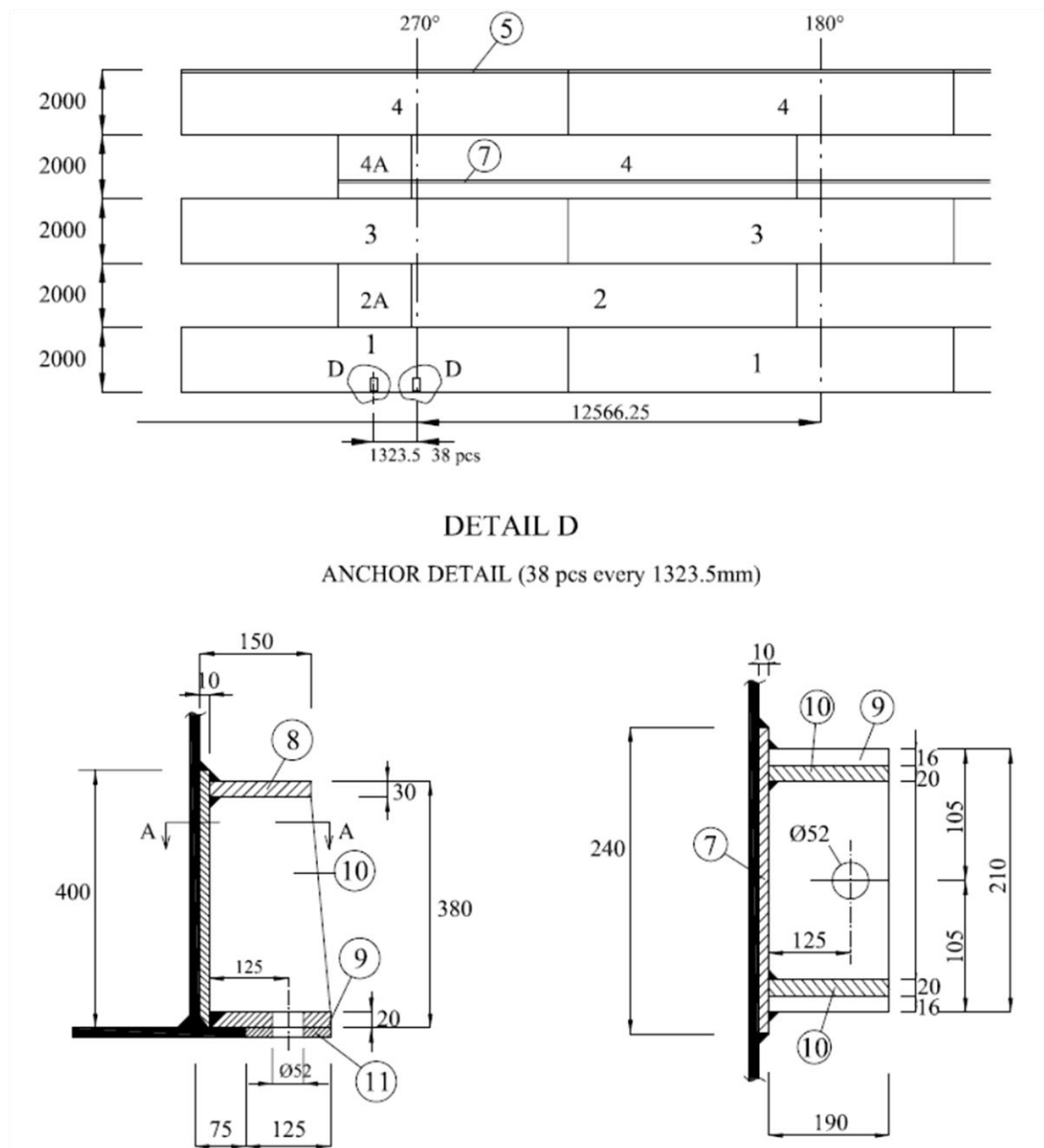


Fig. 6.9 – In alto porzione del prospetto del mantello “steso”, sotto dettagli degli ancoraggi tra serbatoio e fondazione.

Come già scritto, gli ancoraggi presenti tutto intorno lungo la circonferenza del serbatoio, sono costituiti da tirafondi  $\Phi 52$  i quali all'interno della piastra di base, sono imbullonati a delle flangie d'acciaio opportunamente sagomate e posizionate ad una distanza di 1323,5 mm l'una dall'altra. Questi elementi realizzati da elementi in acciaio di 20 mm di spessore sono anche saldati con saldature ad angolo al mantello retrostante (fig. 6.9).

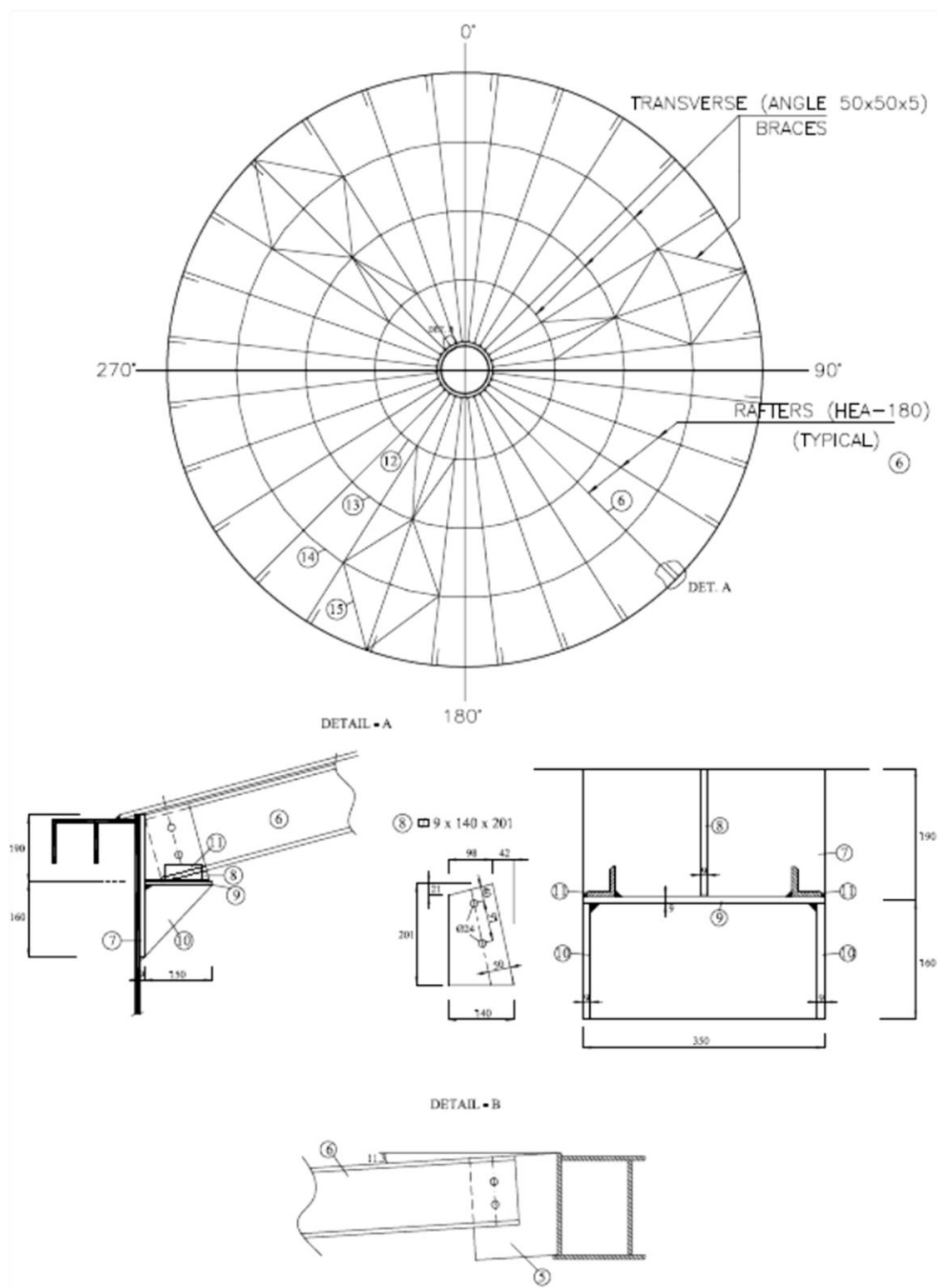


Fig. 6.10 – In alto la pianta della copertura, sotto dei dettagli degli ancoraggi della struttura portante della copertura.

Come si può vedere nella fig 6.10, la copertura del serbatoio è formata da una struttura portante

formata da travi in acciaio HEA – 180, le quali sono poggiate su di un profilo ad L, saldato internamente al mantello ed opportunamente irrigidito, ed in sommità sono imbullonate tramite flangie ad un anello in acciaio.

L'intera struttura poi presenta degli elementi di irrigidimento costituiti da traversi in acciaio 50 x 50 x 5 i quali collegano le travi formando tra anelli concentrici ed inoltre formano controventi in tre "spicchi" della copertura.

Ai fini dei calcoli si riportano in ultimo i pesi già calcolati di mantello e copertura:

Peso proprio della copertura  $W_r = 172,97$  KN

Peso proprio del mantello  $W_w = 278,61$  KN

Per i pesi appena calcolati si è fatto riferimento ai disegni inseriti, considerando per l'acciaio un peso per unità di volume pari a  $78,5$  KN / m<sup>3</sup>.

## 6.2. Entità dell'azione sismica

Innanzitutto va definito lo spettro di risposta elastico per il sito su cui insiste la struttura.

Per fare ciò si fa riferimento alla normativa italiana NTC 2008 "norme tecniche per le costruzioni".

I dati per costruire lo spettro di risposta elastico sono:

Zona sismica: 2

Classe della struttura: 1

Categoria di suolo: C

Tempo di ritorno: 475 anni

Accelerazione di picco al suolo:  $a_g = 0,249g$

Fattore della stratigrafia del suolo:  $S = 1,362$

$F_0 = 2,264$

$T_B = 0,196s$

$T_C = 0,588s$

$T_D = 2,597s$

Si utilizzeranno le formule relative alle varie zone dello spettro elastico, per la componente orizzontale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

I parametri sopra elencati fanno riferimento al territorio di Priolo Gargallo in provincia di Siracusa



in Sicilia, il quale è da tenere in considerazione dal punto di vista del rischio sismico.

In questa zona infatti avvenne nel 1693, uno dei terremoti più violenti tra quelli che si sono verificati nel nostro paese, probabilmente più violento di quello di Messina del 1908.

In tal senso, quindi, si è considerata questa area in quanto tenendo in considerazione i tempi di ritorno di eventi di questo tipo, è elevata la probabilità che avvenga nuovamente un sisma di tale pericolosità.

Di seguito si inseriscono gli spettri di risposta ricavati attraverso le formule dell'NTC 2008 per il territorio di Priolo Gargallo considerando prima uno smorzamento pari al 5% (assegnabile alla struttura ed alla parte impulsiva del liquido; fig. 6.11) e successivamente pari allo 0,5% (riferibile invece alla porzione convettiva del fluido; fig. 6.12).

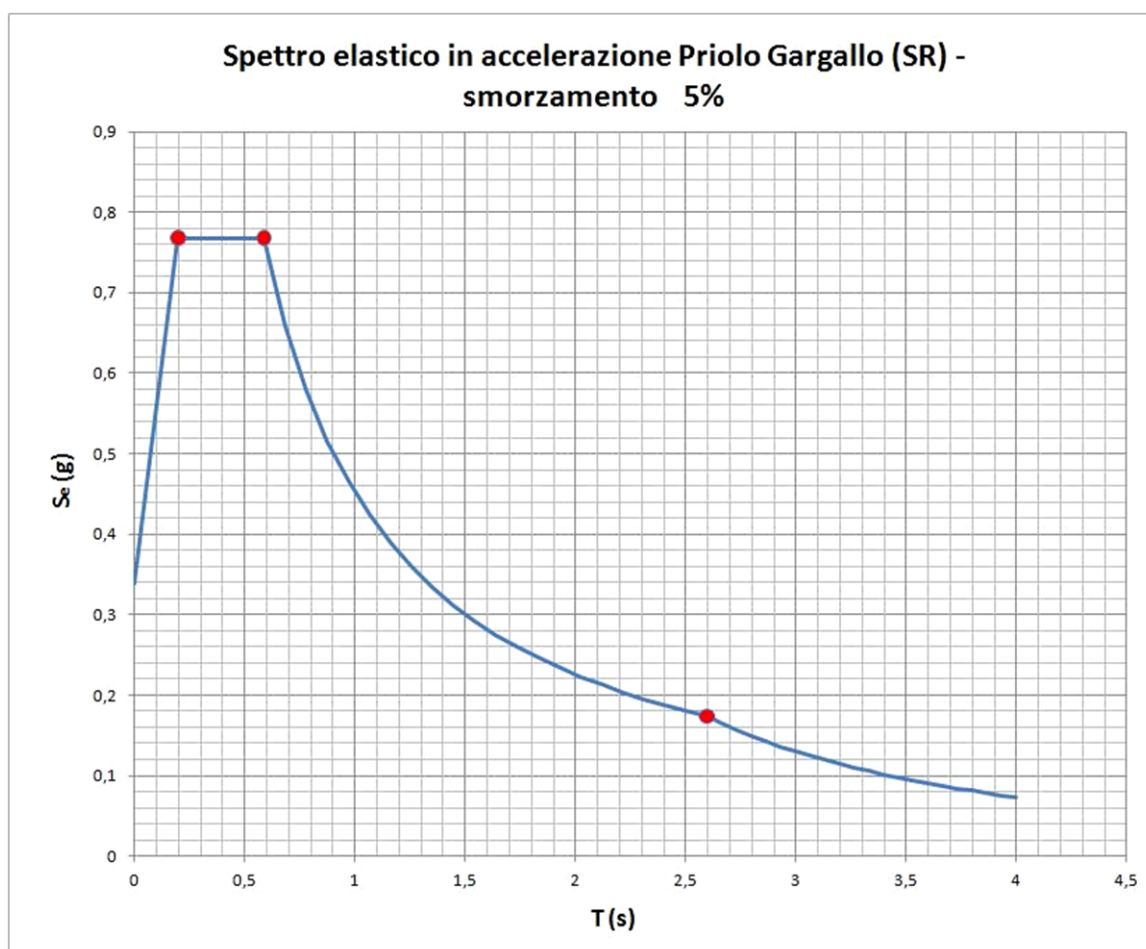


Fig. 6.11 – Spettro elastico in accelerazione Priolo Gargallo (SR) con smorzamento  $\zeta = 5\%$

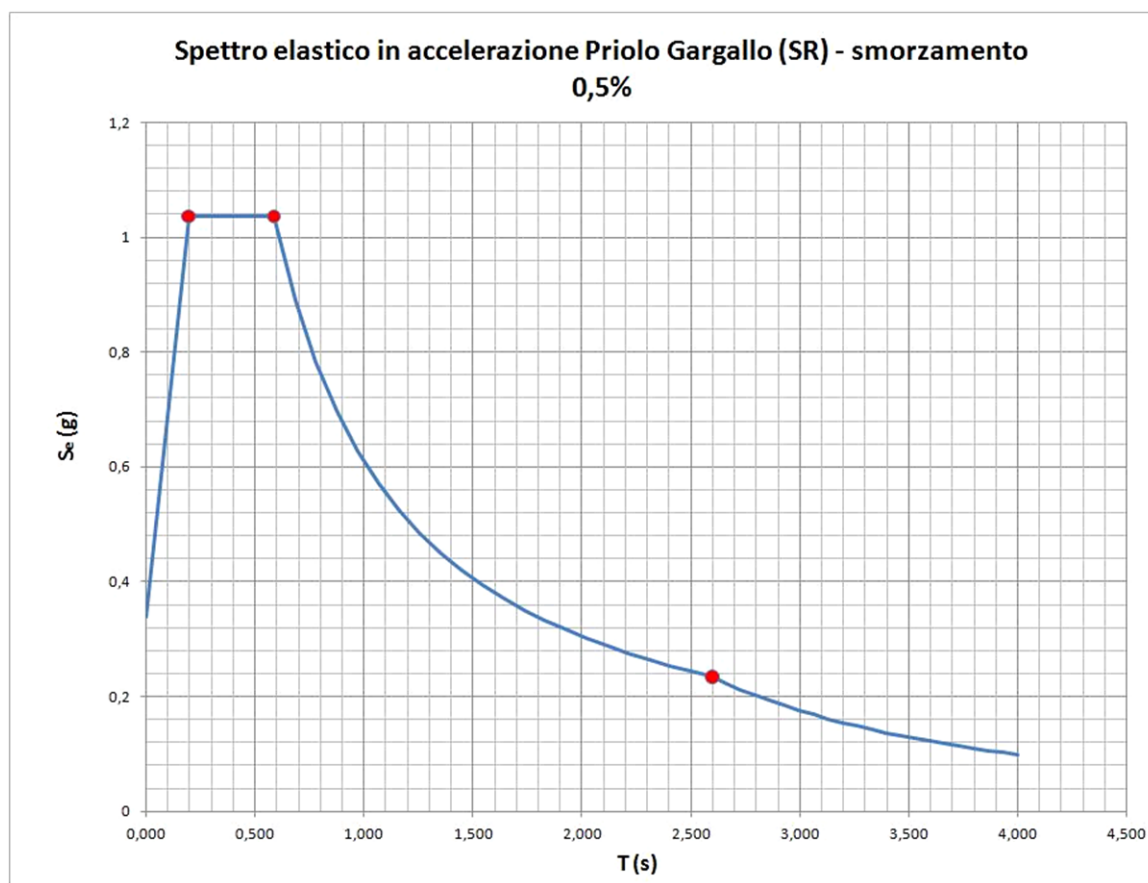


Fig. 6.12 – Spettro elastico in accelerazione Priolo Gargallo (SR) con smorzamento  $\zeta = 0,5\%$

Per il calcolo dell'azione sismica sul serbatoio si fa riferimento alla semplificazione comune a tutti i codici di calcolo, che scompone l'azione sismica in:

- Azione Impulsiva: data dalla massa di liquido inferiore che si muove con frequenza alta seguendo il movimento del mantello, presenta uno smorzamento del 5%.
- Azione Convettiva (sloshing): data dal moto ondoso della porzione superficiale del liquido; interessa una profondità di liquido tanto più elevata quanto più grande è il raggio del serbatoio. Lo smorzamento in questo caso è più ridotto, pari allo 0,5%, mentre il periodo è più elevato.

Lo schema utilizzato è visibile in fig. 6.13.

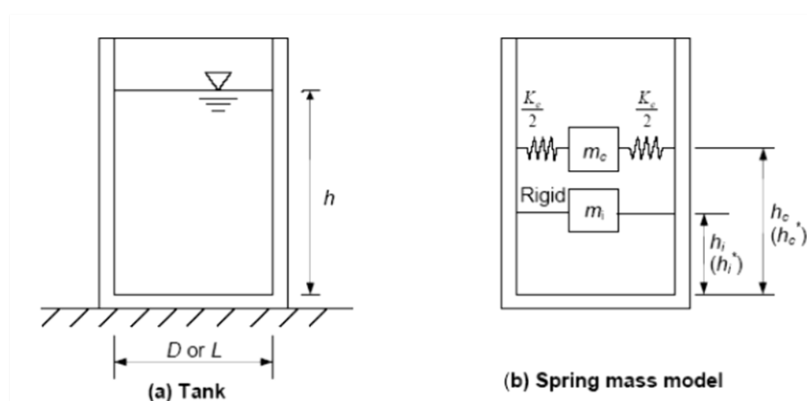


Fig. 6.13 – Sezione serbatoio e schematizzazione utilizzata

### 6.2.1. API 650 Standard

Si è ipotizzato un grado di riempimento  $H/R = 1$ , da questo tramite i seguenti grafici è possibile determinare  $C_i$  (fig. 6.14),  $W_i$  e  $W_c$ .(fig. 6.15)

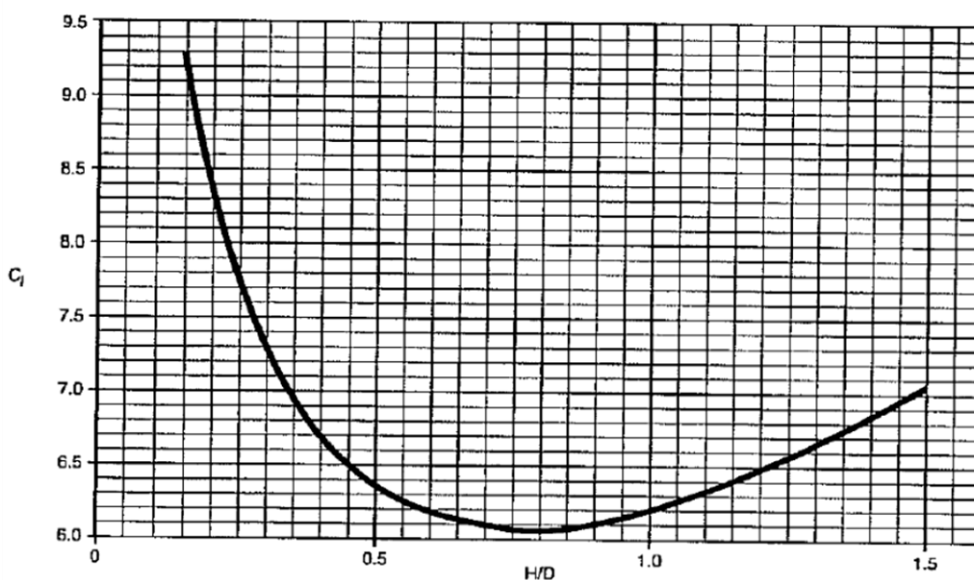


Fig. 6.14 – Grafico per la determinazione di  $C_i$  in funzione di  $H/D$

- $C_i = 6,3$  , considerando un rapporto  $H/D = 0,5$
- $K_s = 0,59$  ; dove  $K_s$  è il coefficiente del periodo della parte interessata dallo sloshing e che si ricava dalla seguente formula:

$$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68H}{D}\right)}}$$

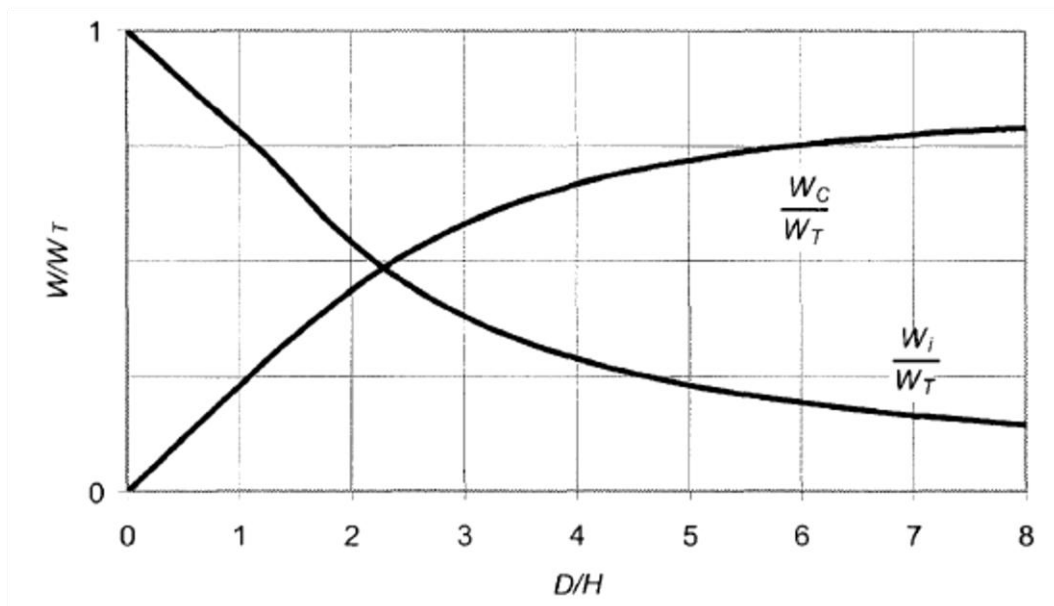


Fig. 6.15 – Grafico per la determinazione dei pesi effettivi

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866\frac{D}{H}\right)}{0.866\frac{D}{H}} W_p$$

- $W_i / W_t = 0,54$  massa impulsiva / massa totale

$$W_c = 0.230\frac{D}{H}\tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right) W_p$$

- $W_c / W_t = 0,44$  massa convettiva / massa totale.

Ora, note le percentuali di massa partecipanti ai singoli moti, si valutano i bracci delle forze per le verifiche riguardanti il mantello, in percentuale sull'altezza totale:

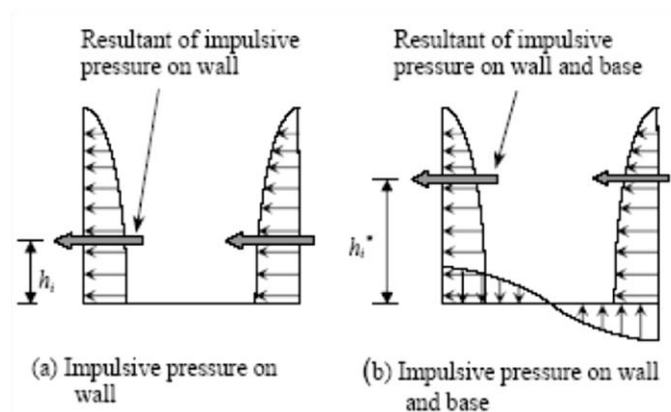


Fig. 6.16 – Andamento delle tensioni impulsive sul mantello e sul fondo

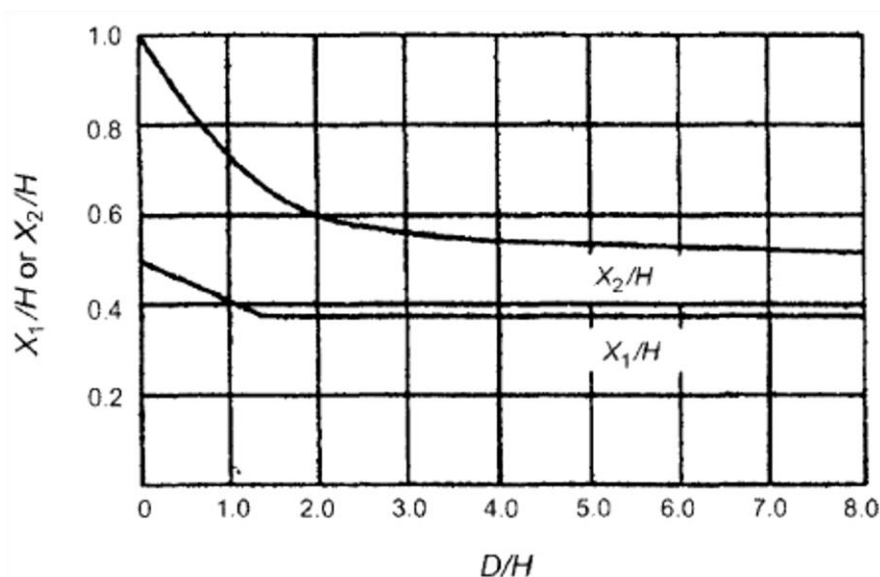


Fig. 6.17 – Grafico per calcolo baricentro masse effettive.

$$X_i = 0.375H$$

- $X_i / H = 0,375$  baricentro massa impulsiva / altezza totale.

$$X_c = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)} \right] H$$

- $X_c / H = 0,61$  baricentro massa convettiva / altezza totale.

Infine, per le verifiche del fondo i bracci sono superiori a causa del momento generato dalle sovraspinte sulla base:

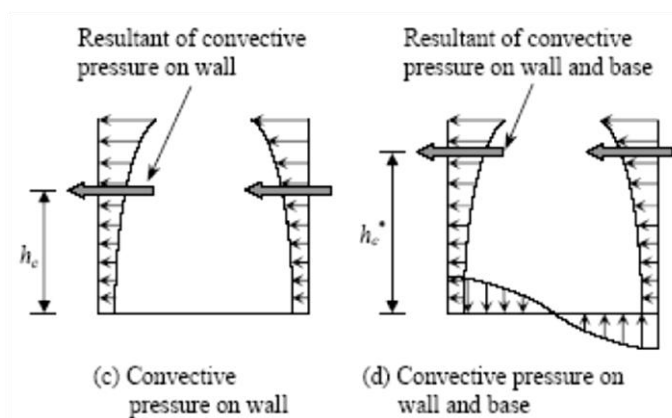


Fig. 6.18 – Andamento delle tensioni convettive sul mantello e sul fondo

$$X_{is} = 0.375 \left[ 1.0 + 1.333 \left( \frac{0.866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)} - 1.0 \right) \right] H$$

- $X_{is} / H = 0,797$       altezza dell'azione impulsiva sul fondo / altezza totale

$$X_{cs} = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)} \right] H$$

- $X_{cs} / H = 0,772$       altezza dell'azione convettiva sul fondo / altezza totale.

Dai primi coefficienti si ottengono i periodi di vibrazione di ciascun modo:

- $T_{imp} = 0,107$  s

Periodo della porzione impulsiva del fluido ottenuta dalla formula:

$$T_i = \left( \frac{1}{\sqrt{2000}} \right) \left( \frac{C_i H}{\sqrt{t_u}} \right) \left( \frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \right)$$

- $T_{con} = 4,25$  s

Periodo della porzione convettiva del fluido ottenuto dalla formula:

$$T_c = 1.8 K_s \sqrt{D}$$

Di seguito si inseriscono le masse partecipanti:

- $W_p = \text{volume liquido contenuto} \cdot \text{densità fluido} = 1608,5 \text{ m}^3 \cdot 10 \text{ KN} / \text{m}^3 = 16085 \text{ KN}$
- $W_i = 0,54 \cdot W_p = 0,54 \cdot 16085 = 8686 \text{ KN}$
- $W_c = 0,44 \cdot W_p = 0,44 \cdot 16085 = 7077 \text{ KN}$

Seguono le quote a cui applicare le masse per le verifiche, al di sopra della base:

- $X_i = 0,375 \cdot H = 0,375 \cdot 8 = 3 \text{ m}$
- $X_c = 0,574 \cdot H = 0,61 \cdot 8 = 4,88 \text{ m}$

Ed anche al di sotto della base:

- $X_{is} = 0,986 \cdot H = 0,797 \cdot 8 = 6,376 \text{ m}$
- $X_{cs} = 0,884 \cdot H = 0,772 \cdot 8 = 6,176 \text{ m}$

Ora si passa a determinare le accelerazioni, che applicate alla massa del relativo modo di vibrare, generano la forza sismica ad esso associata.

Poiché, per la quota della parte convettiva dell'azione, lo smorzamento risulta inferiore al 5% su cui si basa lo spettro impulsivo (fig. 6.11), è necessario tenerne conto attraverso il fattore seguente, il quale è stato utilizzato per ricavare lo spettro convettivo di fig.6.12.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 0,5}} = 1,348$$

Infine per determinare l'entità delle azioni sismiche va computato anche il peso proprio di mantello e copertura, che partecipano al moto di tipo impulsivo:

- Mantello  $W_w = 172,97 \text{ KN}$
- Copertura  $W_r = 278,61 \text{ KN}$

La normativa API 650 std. consente inoltre di fare affidamento sulle risorse plastiche del materiale costituente il mantello. A tale proposito definisce un fattore di struttura per ogni componente dell'azione sismica, e nello specifico:

- Azione impulsiva  $q = 3,5$
- Azione convettiva  $q = 2$

Nel caso in cui il serbatoio sia dotato di un ancoraggio meccanico i fattori di struttura previsti dalla normativa americana diventano:

- Azione impulsiva  $q = 4$
- Azione convettiva  $q = 2$

### 6.2.1.1. Sollecitazioni per serbatoio non ancorato

Come prima cosa è necessario andare a ricavare dagli spettri di risposta le accelerazioni di progetto inserendo i periodi relativi alle due azioni:

- $S_d(T_{imp}) = 0,274 \text{ g}$   
Accelerazione ricavata dalla formula:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

- $S_d(T_{con}) = 0,0325 \text{ g}$   
Accelerazione ricavata dalla formula:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

la normativa fissa però un valore minimo pari a 0,1g , pertanto verrà utilizzato tale valore.

#### 6.2.1.1.1. Taglio alla base

Il taglio alla base si ottiene dalla combinazione delle due azioni menzionate. Poiché i due effetti hanno periodi molto diversi, la probabilità che i rispettivi valori massimi di accelerazione si verifichino allo stesso istante è bassa, pertanto l'azione sismica totale si determina come SRSS dei due effetti:

$$H_0 = \sqrt{[(W_i + W_w + W_r) \cdot S_d(T_{imp})]^2 + [W_c \cdot S_d(T_{conv})]^2}$$

Da cui risulta  $H_0 = 2602,47$  KN

#### 6.2.1.1.2. Momento sopra la base

Il momento al di sopra della base relativo alla relativa azione si ottiene moltiplicando l'azione stessa per il braccio rispetto alla base ( ricavato dalla tabella fornita dalla norma ). La combinazione segue sempre la SRSS:

$$M_0 = \sqrt{[(W_i X_i + W_w X_w + W_r X_r) \cdot S_d(T_{imp})]^2 + [W_c X_c \cdot S_d(T_{conv})]^2}$$

Da cui risulta  $M_0 = 8711,56$  KNm

#### 6.2.1.1.3. Momento sotto la base

Questo momento si ottiene utilizzando la formula precedente sostituendo però alla generica  $X_j$  il relativo valore maggiorato  $X_j'$ , che tiene conto della distribuzione delle pressioni sulla lastra di fondo:

$$M_0' = \sqrt{[(W_i X_i' + W_w X_w' + W_r X_r') \cdot S_d(T_{imp})]^2 + [W_c X_c' \cdot S_d(T_{conv})]^2}$$

Da cui risulta  $M_0' = 16619,8$  KNm

#### 6.2.1.2. Sollecitazioni per serbatoio ancorato

Come prima cosa è necessario andare a ricavare dagli spettri di risposta le accelerazioni di progetto inserendo i periodi relativi alle due azioni:

- $S_d(T_{imp}) = 0,259$  g

Accelerazione ricavata dalla formula:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$



- $S_d(T_{con}) = 0,0325 \text{ g}$

Accelerazione ricavata dalla formula:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

la normativa fissa però un valore minimo pari a 0,1g , pertanto verrà utilizzato tale valore.

#### 6.2.1.2.1. Taglio alla base

Il taglio alla base si ottiene dalla combinazione delle due azioni menzionate. Poiché i due effetti hanno periodi molto diversi, la probabilità che i rispettivi valori massimi di accelerazione si verifichino allo stesso istante è bassa, pertanto l'azione sismica totale si determina come SRSS dei due effetti:

$$H_0 = \sqrt{[(W_i + W_w + W_r) \cdot S_d(T_{imp})]^2 + [W_c \cdot S_d(T_{conv})]^2}$$

Da cui risulta  $H_0 = 2479,1 \text{ KN}$

#### 6.2.1.2.2. Momento sopra la base

Il momento al di sopra della base relativo alla relativa azione si ottiene moltiplicando l'azione stessa per il braccio rispetto alla base ( ricavato dalla tabella fornita dalla norma ). La combinazione segue sempre la SRSS:

$$M_0 = \sqrt{[(W_i X_i + W_w X_w + W_r X_r) \cdot S_d(T_{imp})]^2 + [W_c X_c \cdot S_d(T_{conv})]^2}$$

Da cui risulta  $M_0 = 8318,203 \text{ KNm}$

#### 6.2.1.2.3. Momento sotto la base

Questo momento si ottiene utilizzando la formula precedente sostituendo però alla generica  $X_j$  il relativo valore maggiorato  $X_j'$ , che tiene conto della distribuzione delle pressioni sulla lastra di fondo:

$$M_0' = \sqrt{[(W_i X_i' + W_w X_w' + W_r X_r') \cdot S_d(T_{imp})]^2 + [W_c X_c' \cdot S_d(T_{conv})]^2}$$

Da cui risulta  $M_0' = 15826,29 \text{ KNm}$

## 6.2.2. Eurocodice EC8 - 4

Si valuta il rapporto  $H/R = 1$  tramite il quale si entra nella tabella fornita dalla norma per ottenere i valori caratterizzanti l'azione sismica:

$H/R$	$C_1$	$C_c$ ( $s/m^{1/2}$ )	$m_i/m$	$m_c/m$	$h_i/H$	$h_c/H$	$h'_i/H$	$h'_c/H$
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Fig. 6.19 – Coefficienti normalizzati in funzione del rapporto  $H/R$

- $C_i = 6,36$
- $C_c = 1,52 (s/m)^{1/2}$
- $m_i / m = 0,548$                       massa impulsiva / massa totale
- $m_c / m = 0,452$                       massa convettiva / massa totale
- $h_i / H = 0,419$                       altezza dell'azione impulsiva / altezza totale
- $h_c / H = 0,616$                       altezza dell'azione convettiva / altezza totale
- $h'_i / H = 0,721$                       altezza dell'azione impulsiva sul fondo / altezza totale
- $h'_c / H = 0,785$                       altezza dell'azione convettiva sul fondo / altezza totale

Si riguardino le fig. 6.16 e fig. 6.18 le quali indicano le distribuzioni delle pressioni impulsive e convettive sul mantello e sul fondo rispettivamente.

Dai valori sopra ricavati, per il serbatoio preso in esame si ottiene:

- $T_{imp} = 0,1078 s$   
Periodo della porzione impulsiva che si ricava dalla formula:

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}}$$

- $T_{conv} = 4,30 \text{ s}$

Periodo della porzione convettiva del fluido, ottenuta attraverso la formula:

$$T_{con} = C_c \sqrt{R}$$

- $m = \text{capacità nominale} \cdot \text{densità fluido} = 1608,5 \text{ m}^3 \cdot 10 \text{ KN} / \text{m}^3 = 16085 \text{ KN}$
- $m_i = 0,548 \cdot m = 0,548 \cdot 16085 = 8815 \text{ KN}$
- $m_c = 0,452 \cdot m = 0,452 \cdot 16085 = 7270,4 \text{ KN}$
- $h_i = 0,419 \cdot H = 0,419 \cdot 8 = 3,352 \text{ m}$
- $h_c = 0,616 \cdot H = 0,616 \cdot 8 = 4,928 \text{ m}$
- $h_i' = 0,721 \cdot H = 0,721 \cdot 8 = 5,76 \text{ m}$
- $h_c' = 0,785 \cdot H = 0,785 \cdot 8 = 6,28 \text{ m}$

Poiché, per la quota parte convettiva dell'azione, lo smorzamento risulta inferiore al 5% su cui si basa lo spettro, è necessario tenerne conto attraverso il fattore

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 0,5}} = 1,348$$

Infine per determinare l'entità delle azioni sismiche va computato anche il peso proprio di mantello e copertura, che partecipano al moto di tipo impulsivo:

- Mantello  $W_w = 278,61 \text{ KN}$
- Copertura  $W_r = 172,97 \text{ KN}$

La normativa europea è più restrittiva riguardo il fattore di struttura del serbatoio sotto le due azioni; consente infatti un limitato affidamento sulle risorse plastiche del materiale sotto l'azione impulsiva, mentre per la convettiva impone di usare direttamente lo spettro elastico, quindi:

- Azione impulsiva  $q = 1,5$
- Azione convettiva  $q = 1$

Nel caso in cui il serbatoio sia dotato di un ancoraggio meccanico i fattori di struttura previsti dalla normativa europea rimangono inalterati.

### 6.2.2.1. Sollecitazioni per serbatoio non ancorato ed ancorato

Come prima cosa è necessario andare a ricavare dagli spettri di risposta le accelerazioni di progetto inserendo i periodi relativi alle due azioni:

- $S_d(T_{imp}) = 0,435 \text{ g}$

Accelerazione ricavata dalla formula:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

- $S_d(T_{con}) = 0,0635 \text{ g}$

Accelerazione ricavata dalla formula:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

anche in questo caso si assume un valore minimo pari a 0,1g.

In entrambe le formule dello spettro inserite fanno riferimento allo spettro di risposta elastico in accelerazione, da queste quindi si dovrà andare a sostituire il fattore  $\eta$  con il rapporto  $1/q$  (dove  $q$  è il fattore di struttura). In questo modo si tiene in considerazione anche la capacità dissipativa del materiale con cui è realizzato il serbatoio.

Ora è quindi possibile ricavare le azioni ( taglio e momento ) sismiche agenti sopra e sotto la base del serbatoio.

#### 6.2.2.1. Taglio alla base

Il taglio alla base si ottiene dalla combinazione delle due azioni menzionate. L'Eurocodice calcola la combinazione delle due azioni attraverso la somma diretta, ipotizzando quindi (a favore di sicurezza) che i massimi delle due avvengano allo stesso istante. Questo criterio può essere eccessivamente gravoso, poiché l'ipotesi appena fatta combinata allo scarso affidamento sulle risorse plastiche porta ad azioni molto elevate, se confrontate con quelle ottenute seguendo le API. L'espressione del taglio massimo alla base è la seguente:

$$Q = \left[ (m_i + m_w + m_r) \cdot S_d(T_{imp}) \right] + \left[ m_c \cdot S_d(T_{conv}) \right]$$

Da cui risulta  $Q = 4753,84 \text{ KN}$

#### 6.2.2.2. Momento sopra alla base

Il momento al di sopra della base relativo alla relativa azione si ottiene moltiplicando l'azione stessa per il braccio rispetto alla base ( ricavato dalla tabella fornita dalla norma ). La combinazione è sempre una somma diretta:

$$M = [(m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) \cdot S_d(T_{imp})] + [m_c h_c \cdot S_d(T_{conv})]$$

Da cui risulta  $M = 17780 \text{ KNm}$

### 6.2.2.3. Momento sotto alla base

Questo momento si ottiene utilizzando la formula precedente sostituendo però alla generica  $h_j$  il relativo valore maggiorato  $h_j'$ , che tiene conto della distribuzione delle pressioni sulla lastra di fondo:

$$M' = [(m_i h_i' + m_w h_w' + m_r h_r') \cdot S_d(T_{imp})] + [m_c h_c' \cdot S_d(T_{conv})]$$

Da cui si ottiene  $M' = 28017,5 \text{ KNm}$

## 6.3. Comportamento del serbatoio sotto l'input sismico

### 6.3.1. API 650 std.

#### 6.3.1.2. Serbatoio appoggiato

Per andare a vedere quale sia il possibile sollevamento del serbatoio analizzato a causa dell'azione sismica alla quale è stato sottoposto, facendo riferimento alla località di Priolo Gargallo in provincia di Siracusa, si prenderà ovviamente in esame la configurazione non ancorata.

Per definire il comportamento del serbatoio sotto l'azione sismica si calcola il rapporto di ancoraggio dato dalla formula:

$$J = \frac{M_0}{D^2(W_T + W_L)}$$

Dove:

- $W_T$  è il peso di mantello e copertura distribuito lungo il perimetro del serbatoio, che quindi si ricava dalla formula  
 $W_T = (W_W + W_R) / 2\pi R = (278,61 + 172,97) / 16\pi = 8,98391 \text{ KN / m}$
- $W_L$  è il peso del liquido soprastante la zona di fondo sollevato, e lo si valuta attraverso considerazioni sull'equilibrio della parte sollevata, fino a pervenire alla seguente formula data dalla norma:

$$w_L = 99 t_a \sqrt{f_y \gamma H}$$

dove  $f_y$  è la tensione a snervamento dell'acciaio=275MPa e  $t_a$  è lo spessore della lastra anulare di fondo = 9 mm.

Da cui nel caso in esame si ottiene  $W_L = 24,3721 \text{ KN / m}$

Da cui si ottiene un rapporto di ancoraggio pari :  $J = 1,0211$

La normativa fornisce una formula per calcolare la larghezza di fondo sollevata (L), che deve essere inferiore alla larghezza della lamiera anulare di fondo ( $L_a$ ):

$$L = 0,01723 \cdot t_a \sqrt{f_y / (H\gamma)}$$

Che per il serbatoio in esame risulta essere  $L = 0,52$  m

Per il caso studio preso in considerazione quindi la porzione di lamiera di base che si solleva a causa dell'azione sismica risulta essere inferiore alla larghezza del trincarino il quale ha una profondità  $L_a = 0,75$  m

Per quanto riguarda la normativa statunitense, questa fa riferimento allo schema presente in fig.6.20 per quanto concerne il sollevamento della base e per le corrispettive azioni che entrano in gioco.

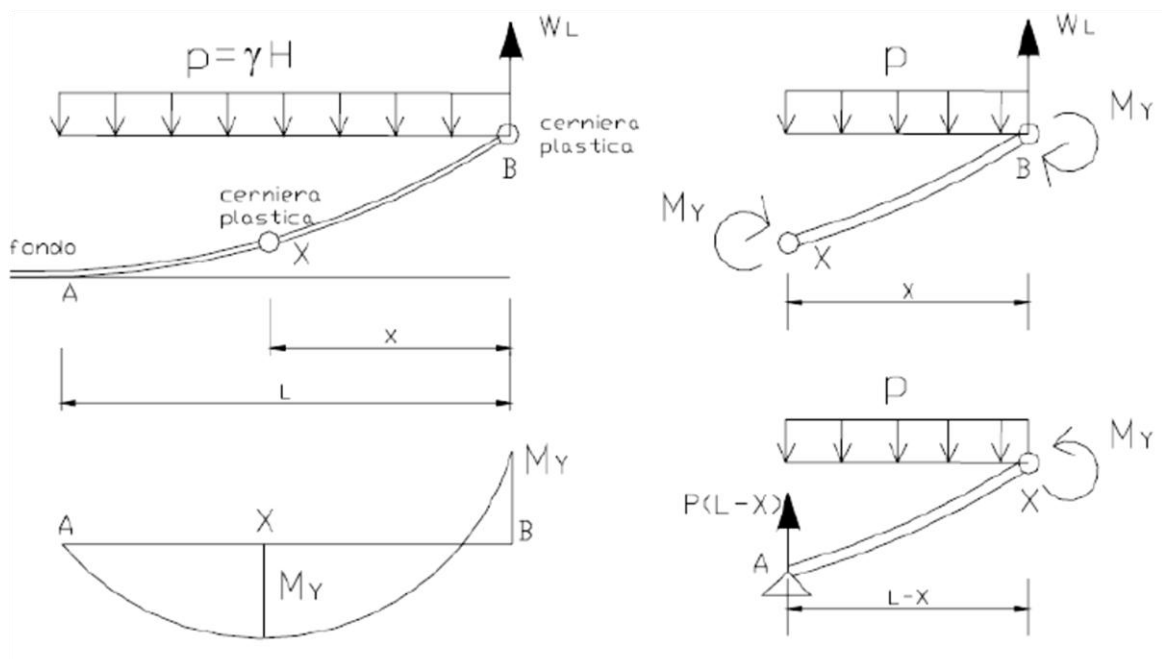


Fig. 6.20 – Andamento delle pressioni sul fondo sollevato

Il valore che assume J discrimina tre tipologie di comportamento del serbatoio durante il terremoto:

- $J < \frac{\pi}{4}$  il perimetro risulta ovunque compresso
- $\frac{\pi}{4} < J < \frac{\pi}{2}$  si verifica il sollevamento (uplifting)
- $J > \frac{\pi}{2}$  il serbatoio deve essere ancorato.

A titolo di esempio, si riportano i valori ottenuti tramite le formule generali e i grafici sperimentali descritti al paragrafo 5.2.1.2.

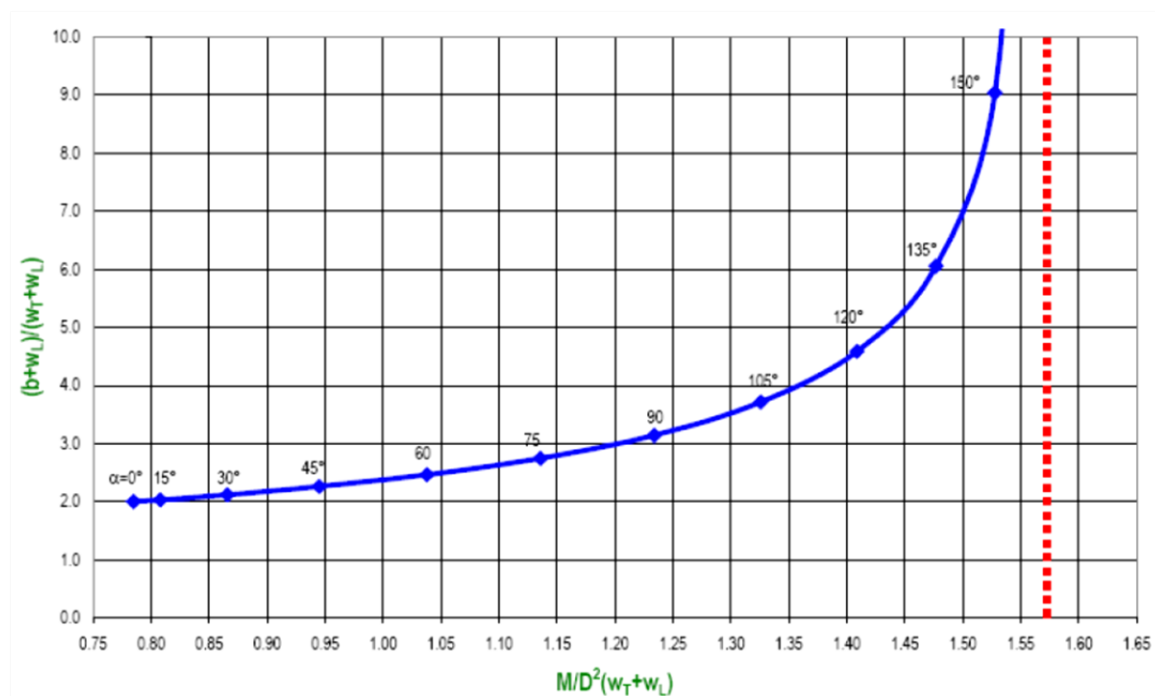


Fig. 6.21 – Curva sperimentale per la determinazione dello sforzo “b” normalizzato.

Nel nostro caso si ricade nella seconda situazione, e dal grafico sperimentale

si ricava l’ampiezza dell’angolo che sottende la zona distaccata  $2\alpha \approx 55^\circ$ .

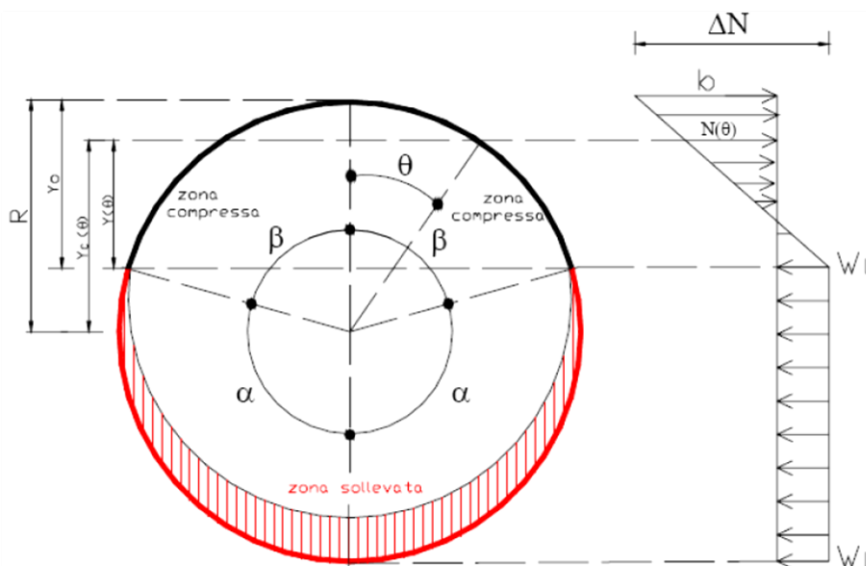


Fig. 6.22 – Sezione orizzontale durante il sollevamento con andamento delle pressione del mantello

Lo stesso grafico di fig. 6.21 definisce anche il valore dello stesso sforzo normalizzato.

$$\frac{b + w_L}{w_L + w_T}$$

Che per il J trovato in precedenza ci fornisce un valore pari a  $\approx 2,4$

Da cui si deduce lo sforzo verticale massimo di compressione nella parete, indicato con **b**:

$$N_{v,\max} = b = 2.1 \cdot (w_L + w_T) - w_L$$

Da cui risulta  $N_{v,\max} = 55,68 \text{ KN/m}$

Da cui è semplice ricavare la tensione relativa, attraverso il rapporto con lo spessore della lamiera:

$$\sigma_{sisma} = N_{v,\max} / t$$

Dalla quale si ottiene  $\sigma_{sisma} = 5,57 \text{ MPa}$

Tale tensione deve essere combinata con la tensione di parallelo, somma di una quota parte idrostatica e di una legata al sisma.

Di seguito si riporta la formula per la determinazione della tensione idrostatica:

$$\sigma_p = N_{p,\max} / t = \gamma \cdot h_j \cdot R / t$$

Dove con  $h_j$  è stata indicata l'altezza del pelo libero dalla virola j-esima.

Le caratteristiche delle virole vengono riportate di seguito:

<b>N° virola</b>	<b>Altezza virola [mm]</b>	<b>Spessore nominale [mm]</b>
Virola n° 1	2000	10
Virola n° 2	2000	8
Virola n° 3	2000	7
Virola n° 4	2000	6
Virola n° 5	2000	6

Per la virola di base si ha  $h_j = 8 - 2 = 6 \text{ m}$ , da cui

$$\sigma_p = N_{p,\max} / t = \gamma \cdot h_j \cdot R / t$$

Che mi fornisce il seguente risultato  $\sigma_p = 48 \text{ MPa}$

La normativa americana, come già detto, è più sintetica e fornisce direttamente la formula per valutare  $\sigma_c$ . Poiché si ricade nel caso di fondo sollevato, l'equazione da utilizzare è la seguente:

$$\sigma_c = \left( \frac{w_t(1 + 0,4S_v) + w_L}{0,607 - 0,18667[J]^{2,3}} - w_L \right) \frac{1}{1000r_s}$$

da cui  $\sigma_c = 5,67 \text{ MPa}$



dove:

- è stata trascurata la componente verticale dell'accelerazione sismica
- $t_s$  è lo spessore della virola di base,  $t_s = 10$  mm

Anche per quanto riguarda la massima tensione di parallelo vengono fornite formule dove inserire direttamente i dati di progetto.

Per questa tensione vanno calcolate separatamente le azioni normali di membrana relative al moto impulsivo ed a quello convettivo; queste vengono sommate attraverso la SRSS e direttamente sommate all'azione idrostatica. Dividendo il tutto per lo spessore si ottiene la tensione di parallelo:

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t}$$

- **Azione impulsiva:**

Poiché il valore  $D/H = 2 > 1,33$ , allora la formula da utilizzare è la seguente:

$$N_i = 8,48 A_i G D H \left[ \frac{Y}{H} - 0,5 \left( \frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left( 0,866 \frac{D}{H} \right)$$

da cui  $N_i = 139,52$  MPa

dove con  $Y$  si indica la distanza fra punto di analisi e pelo libero; analizzando la sezione a 30 cm dalla base (che spesso risulta quella più sollecitata):

$Y = H - 0,3 = 7,7$  m.

- **Azione convettiva:**

$$N_c = \frac{1,85 A_c G D^2 \cosh \left[ \frac{3,68(H-Y)}{D} \right]}{\cosh \left[ \frac{3,68H}{D} \right]}$$

da cui  $N_c = 14,71$  MPa

Combiniamo ora le due azioni sismiche con la spinta idrostatica, ottenendo:

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t}$$

si ottiene  $\sigma_T = 75,63$  MPa

Dal confronto si nota come la componente sismica della trazione di parallelo non incida molto sulla tensione totale, infatti gran parte di questa è data dalla spinta idrostatica, che ovviamente rimane uguale nei due procedimenti, essendo univocamente determinata (ovviamente nel primo metodo dovrà essere utilizzata la profondità a trenta centimetri dalla base non quella relativa all'ultima virola).

### 6.3.1.3. Serbatoio ancorato

Prendendo in considerazione adesso invece la configurazione vincolata alla fondazione attraverso tirafondi, bullonati poi alla struttura del serbatoio stesso, si vede chiaramente che il sollevamento in questo caso non potrà avvenire.

Per questo motivo non sarà necessario ricavarci in via preliminare il coefficiente J con il quale prima, si capiva, in che condizione ci si sarebbe potuti trovare e di conseguenza si utilizzava la relativa formula per la determinazione della tensione agente sulla struttura stessa.

Più semplicemente infatti in questa configurazione non essendo possibile alcun tipo di sollevamento della base basterà andare ad utilizzare la seguenti formule:

- Tensione di meridiano:

$$\sigma_c = \left( w_r(1 + 0.4A_v) + \frac{1.273 M_{rv}}{D^2} \right) \frac{1}{1000 t_s}$$

da cui  $\sigma_c = 5,03$  MPa

dove:

- è stata trascurata la componente verticale dell'accelerazione sismica agente.
- $t_s$  è lo spessore della virola di base  $t_s = 10$  mm

- Tensione di parallelo:

si utilizza la stessa formula utilizzata per il caso appoggiato

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t}$$

da cui  $\sigma_T = 74,87$  MPa

non si riporta di seguito il calcolo dei singoli termini dell'espressione in quanto è stato fatto per il caso precedente. I risultati come si può notare sono leggermente differenti a causa della diversa accelerazione che deve essere applicata al sistema a causa dei fattori di struttura da considerare.

Si può comunque concludere la trattazione del comportamento sismico dei serbatoi per la normativa americana, notando come la diversa interfaccia con la fondazione sottostante non influisce notevolmente, nel caso delle accelerazioni considerate, sul valore delle tensioni che la struttura deve sostenere.

### 6.3.2. EC8 – 4

#### 6.3.2.1. Serbatoio appoggiato

Per quanto riguarda la normativa europea, risultano fondamentali ai fini della valutazione delle azioni interne al serbatoio, i seguenti rapporti caratteristici:

$$M / WH$$

da cui si ottiene  $M / W \cdot H = 0,138$

Tale valore risulta troppo elevato, ed infatti non ricade nel grafico fornito dalla norma:

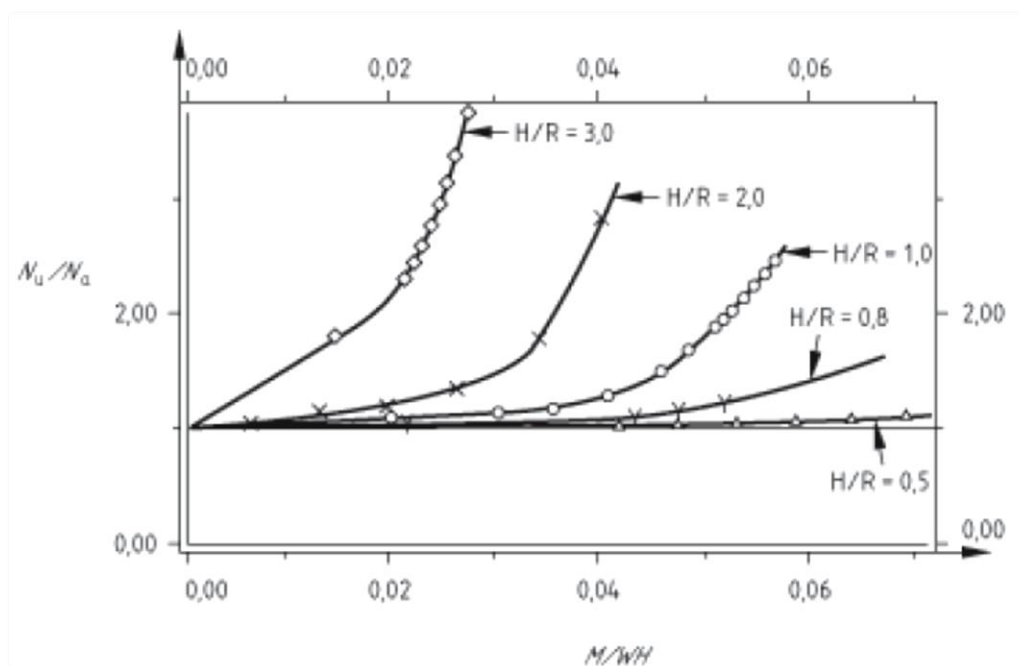


Fig. 6.23 – Entità del sollevamento del fondo

pertanto l'analisi non può essere condotta seguendo la normativa europea, che come già detto in più occasioni, sovrastima le azioni sismiche. La causa principale di ciò sono i fattori di struttura troppo ridotti (1,5 per l'impulsive, 1 per lo sloshing) che non consentono di computare le capacità dissipative dell'acciaio componente il mantello. Altra causa dei momenti sollecitanti così elevati è il metodo con cui le due azioni vengono combinate, infatti gli EC8-4 impongono l'uso della somma diretta come combinazione delle azioni. Ciò consiste nell'asserire che i massimi delle due azioni avvengano allo stesso istante pur avendo periodi profondamente diversi.

Queste assunzioni risultano troppo gravose, e la conseguenza è una valutazione sovrastimata delle azioni, e in questo caso non consentono di progredire nell'analisi.

### 6.3.2.2. Serbatoio ancorato

Per quanto riguarda questa configurazione il calcolo delle pressioni agenti è possibile attraverso l'utilizzo della normativa europea e può aver senso in quanto non essendoci sollevamento non è necessario l'utilizzo del grafico in funzione del rapporto  $M / W \cdot H$ , il quale porterebbe nuovamente ad un valore troppo elevato.

In questo caso però a differenza della normativa americana, la quale permette di calcolare facilmente le tensioni di meridiano e di parallelo agenti, questo non è possibile in maniera semplificata attraverso l'EC8 – 4.

Per questo motivo si è deciso di procedere con la determinazione della pressioni date dal liquido, eccitato dalla forzante sismica, in quanto sono questi i valori che poi serviranno per la successiva verifica all'instabilità elastica ed elasto-plastica presenti nella normativa.

La procedura che si dovrebbe seguire analiticamente fa riferimento invece alla prima parte dell'allegato A ed in particolare al paragrafo A.2.1. sull'azione sismica orizzontale.

In questo paragrafo la pressione agente sulla struttura dovuta al liquido contenuto può essere ricavata attraverso le seguenti formule relative alla pressione generata dalla porzione impulsiva e quella provocata invece dalla parte convettiva:

- Pressione impulsiva:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_g(t)$$

dove:

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n / \gamma) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right)$$

nella quale:

$$v_n = \frac{2n+1}{2} \pi; \quad \gamma = H / R$$

$I_1(\cdot)$  e  $I_1'(\cdot)$  rappresentano le funzioni modificate di Bessel di ordine 1 e la sua derivata.

- Pressione convettiva:

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cosh(\lambda_n \gamma \zeta) J_1(\lambda_n \xi) \cos \theta A_{cn}(t)$$

dove:

$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \gamma)}$$

$J_1$  = Funzione di Bessel del primo ordine

$$\lambda_1 = 1,841; \quad \lambda_2 = 5,331; \quad \lambda_3 = 8,536$$

Queste formulazioni quindi permettono di arrivare al calcolo delle pressioni dovuto al liquido stoccato, ma solo attraverso l'utilizzo di funzioni di Bessel per le quali l'onere computazionale è estremamente elevato.

Per questo motivo si è deciso di non procedere con la metodologia sopra illustrata a favore dell'utilizzo dei valori di pressione che si sono ottenuti nel modello agli elementi finiti che è stato realizzato e che verrà introdotto e descritto nel capitolo seguente.

Si inseriscono di seguito i valori delle pressioni ottenuti:

- Pressione interna minima possibile nella configurazione sismica, la quale si avrà in corrispondenza della direzione ortogonale rispetto a quella di applicazione dell'azione.

$$P_{\min} = 80 \text{ KPa}$$

- Pressione interna massima possibile nella configurazione sismica, la quale si otterrà in corrispondenza della direzione di applicazione dell'azione:

$$P_{\max} = 94,98 \text{ KPa}$$

## 6.4. Verifiche di resistenza del mantello

### 6.4.1. API-650 std.

La verifica ora va portata, secondo la normativa API 650, in 2 fasi:

- Verificare che le tensioni di meridiano indotte dal sisma + il peso proprio siano inferiori ad un certo valore
- Verificare che le tensioni di parallelo indotte da sisma + carico idrostatico non portino a snervamento della lamiera costituente il mantello

#### I Verifica

La normativa americana definisce, al paragrafo E.6.2.2.3., la tensione sismica ammissibile  $F_C$ , al di sotto della quale deve stare la  $\sigma_{\text{sisma}}$  calcolata:

$$\text{se } \frac{\gamma HD^2}{t^2} \geq 44 \Rightarrow F_C = \frac{83t}{D}$$
$$\text{se } \frac{\gamma HD^2}{t^2} < 44 \Rightarrow F_C = \frac{83t}{2,5D} + 7,5\sqrt{\gamma H}$$

Nel nostro caso  $\gamma HD^2 / t^2 = 20,48 < 44$  ; si utilizza quindi la seconda formula dalla quale si ottiene:

$$F_C = 41,96 \text{ MPa}$$

La pressione idrostatica non raggiunge livelli abbastanza alti da richiamare per intero l'azione di contenimento dei paralleli, pertanto la tensione ammissibile non è quella critica euleriana, ridotta dal coefficiente di sicurezza 3, ma bensì non deve superare la metà della tensione a snervamento ammissibile.

La verifica pone quindi  $\sigma_C < F_C$

- Per il caso appoggiato si otterrà:

$$\sigma_c = 5,67 \text{ MPa} < 41,96 \text{ MPa} = F_c \quad \text{VERIFICATO}$$

- Per il caso ancorato invece si avrà:

$$\sigma_c = 5,03 \text{ MPa} < 41,96 \text{ MPa} = F_c \quad \text{VERIFICATO}$$

### Il Verifica

Questa seconda verifica riguarda le tensioni di parallelo, calcolate in precedenza; queste devono risultare inferiori al minore dei seguenti valori:

- tensione ammissibile di progetto incrementata del 33% =  $275/1,15 \cdot 1,33 = 318 \text{ MPa}$
- il 90% della tensione a snervamento, ridotta del fattore di efficienza delle saldature E.  
Assumendo un  $E = 1$ ;  $f_{yk} = 275 \text{ MPa} \rightarrow 0,9 \cdot 275 = 247,5 \text{ MPa}$

La verifica risulta quindi la seguente:

- Per il caso appoggiato si otterrà :

$$\sigma_T = 75,63 \text{ MPa} < 247,5 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

- Per il caso ancorato invece si otterrà:

$$\sigma_T = 74,87 \text{ MPa} < 247,5 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

Quindi per entrambe le configurazioni il serbatoio preso in esame risulta soddisfare le verifiche di resistenza del mantello contenute nell'API-650 std.

### 6.4.2. EC8-4

Anche per quanto riguarda la normativa europea la verifica va portata avanti in 2 fasi in questo caso però non si tratta di procedere con la verifica separata delle pressioni di meridiano e di parallelo ci sarà:

- prima verifica all'instabilità elastica del mantello del serbatoio
- seconda verifica all'instabilità elasto-plastica del serbatoio

#### I Verifica – Instabilità elastica

Questa verifica dovrà interessare soprattutto quella porzioni di serbatoio nelle quali o è presente un'ampia differenza di spessore rispetto alla base oppure, in quelle zone in cui ci sia una riduzione sostanziale della pressione che interessa la base.

A causa degli effetti stabilizzanti della pressione interna, la verifica dovrà essere effettuata come già detto utilizzando il valore minimo della pressione interna, presente nella particolare condizione sismica studiata.

La verifica è posta in questi termini:

$$\sigma_m \leq 0,19\sigma_{c1} + 0,81\sigma_p$$

dove:

- $\sigma_m$  è la massima compressione di meridiano

- $\sigma_{c1} = 0,6 \frac{ES}{R}$  instabilità euleriana

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{c1}$$

dove:

$$\bar{p} = \frac{pR}{s\sigma_{c1}} < 5$$

da cui si ottiene considerando la pressione interna minima pari a 0,08 MPa

$$p = 0,43 < 5$$

Si deve poi ricavare il termine  $\lambda^2 = 11,08 > 2$  quindi si utilizza la seconda tra le due formule inserite sotto per il calcolo di  $\sigma_0$

$$\text{Se } \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma\sigma_{c1}} \leq 2 \Rightarrow \sigma_0 = f_y \left( 1 - \frac{\lambda^2}{4} \right)$$

$$\text{Se } \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma\sigma_{c1}} > 2 \Rightarrow \sigma_0 = \bar{\sigma} \sigma_{c1}$$

$\sigma_0$  che per essere ottenuta quindi necessita del valore derivante dalla formula sottostante, nella quale il valore di  $a$  all'interno del rapporto tra  $(\delta/s)$  è stata presa pari ad 1 considerando quindi a favore di sicurezza una qualità bassa della costruzione.

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24 \left( \frac{\delta}{s} \right) \left[ \left( 1 + \frac{2}{1,24 \left( \frac{\delta}{s} \right)} \right)^{1/2} - 1 \right]$$

- Si ottiene quindi il valore di  $\sigma_0 = 24,82$  MPa

$$\left( \frac{\delta}{s} \right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}}$$

dove il coefficiente  $a$  dipende dalla qualità dell'opera:

- $a = 1$  per costruzioni ordinarie
- $a = 1,5$  per opere di qualità

·  $a = 2,5$  per opere di grande qualità

Risulta quindi infine un valore di  $\sigma_p = 96,90$  MPa

La quale inserita nella formula di partenza permette di determinare  $\sigma_m$  la quale dovrà essere inferiore al valore della tensione ammissibile  $\sigma_{c1}$ , la quale non è altro che la tensione critica euleriana già calcolata.

$$\sigma_m = \mathbf{96,9} \text{ MPa} < \mathbf{150} \text{ MPa} = \sigma_{c1} \quad \text{VERIFICATO}$$

### Il Verifica – instabilità elasto-plastica

Questo tipo di instabilità normalmente avviene vicino alla base del serbatoio, a causa della combinazione della compressione di meridiano e dello sforzo di parallelo, che induce un stato biassiale inelastico di strees.

La verifica è rappresentata da questa formula:

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

dove

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

dalla quale si ottiene  $r = 2$

Questo permette di arrivare al calcolo di  $\sigma_m = 100,29$  MPa

Per risultare verificat, anche in questo caso bisognerà andare a valutare il rapporto con la tensione ammissibile euleriana  $\sigma_{c1}$ :

$$\sigma_m = \mathbf{100,29} \text{ MPa} < \mathbf{150} \text{ MPa} = \sigma_{c1} \quad \text{VERIFICATO}$$

Non si è proceduto con la verifica separata per la configurazione appoggiata e per quella ancorata in quanto nel modello agli elementi finiti utilizzato presentano gli stessi valori di pressione interna massima e minima.

Quindi concludendo, per entrambe le configurazioni il serbatoio preso in esame risulta soddisfare le verifiche di resistenza del mantello contenute nell'EC8-4 std.





## 7. MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI DEL SERBATOIO

Tutto quanto esposto finora rispecchia un'analisi del problema dei serbatoi di tipo semplificato, basato sulle ipotesi fatte dalle normative di riferimento, che si rivelano essere lecite. A completamento dell'analisi fatta è stato eseguito anche un approccio al problema utilizzando software agli elementi finiti per dimostrare che le ipotesi assunte dalle API 650 e dell'EC8-4 portano a risultati attendibili.

E' stato pertanto creato un modello del serbatoio,utilizzando il software Straus7 r2.4.4 grazie al quale è stato possibile attraverso una delle ultime funzioni inserite andare a modellare il liquido stoccato attraverso elementi Brick ai quali è stata assegnato un modello fluido per il materiale.

### 7.1. Descrizione del modello

#### 7.1.2. Decrizione serbatoio FE

Gli elementi utilizzati sono quindi elementi quadrangolari "plate" a 4 nodi, preferiti a quelli a 8 o 9 nodi, più dettagliati nella soluzione ma più onerosi in termini di tempo di analisi. Si accettano quindi lievi discontinuità nelle soluzioni, a vantaggio di tempi più ridotti per il calcolo.

Si è innanzitutto creato il mantello con gli elementi sopra descritti, seguendo la tabella delle virole riportata di seguito:

<b><i>N° virola</i></b>	<b><i>Altezza virola [mm]</i></b>	<b><i>Spessore nominale [mm]</i></b>
Virola n° 1	2000	10
Virola n° 2	2000	8
Virola n° 3	2000	7
Virola n° 4	2000	6
Virola n° 5	2000	6

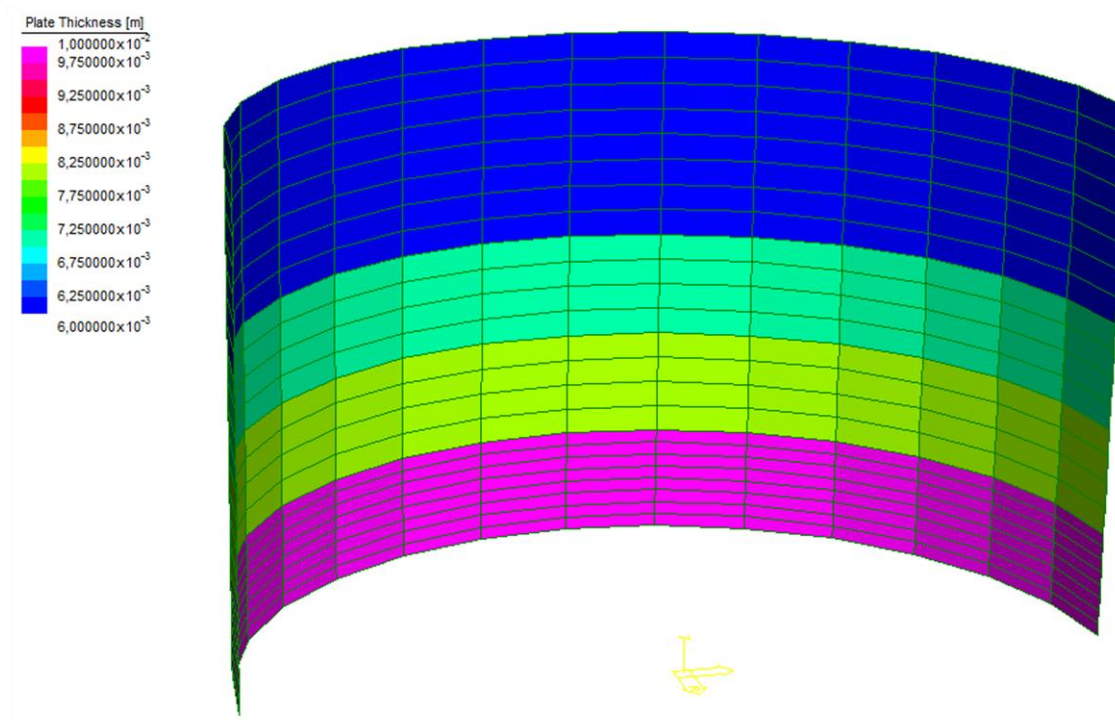


Fig. 7.1 – Mantello modella FE utilizzato

Gli elementi sono alti circa 50cm e larghi 2m (ogni elemento sottende un angolo di  $\approx 12^\circ$ ). In prossimità della base, dove gli sforzi presentano variazioni repentine, si è infittita la mesh dimezzando l'altezza degli elementi.

Per rappresentare al meglio la struttura il fondo è stato modellato sempre con quadrangoli a 4 nodi, aventi spessore uguale sia sotto il mantello che al centro, con i medesimi spessori trovati nelle tavole di progetto del serbatoio. La mesh è stata comunque discretizzata maggiormente in prossimità del collegamento tra base e mantello, per meglio recepire possibili variazioni di pressione elevati.

Poiché tutte le lastre sono saldate fra di loro, mantello e fondo hanno continuità materiale nel modello. Il trincarino è saldato alla virola con doppio cordone d'angolo, quindi anche qui l'assunzione della continuità materiale è lecita.

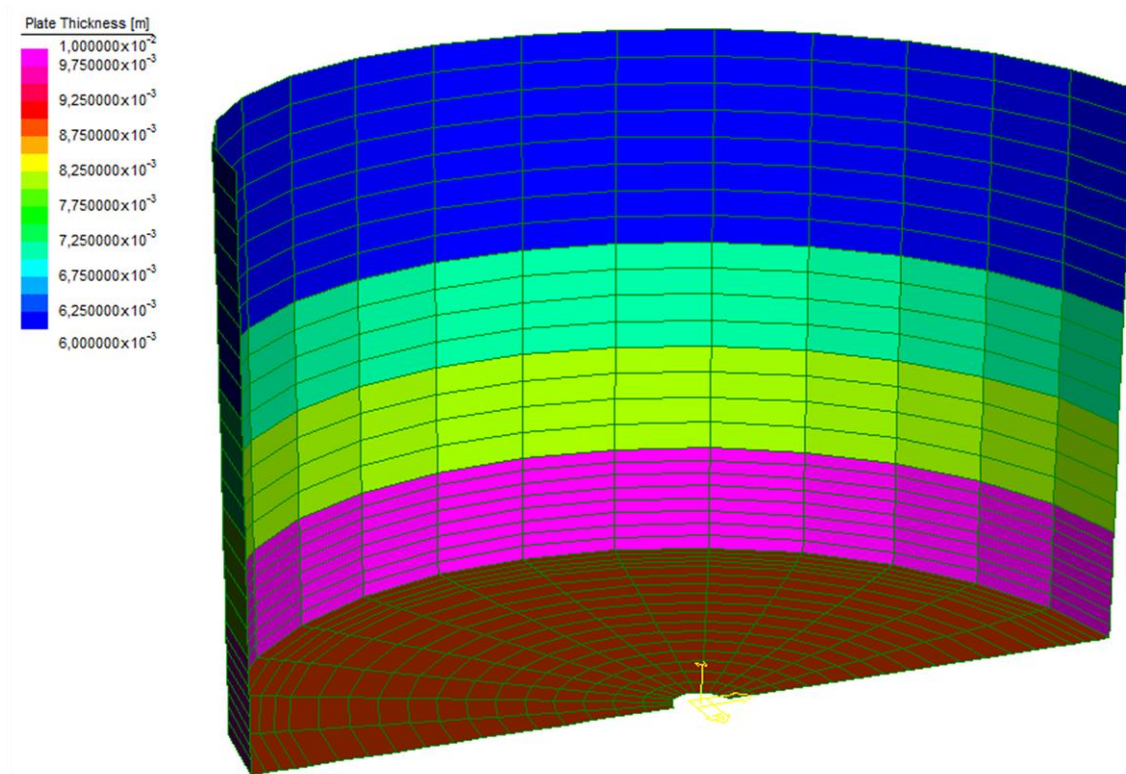


Fig. 7.2 – Mantello e base modello FE utilizzato

Il modello base così definito è stato poi completato con l'aggiunta della copertura, aggiungendo però prima un elemento di irrigidimento lungo tutta la sommità del mantello. Il profilato è stato realizzato delle stesse dimensioni di quello presente nell'esempio reale e in particolare misura 100x100mm ed ha spessore 10mm, ed è saldato all'ultima virola, pertanto è stato rappresentato da elementi "beam" aventi continuità materiale con gli elementi "plate" in sommità.

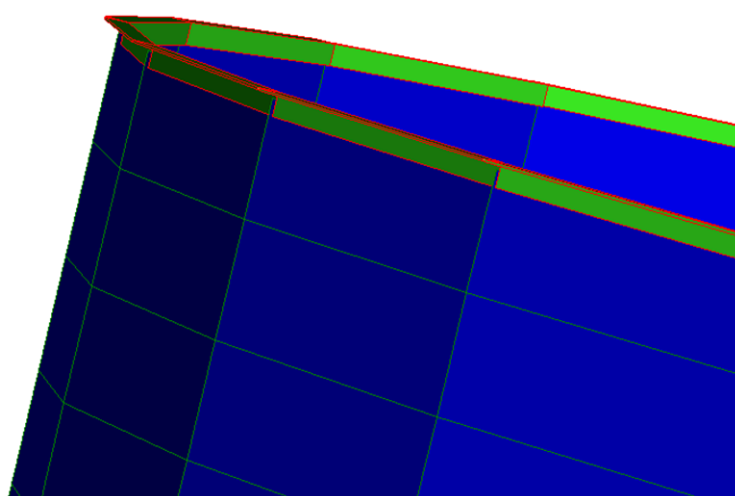


Fig. 7.3 – Profilo di irrigidimento alla sommità del mantello

Per rendere il modello del tutto simile a quello realizzato nella tavole di progetto è stato infine modellata la copertura sempre attraverso elementi plate a 4 nodi. La struttura è stata collegata direttamente al profilo di irrigidimento in quanto anche in questo caso la continuità del materiale lo permetteva.

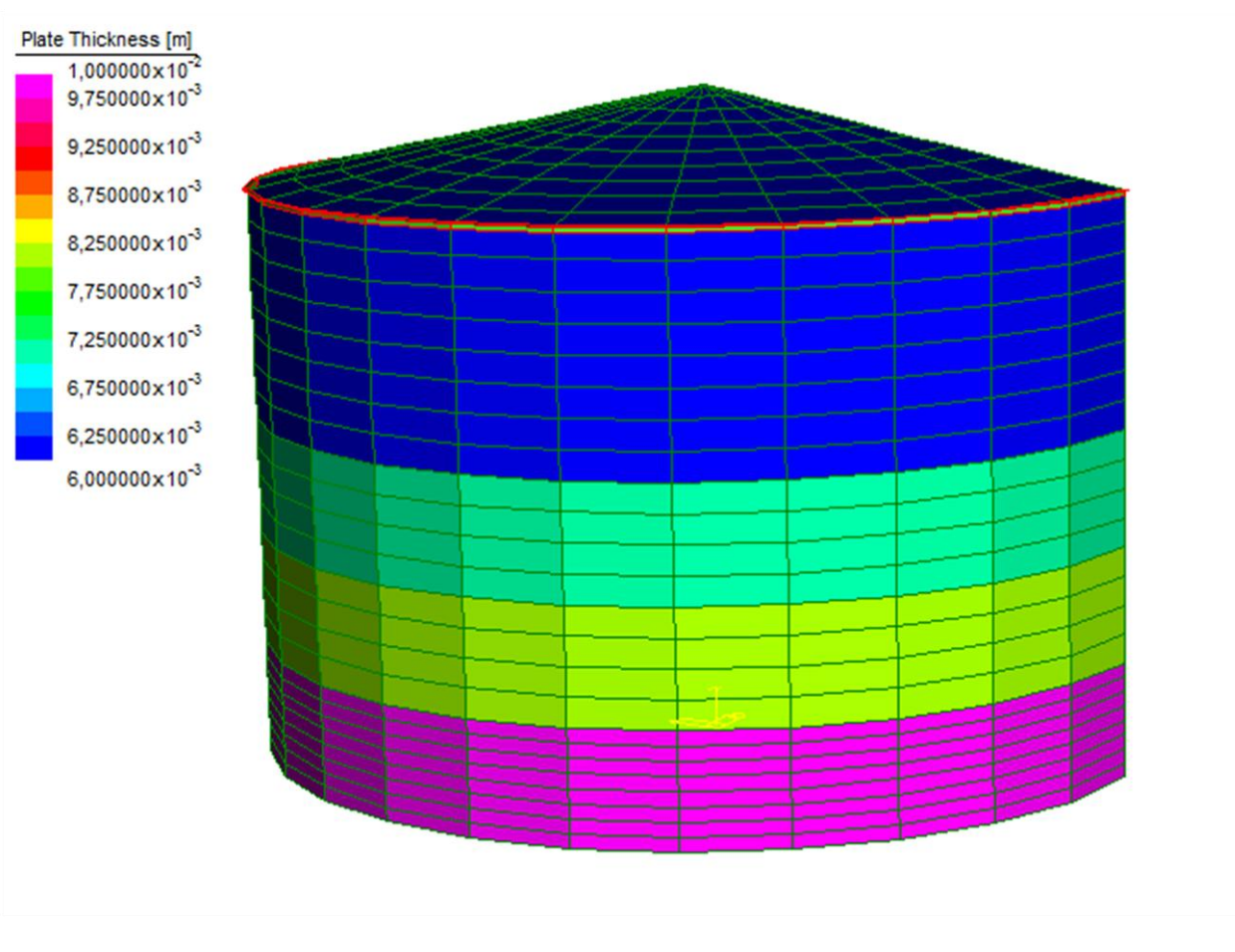


Fig. 7.4 – Mantello e copertura modello FE utilizzato

Per studiare il comportamento del serbatoio anche senza l'ulteriore incremento di rigidità fornito dalla copertura e dal profilo di irrigidimento è stato studiato anche un modello semplificato della struttura costituito dal solo mantello e dalla sola base, anche se in realtà può essere considerata una configurazione poco realistica in quanto almeno uno dei due elementi soppressi sono sempre presenti.

### 7.1.2. Liquido stoccato FE

Come anticipato nell'introduzione di questo capitolo il software utilizzato per la realizzazione di questo modello agli elementi finiti è stato straus7 ed in particolare l'ultima release 2.4.4. nella quale uno degli aggiornamenti effettuati è stato quello per la realizzazione di elementi brick Hexa20 schematizzanti il comportamento di un fluido grazie alla nuova proprietà del materiale. Questa nuova proprietà è stata inserita per permettere di studiare e modellare l'interazione tra

struttura e liquido, gli elementi così caratterizzati tengono automaticamente conto della perdita di energia attraverso la superficie libera del fluido (tensione superficiale) attraverso l'introduzione di un termine relativo alla superficie libera (un integrale nel dominio del tempo della densità del fluido).

In aggiunta per ridurre (ed in molti casi eliminare) i molti modi circolari che si troverebbero normalmente con una analisi delle frequenze naturali, sono stati inseriti nuovi termini addizionali alla matrice dell'elemento in modo da inibire questi modi.

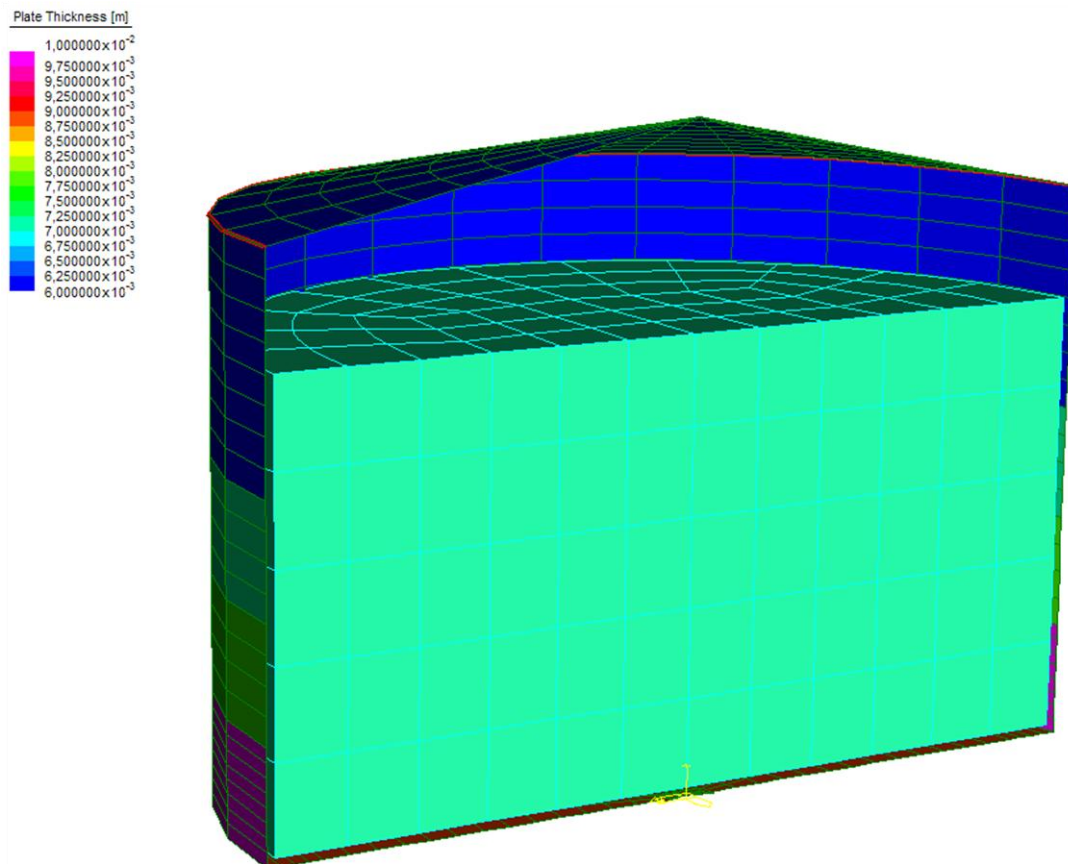


Fig. 7.6 – Serbatoio e liquido stoccato modello FE utilizzato

Una volta realizzato l'elemento schematizzante il liquido contenuto all'interno del serbatoio, è stato necessario andare a collegare i due elementi che, come si vede anche dalla fig. 7.6, presentano un spazio vuoto di interfaccia tra loro.

Il collegamento fra le due mesh a vista incompatibili per dimensione e disposizione degli elementi costitutivi, è stato reso possibile attraverso un procedimento che è partito con la creazione di elementi di attachment flessibili costituiti da elementi beam di costruzione (proprietà 99) su tutte le facce non libere del fluido.

In seguito il collegamento è stato reso effettivo attraverso la trasformazione degli attachment appena realizzati in link, ed in particolare in Master/Slave link.

Questi elementi definiscono una relazione "capo/schiavo" tra due nodi (nel mio caso tra un nodo,



quello del fluido ed un plate, quello del mantello). Il nodo "slave" deve seguire le componenti di spostamento del nodo "master", per qualsiasi spostamento si voglia nello spazio x,y,z.

Nel mio caso avendo un sistema di riferimento cilindrico ho creato dei collegamenti master/slave per quanto riguarda gli spostamenti in DR per i nodi lungo la superficie verticale di tutto il cilindro di interfaccia, mentre altri per spostamenti in DZ, per i nodi di interfaccia sul piano orizzontale della base.

In questo modo i punti del fluido a "contatto" con il mantello erano costretti a spostarsi radialmente insieme ai punti del mantello ma nel contempo presentavano libertà di movimento in tutte le altre direzioni.

Uguualmente i punto della base del fluido erano costretti a muoversi in direzione DZ in modo completamente uguale ai punti della base del serbatoio, ma presentavano invece completa libertà nelle altre direzioni.

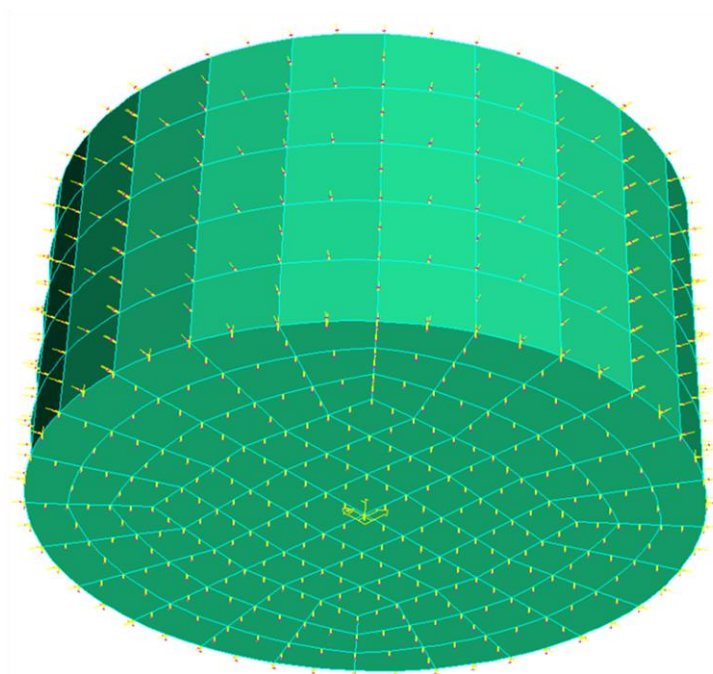


Fig. 7.7 – Liquido con link modello FE utilizzato

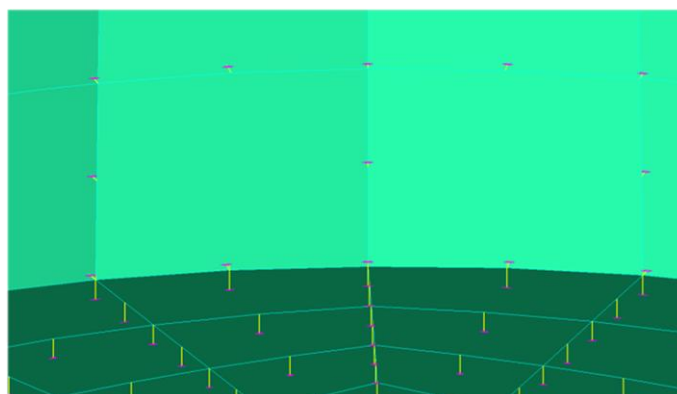


Fig. 7.8 – Particolare link liquido-serbatoio

Per quanto riguarda le proprietà da assegnare a questi elementi, in modo tale da poter schematizzare il comportamento del fluido contenuto, sono da inserire il bulk modulus (modulo di comprimibilità) e la densità. Per il nostro caso vista la presenza di olio combustibile all'interno del serbatoio, si è impostata una densità  $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$  ed un modulo di comprimibilità pari a 1550 MPa.

### 7.1.3. Vincolamento

#### 7.1.3.1. Serbatoio appoggiato

Poiché l'analisi numerica del serbatoio in esame mira a valutare il comportamento della struttura a seguito del sisma di progetto, è di fondamentale importanza cogliere l'aspetto del sollevamento del fondo, che conduce a ridistribuzioni delle tensioni, le quali portano in crisi il mantello.

Per ottenere questo risultato non è possibile utilizzare vincoli bidirezionali (come ad esempio i classici carrelli in corrispondenza dei nodi della virola di base), poiché sarebbe come analizzare un serbatoio ancorato al suolo. Il serbatoio di nostro interesse è di tipo non ancorato, per cui serve un vincolo che consenta di opporsi agli abbassamenti, ma che lasci liberi gli innalzamenti.

Un vincolo che svolge questo compito è quello del tipo "suolo alla Winkler", definito dal software come "face support", tramite il quale si dispone un letto di molle al di sotto delle lastre di fondo, specificandone la unidirezionalità; a queste si assegna una rigidità molto elevata (dell'ordine dei 10000MPa) poiché non interessa cogliere l'abbassamento del fondo, bensì il suo sollevamento.

Resta infine da vincolare la traslazione orizzontale, che è nulla per le condizioni idrostatiche (a causa della disposizione assialsimmetrica del carico), ma è da vincolare per quanto riguarda le sovrappressioni sismiche. Le possibilità per impedire tale traslazione rigida sono:

- Carrelli che impediscono le traslazioni radiali
- Supporti continui lungo il bordo del fondo (edge support)

Il secondo tipo di vincolo è più raffinato, poiché tutto il contorno del fondo risulta vincolato, mentre nel primo caso il contatto sarebbe puntuale. Tuttavia, conducendo i modelli prima con uno poi con l'altro vincolo, si è notato che questi non influenzano particolarmente la soluzione, che differisce soltanto nei primi centimetri di mantello, dove le condizioni locali portano a risultati non attendibili. Al di sopra dei primi 10 cm le soluzioni sono già pressoché coincidenti; questa considerazione, unita al minor costo computazionale di un modello con carrelli rispetto ad uno con edge support, ha portato la scelta sulla prima soluzione, pertanto lo schema strutturale definitivo adottato è il seguente:



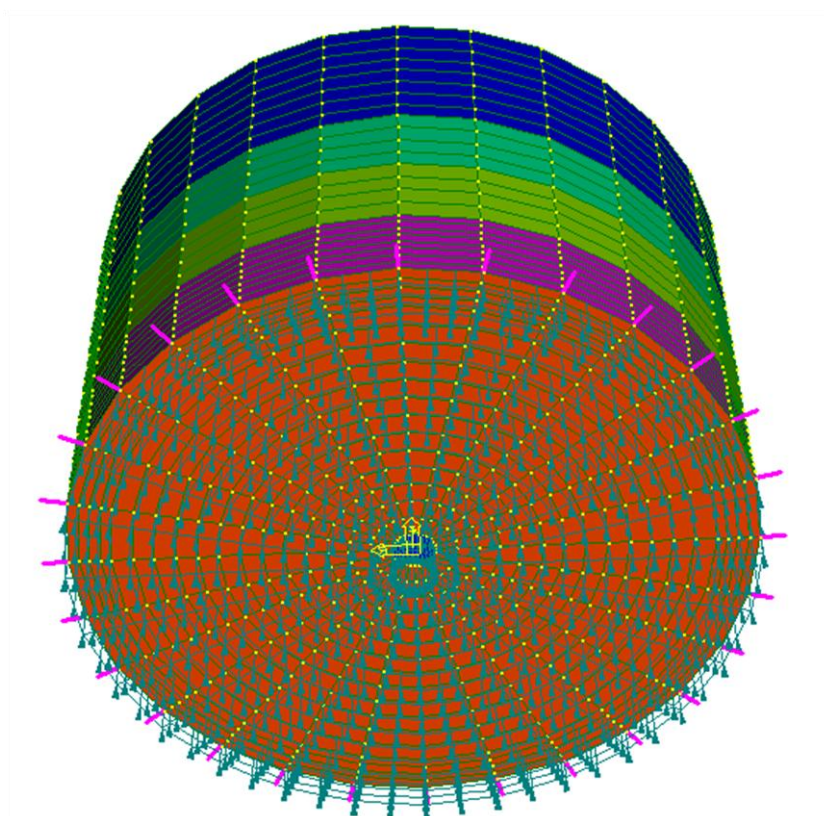


Fig. 7.9 – Vincolo per modello FE serbatoio appoggiato

### 7.1.3.2. Serbatoio ancorato

In questa seconda configurazione del modello si vuole invece andare a cogliere il comportamento del serbatoio, nel caso questo (come risulta dai disegni delle tavole prese come riferimento) sia vincolato alla fondazione attraverso un collegamento bullonato distribuito lungo la lunghezza della circonferenza esterna della base del serbatoio.

Per rappresentare nel software questa condizione si sono andati a fissare rigidamente in tutte le direzioni i nodi del bordo del fondo.

Per quanto riguarda la parte interna della base, la quale nella realtà è poggiante su un magrone di fondazione in ghia, il suo vincolamento è stato realizzato attraverso elementi beam di tipo Spring/Damper per ogni nodo della mesh.

Questi elementi presentano un doppio comportamento realizzato attraverso il collegamento in parallelo di una molla e di uno smorzatore viscoso. Per ogni componente è possibile assegnare una rigidità differente (componente assiale, laterale e torsionale), per quanto riguarda il comportamento elastico, ed ugualmente un differente valore dello smorzamento viscoso per quanto riguarda il comportamento dello smorzatore.

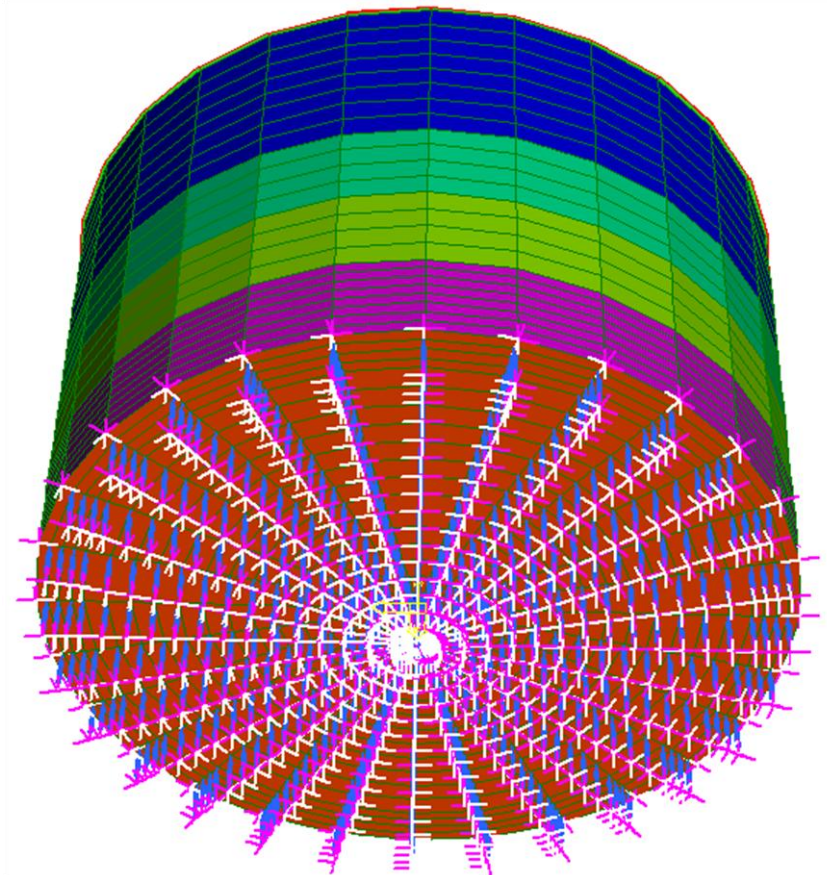
Nel caso in cui sia necessario definire esclusivamente un comportamento di molla elastica (come nel mio caso), è possibile andare ad impostare un valore nullo per tutti i parametri riferiti allo smorzamento viscoso. Ovviamente nell'eventualità che sia necessario avere un elemento che

lavori esclusivamente come smorzatore viscoso, il software lo permette, semplicemente inserendo parametri nulli nella definizione delle rigidezze elastiche.

Come detto quindi nel mio modello FE per il comportamento del serbatoio bullonato sono andato ad impostare il comportamento degli spring/damper, esclusivamente come spring, e poiché l'unica componente della rigidezza che mi interessava era quella assiale sono andato ad impostare le altre due componenti con un valore molto elevato ( $1 \cdot 10^{20}$  N/m).

La rigidezza assiale è stata calcolata invece partendo da una rigidezza del terreno pari a  $0,8 \text{Kg/cm}^3$ , che ben schematizza la situazione presente al di sotto del serbatoio.

Il modello ottenuto è il seguente:



*Fig. 7.10 – Vincolo per modello FE serbatoio bullonato*

### 7.1.4. Azione sismica

La fase di analisi del modello è iniziata dalla definizione dell'azione da considerare nell'analisi, vista la decisione di procedere con analisi di tipo dinamico, è stato possibile inserire all'interno del software direttamente l'accelerogramma da applicare alla struttura.

Non è stato quindi necessario impostare alcuna combinazione di carico relativa alla situazione sismica.

L'accelerogramma da inserire è stato ottenuto utilizzando il programma REXEL v 3.5 beta (Iervolino et al, 2008) il quale mi ha permesso di ottenere un accelerogramma spettro compatibile rispetto al sito di Priolo Gargallo (SR) preso come sito nel quale effettuare la verifica.

Il software permette la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) e dell'Eurocodice 8 (EC8) che possono anche rispecchiare caratteristiche di sorgente di interesse in termini di magnitudo e distanza epicentrale. Il programma è scaricabile gratuitamente al sito <http://www.reluis.it>. Le registrazioni accelerometriche cui fa riferimento sono quelle dello European Strong-motion database (ESDB) scaricabile gratuitamente al sito <http://www.isesr.cv.ic.ac.uk>.

Il programma (Figura 7.11) consente di definire automaticamente, per qualunque luogo sul territorio nazionale, gli spettri di normativa orizzontali e verticali a partire dalle coordinate geografiche, dalla geologia locale, dallo stato limite in esame, dalla vita nominale e dalla classe di utilizzo. Determinato così lo spettro di riferimento, è possibile selezionare accelerogrammi reali appartenenti ad intervalli di magnitudo e distanza definibili dall'utente, accelerogrammi che saranno poi utilizzati per creare combinazioni di sette registrazioni che in media rispettino, in un definibile intervallo di periodo, lo spettro precedentemente definito, con una tolleranza superiore ed inferiore, anch'essi definibili dall'utente. E' inoltre possibile eseguire l'analisi includendo una, due o tre componenti, a seconda che si desideri eseguire analisi piane, spaziali, che includano o meno la componente verticale.

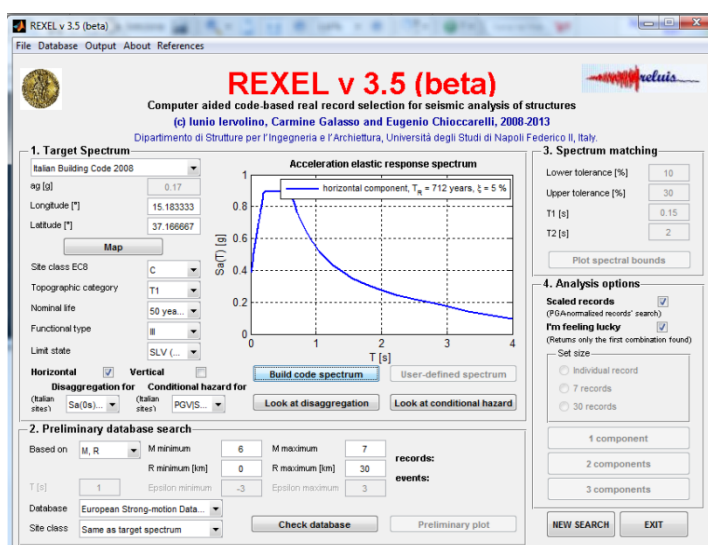


Fig. 7.11 – Interfaccia grafica rexel per sito Priolo Gargallo (SR)

Rexel, per ogni set di accelerogramma trovato restituisce un file che riassume le caratteristiche dei records selezionati ed i codici identificativi del terremoto di provenienza associato ad ogni singolo accelerogramma. Infatti, generalmente ad ogni terremoto possono corrispondere più registrazioni accelerometriche ottenute disponendo gli strumenti di misura (accelerometri) in diversi punti. Diversi accelerogrammi possono quindi presentare identico codice se relativi allo stesso terremoto di provenienza.

I set ottenuti sono automaticamente ordinati secondo un ordine crescente di dispersione rispetto allo spettro target secondo i seguenti parametri di deviazione (Iervolino et al., 2008), quali deviazione spettrale j-esima ( $\delta_j$ ), deviazione spettrale media ( $\delta_{medio}$ ) deviazione spettrale massima ( $\delta_{max}$ ).

La deviazione dello spettro medio  $\delta_{medio}$  fornisce una misura quantitativa dello scostamento che assume l'andamento dello spettro medio, relativo alla singola combinazione, nei confronti dello spettro di riferimento esaminato.

La deviazione massima,  $\delta_{max}$  del singolo spettro è intesa come lo scostamento medio relativo ad ogni singola registrazione facente parte della combinazione. La selezione secondo questo parametro prevede la determinazione della  $\delta_{max}$  nella settupla di accelerogrammi e di selezionare le combinazioni caratterizzate dal valore minimo assunto da essa. Questo criterio consente di individuare le combinazioni in cui gli spettri reali sono meno dispersi rispetto allo spettro di riferimento. Qualora si dovesse presentare più di una combinazione avente lo stesso valore minimo della deviazione  $\delta_{max}$ , la scelta di quella più opportuna può essere ottenuta considerando il valore della deviazione  $\delta$  minima.

Inoltre il programma consente di selezionare, oltre che set di record reali non scalati, combinazioni di accelerogrammi scalati, la cui media spettrale risulti compatibile con lo spettro assunto quale riferimento. Ogni accelerogramma è prima adimensionalizzato rispetto al proprio valore di *peak ground acceleration* (PGA) e successivamente viene scalato linearmente mediante un fattore tale che la PGA del record corrisponda alla PGA dello spettro di normativa.

Eseguita l'operazione di 'Adimensionalizzazione' e specificato il massimo fattore medio di scala desiderato (SF), Rexel genera, se ne esistono, le combinazioni di record scalati con media spettro-compatibile, così come esposto per i set di accelerogrammi non scalati.

Per quanto riguarda questa prima analisi su le due configurazione del serbatoio, si è proceduto con l'estrapolazione dal software di un unico accelerogramma prendendo come database SIMBAD (smerzini e paulucci, 2011), impostando il terreno come della stessa tipologia dello spettro di riferimento ed infine si sono impostati i limiti di differenza rispetto allo spettro target, secondo le NTC 2008 § 3.2.3.6 nel modo seguente:

- Scarto in difetto 10%
- Scarto in eccesso 30%

Questo per quanto riguarda tutti i punti dell'intervallo 0,15 s – 2 s , dei periodi T (s).

L'accelerogramma ottenuto è il seguente:

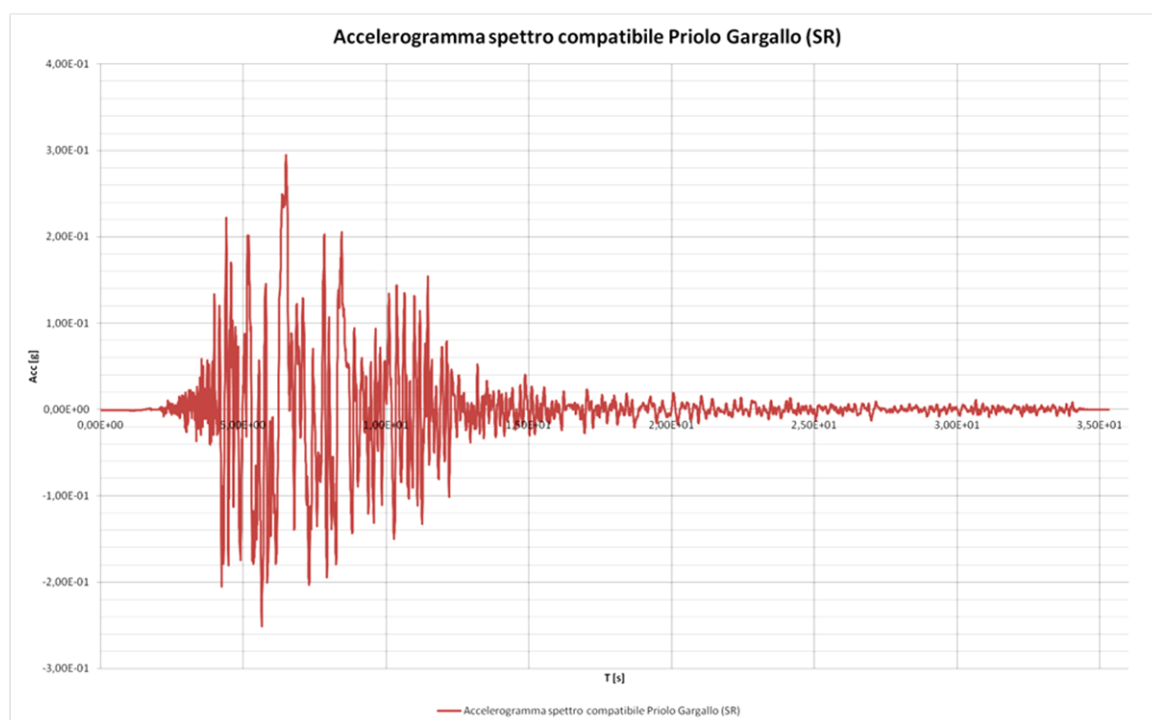


Fig. 7.12 – Accelerogramma spettro compatibile Priolo Gargallo (SR) ottenuto da REXEL

## 7.2. Analisi agli elementi finiti

Dopo aver impostato anche l'azione da considerare nell'analisi della struttura, attraverso l'inserimento dell'accelerogramma ricavato come tabelle Accelerazione vs tempo nel software Straus7, è stato possibile partire con l'analisi.

Come già detto il tipo di analisi scelto è quello di un'analisi dinamica, che può essere effettuata sia in campo lineare (cosa che verrà fatta per quanto riguarda il modello ancorato), sia in campo non lineare (come verrà invece compiuto per quanto riguarda l'analisi della struttura appoggiata). Questo tipo solutore di è utilizzato per calcolare la Time History della risposta dinamica di una struttura soggetta ad una forza arbitraria ed ad una determinata condizione iniziale.

Per quanto concerne l'azione arbitraria agente sulla struttura considerata, in questo caso si è utilizzato l'accelerogramma ricavato precedentemente.

Questo viene applicato dal software alla base della struttura, e si può decidere la direzione di applicazione attraverso l'inserimento del vettore di direzione. Nel caso in esame l'azione è stata sempre applicata in una sola direzione, in quanto la struttura è del tutto simmetrica e quindi non avrà comportamento differente nel caso l'azione arrivasse da un'altra posizione. In particolare si è dato il valore 1 solo al vettore direzione X (o R, in coordinate cilindriche).

La condizione iniziale in cui la struttura si trova prima dell'applicazione dell'accelerogramma, e quindi la configurazione che verrà presa come punto di partenza dell'analisi, è stata impostata attraverso l'utilizzo dei risultati di una precedente analisi statica lineare. In questo modo il software calcola come punto di partenza per i successivi calcoli i risultati in termini di spostamento e stress dovuti ai carichi statici presenti.

Per la definizione della time table, con la quale definire la mia time History, si sono presi tanti step quanti i valori presenti nell'accelerogramma applicato, di durata pari all'intervallo di tempo tra un valore e l'altro dell'accelerogramma.

In alcuni casi per alleggerire l'onere computazionale dell'analisi si sono create differenti time history per le differenti porzioni dell'accelerogramma, andando a discretizzare maggiormente i vari step in corrispondenza della zona di maggiore intensità dell'azione.

Ultimo parametro che si è dovuto impostare prima del lancio dell'analisi è stato quello relativo alla tipologia di schema di smorzamento da utilizzare nell'analisi. In questo caso si è proceduto con l'added damping di Rayleigh per il quale è stato necessario impostare dei fattori, andando a modificare la funzione di Rayleigh. In particolare si è utilizzato il fattore 0,05 nell'intervallo di frequenze 0,1 – 1 Hz.(intervallo di frequenze più significativo per andare a comprendere al meglio il comportamento del liquido contenuto) per entrambi gli estremi.



## 7.3. Esposizione dei risultati dell'analisi agli elementi finiti

### 7.3.1. Modello ancorato

Di seguito si illustrano i risultati ottenuti dal modello realizzato con l'ancoraggio alla fondazione come illustrato precedentemente, e si confronteranno con quelli ottenuti invece analiticamente dalle normative, quella europea e quella americana.

#### 7.3.1.1. Comportamento fluido

Come prima cosa si inserisce il comportamento del liquido all'interno del serbatoio a causa dell'azione sismica applicata.

In particolare si pone l'attenzione sullo step della time history corrispondente alla parte di maggiore intensità dell'accelerazione. Si è visto come la deformata che si venga a creare sia dominata completamente dal primo modo di vibrare del fluido.

Si mostra in fig. 7.13 l'andamento appena descritto.

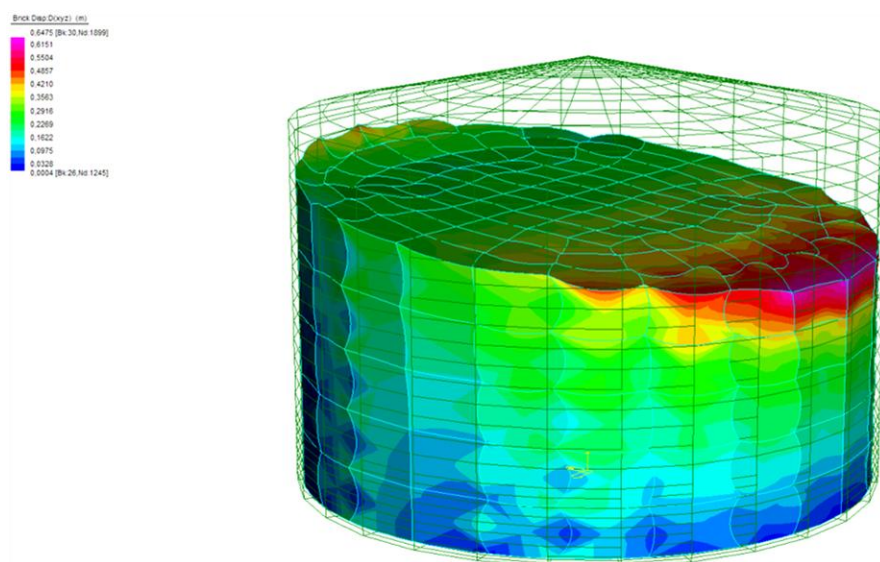


Fig. 7.13 – Deformata fluido in corrispondenza della massima intensità dell'accelerogramma

Come si può notare il fluido, nel caso in esame si tratta di olio combustibile, una volta eccitato dal sisma risponde seguendo esclusivamente il suo primo modo di vibrare che come mostrato in fig. 7.13 comporta il sollevamento da un lato ed il corrispondente abbassamento dalla parte opposta. Ovviamente ogni considerazione è collegata anche al sisma considerato, infatti si ottiene il comportamento mostrato sicuramente perché il contenuto in frequenza del sisma è molto più vicino a quella del primo modo di vibrare rispetto a quella dei modi superiori.

### 7.3.1.2. Serbatoio ancorato con copertura

Il risultati visti per primi sono quelli riferiti al taglio ed al momento che si vengono a sviluppare a causa dell'azione sismica agente alla base del serbatoio.

Per il calcolo particolareggiato di questi valori per quanto riguarda L'API 650 std. e l'EC8-4, si rimanda al capitolo 5, dove è stato illustrato il procedimento applicandolo proprio al serbatoio in esame.

Di seguito si inseriscono le tabelle riportanti i valori ricavati in confronto con quelli ottenuti invece dal modello:

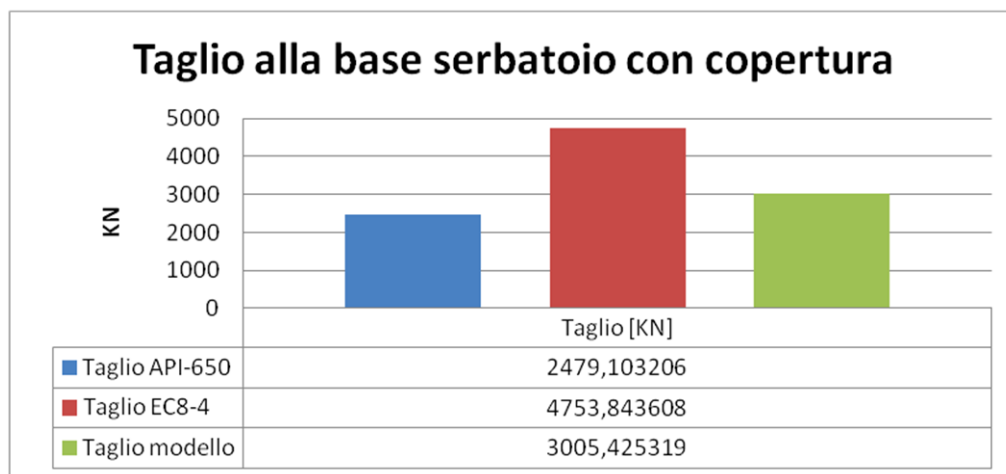


Fig. 7.14 – Istogramma confronto taglio alla base API - EC8 - Modello

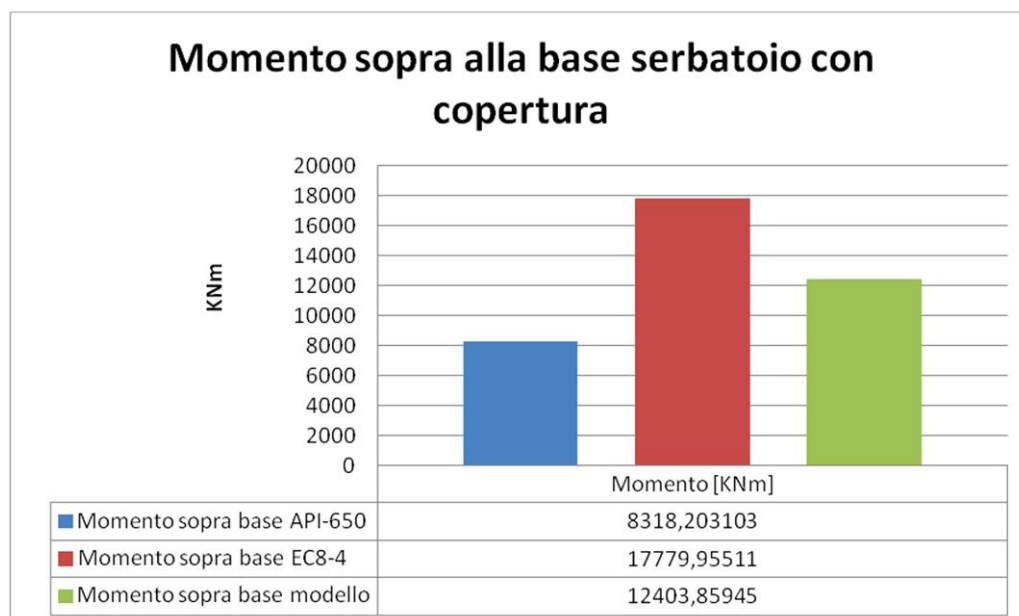


Fig. 7.15 – Istogramma confronto momento sopra alla base API – EC8-4 - Modello



Come si nota subito per entrambi i valori si ottengono dal modello risultati in linea con quelli ricavati soprattutto dalla normativa americana, ma ben al di sotto di quelli invece che si erano calcolati con la metodologia contenuta nell'eurocodice, questo come già detto in precedenza è dovuto al fatto che la normativa europea, porta per le sue formulazioni ad una sovrastima delle sollecitazioni (vedi cap. 5).

Passando invece all'aspetto delle tensioni, si nota dalla seguente immagine

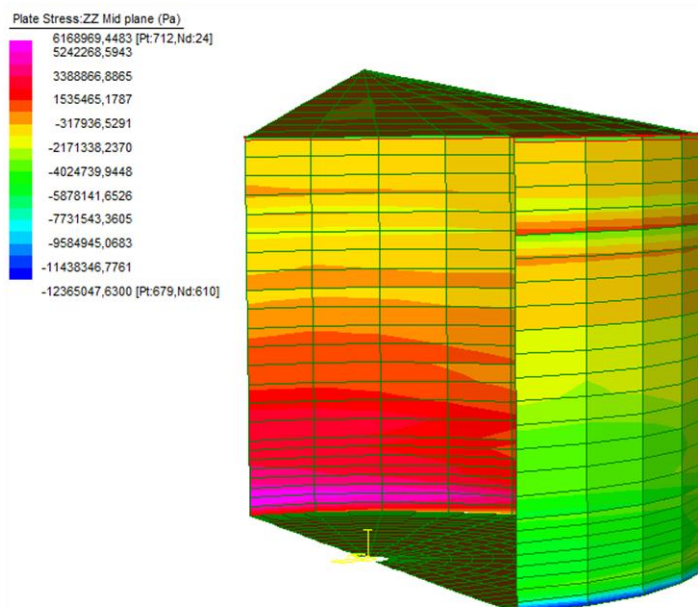


Fig. 7.16 –Tensioni di meridiano mantello serbatoio

come per i meridiani la tensione per le virole più in alto sia pressoché nulla, dato che il carico viene progressivamente trasferito ai paralleli.

Diversa è la situazione alla base, dove si ha una variazione repentina delle tensioni, che partono da valori di 12 MPa alla sezione  $z=0$ , nella porzione in trazione. Alla quota solitamente più sollecitata (a circa 30cm dalla base) assume valori prossimi ai 7MPa, coerenti con quanto ottenuto seguendo le API650. Si nota anche come sia al lembo teso che si sviluppa lo sforzo di modulo maggiore.

Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la tensione di meridiano si veda il seguente istogramma (fig. 7.17).

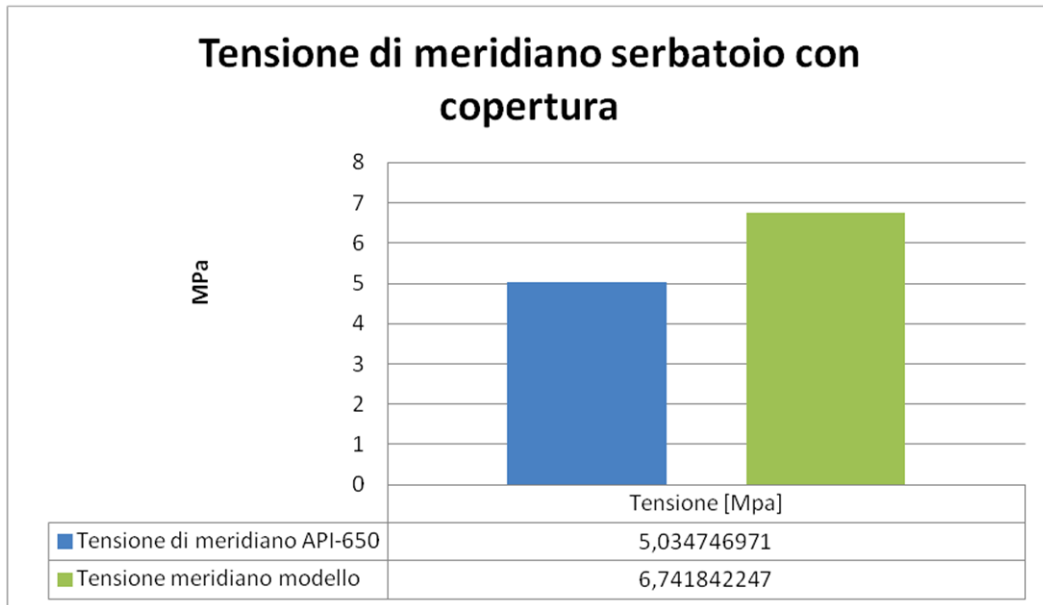


Fig. 7.17 – Istogramma tensione di meridiano confronto API - Modello

Si vede quindi come i risultati anche in questo caso siano in linea con quelli della normativa americana, per quanto concerne invece quella europea, come si vede il confronto non è stato possibile in quanto non presenta formule semplificate per il calcolo delle tensioni di meridiano e di parallelo, ma solo di quelle sismiche interne che vengono provocate dal liquido, identificabili nella pressione impulsiva e convettiva.

Per le tensioni di parallelo è ottenuto il seguente andamento:

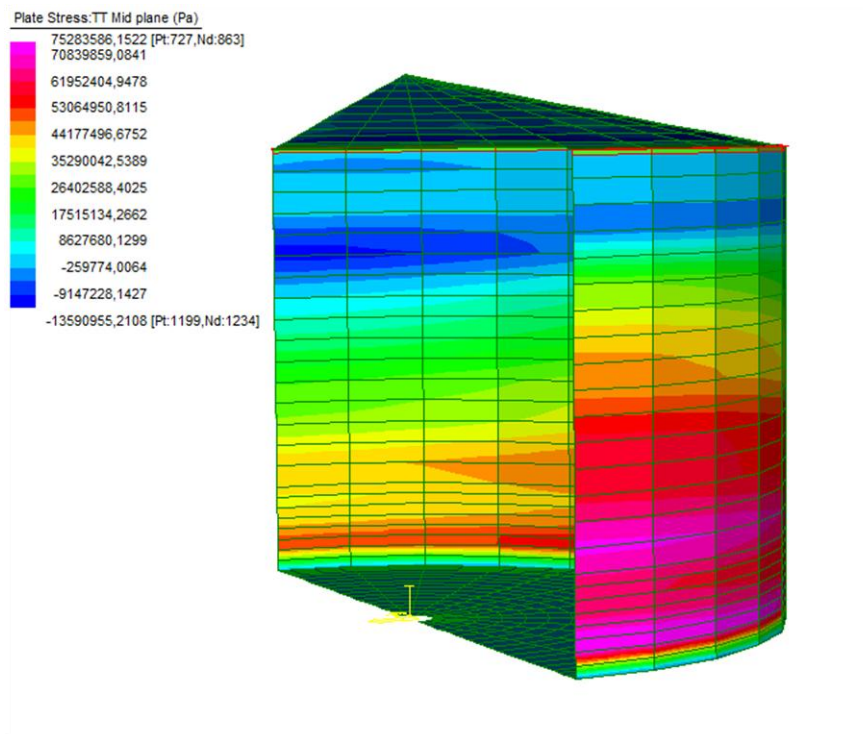


Fig. 7.18 – Tensioni di parallelo mantello serbatoio

dal quale si nota l'analogia con quanto esposto dalla norma americana, che forniva una trazione di parallelo totale di 74,87 MPa.

Il serbatoio è ben progettato, poiché salendo di quota lo spessore del mantello è stato ridotto, in modo da sfruttare uniformemente le risorse dell'acciaio; si nota infatti che il valore di tensione massimo (circa 60 MPa) non si ha solo alla base dove le pressioni sono superiori, ma si manifesta fino a metà altezza. Al diminuire della pressione è stato sapientemente ridotto lo spessore delle virole, per ottimizzare la quantità di acciaio.

Si nota inoltre come anche nella parte posteriore di mantello le tensioni siano elevate, questo poiché il maggior contributo è dato dalla pressione idrostatica, che alla base genera una  $\sigma=61,6\text{MPa}$ .

A sua volta il sisma genera una  $s$  di circa 7,5 MPa, positiva nella parete anteriore e negativa (compressione) nel lato posteriore; infatti le tensioni nel fronte si aggirano intorno ai 75 MPa, e nel retro intorno ai 60 MPa.

Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la tensione di meridiano si veda il seguente istogramma (fig. 7.19).

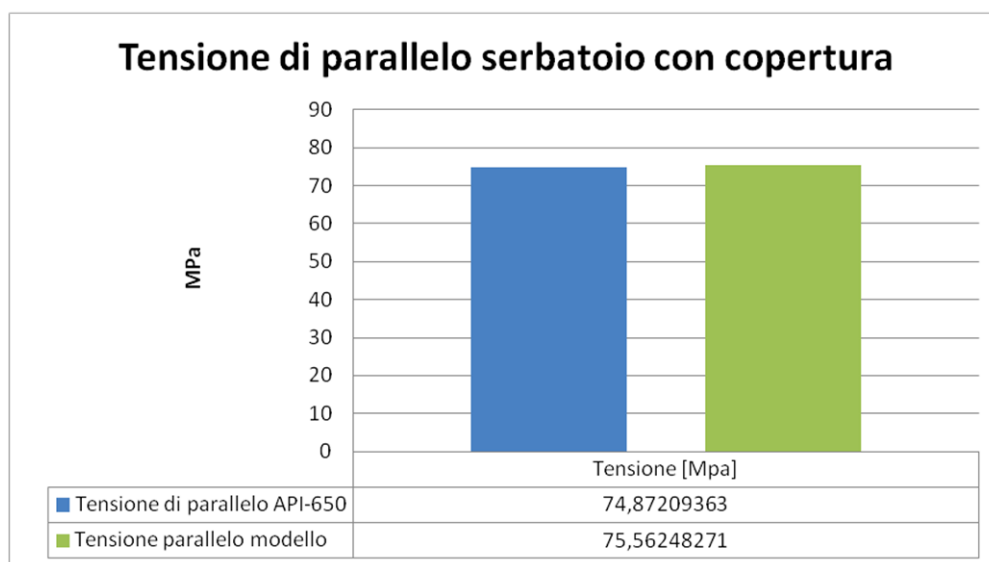


Fig. 7.19 – Istogramma tensione di parallelo confronto API - Modello

Nella parte superiore del retro del mantello si nota dalla colorazione come i paralleli siano compressi, e questo ha portato, a causa del modesto spessore della lamiera in tale zona, ad innescare una forma di instabilità per depressione, che deforma verso l'interno questa zona, come si evince dalla deformata.

Si noterà comunque che tale forma di instabilità sia in realtà molto lieve grazie all'elemento di irrigidimento ed alla copertura nel modello seguente in cui questi elementi non verranno considerati si osserverà un comportamento peggiore.

Si mostra di seguito la deformata ottenuta per questo modello opportunamente scalata per poter mostrare in maniera più chiara possibile l'andamento della deformazione con indicato il contour per la pressione di parallelo.

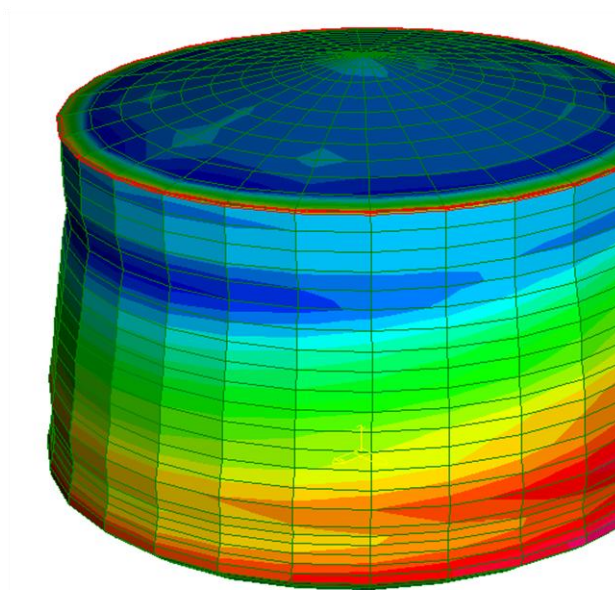


Fig. 7.20 – Deformata scalata al 50% con contour pressioni di parallelo

Come già detto si vede la porzione di mantello in compressione nella parte alta della parete ed invece la zona in trazione nella parte bassa del mantello nella parte opposta.

### 7.3.1.3. Serbatoio ancorato con peso copertura

In questo caso il modello considerato, non presenta come il precedente l'anello di irrigidimento e la copertura ma, questi elementi sono stati sostituiti solo ed esclusivamente da una condizione di carico, la quale, riproduce il carico della copertura.

In realtà questo modello può essere considerato una configurazione poco realistica in quanto almeno uno dei due elementi soppressi sono sempre presenti.

La configurazione strutturale è la seguente:

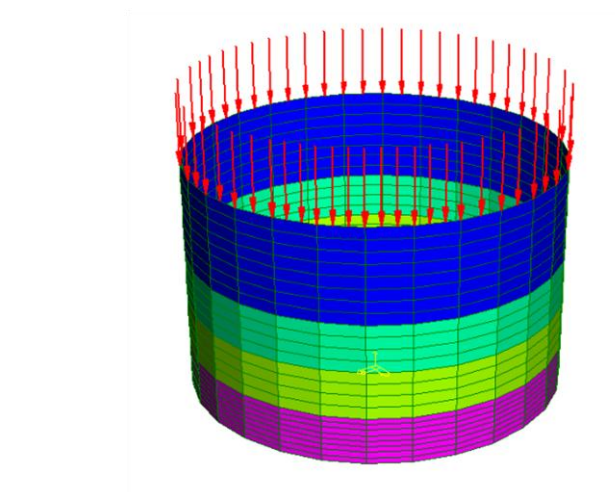


Fig.7.21 – Modello serbatoio con peso copertura

Il risultati visti per primi sono quelli riferiti al taglio ed al momento che si vengono a sviluppare a causa dell'azione sismica agente alla base del serbatoio.

Per il calcolo particolareggiato di questi valori per quanto riguarda L'API 650 std. e l'EC8-4, si rimanda al capitolo 5, dove è stato illustrato il procedimento applicandolo proprio al serbatoio in esame.

Di seguito si inseriscono le tabelle riportanti i valori ricavati in confronto con quelli ottenuti invece dal modello:

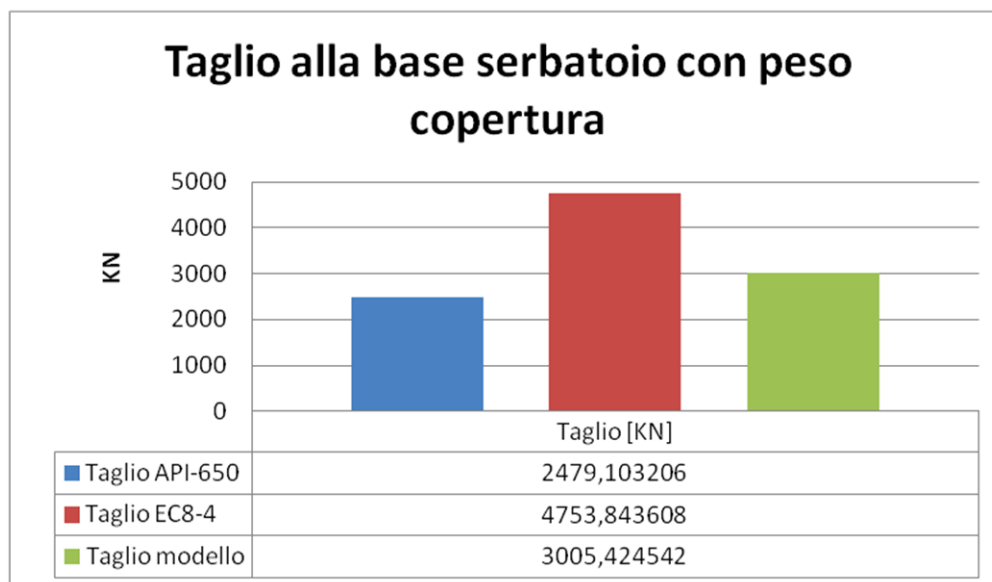


Fig. 7.22 – Istogramma taglio confronto API – EC8-4 Modello

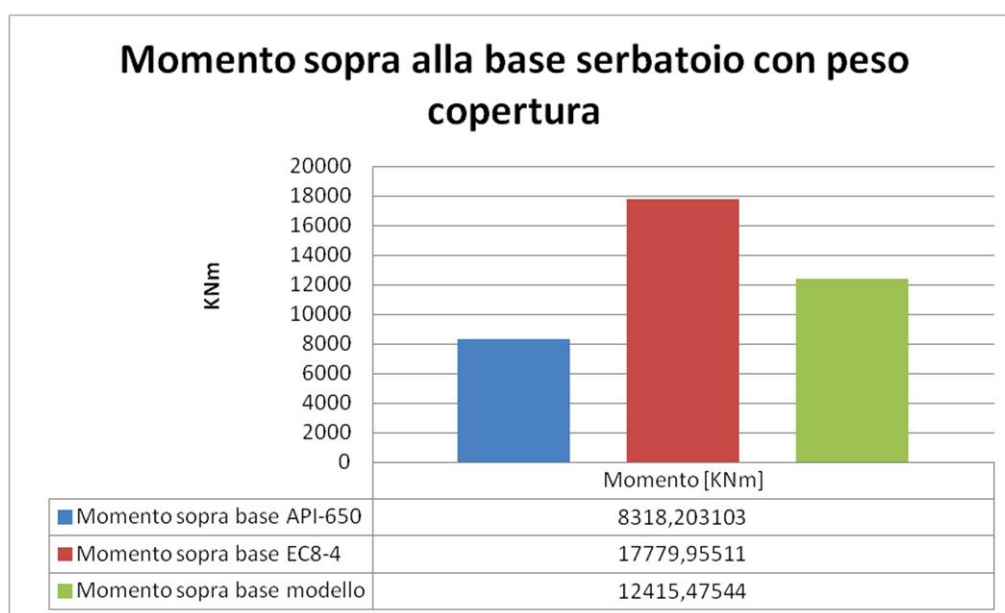


Fig. 7.23 – Istogramma momento sopra alla base API – EC8-4 - Modello

Come si nota subito per entrambi i valori, si ottengono dal modello risultati in linea con quelli ricavati soprattutto dalla normativa americana, ma ben al di sotto di quelli invece che si erano calcolati con la metodologia contenuta nell'eurocodice, questo come già detto in precedenza è dovuto al fatto che la normativa europea, porta per le sue formulazioni ad una sovrastima delle

sollecitazioni (vedi cap. 5). Si nota in questo caso inoltre che la differenza con il caso precedente per quanto interessa questi parametri è veramente limitatissima. Si registra una differenza del taglio rispetto alla configurazione con copertura pari a pochi N in difetto e per il momento invece di circa 10 KN in accesso. Per questo si può asserire che la diversa configurazione in questo caso specifico non influenza significativamente i valori di taglio e momento, calcolati alla base.

Passando invece all'aspetto delle tensioni, si nota dalla seguente immagine

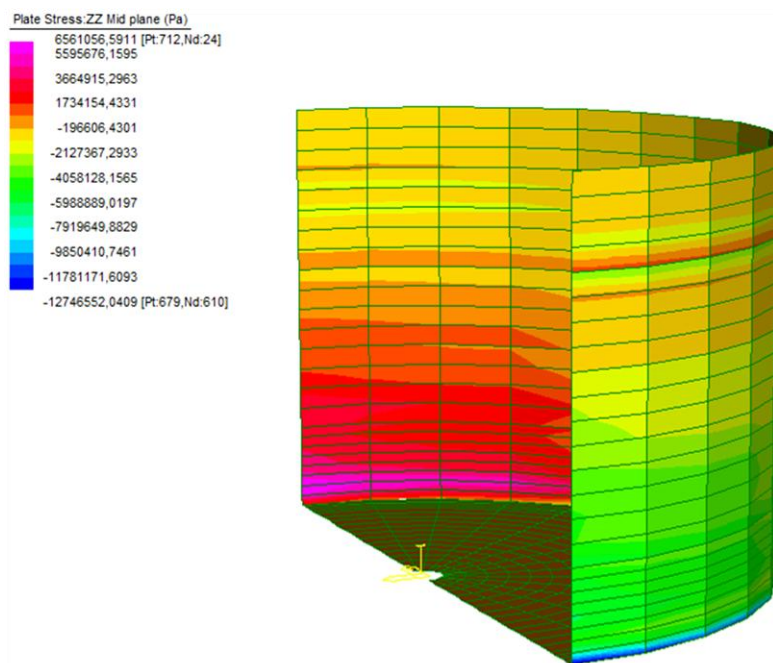


Fig. 7.23 – Tensioni di meridiano mantello con peso copertura

L'andamento risulta essere del tutto simile a quello precedente, con però in questo caso un lieve aumento del valore come si vedrà in dettaglio nell'istogramma di fig. 7.24.

Si vede come nel caso precedente che la tensione per le virole più in alto è pressoché nulla, dato che il carico viene progressivamente trasferito ai paralleli.

Diversa è la situazione alla base, dove si ha una variazione repentina delle tensioni, che partono da valori di 12 MPa alla sezione  $z=0$ , nella porzione in trazione. Alla quota solitamente più sollecitata (a circa 30cm dalla base) assume valori prossimi ai 7MPa, coerenti con quanto ottenuto seguendo le API650. Si nota anche come sia al lembo teso che si sviluppa lo sforzo di modulo maggiore.



Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la tensione di meridiano si veda il seguente istogramma (fig. 7.24).

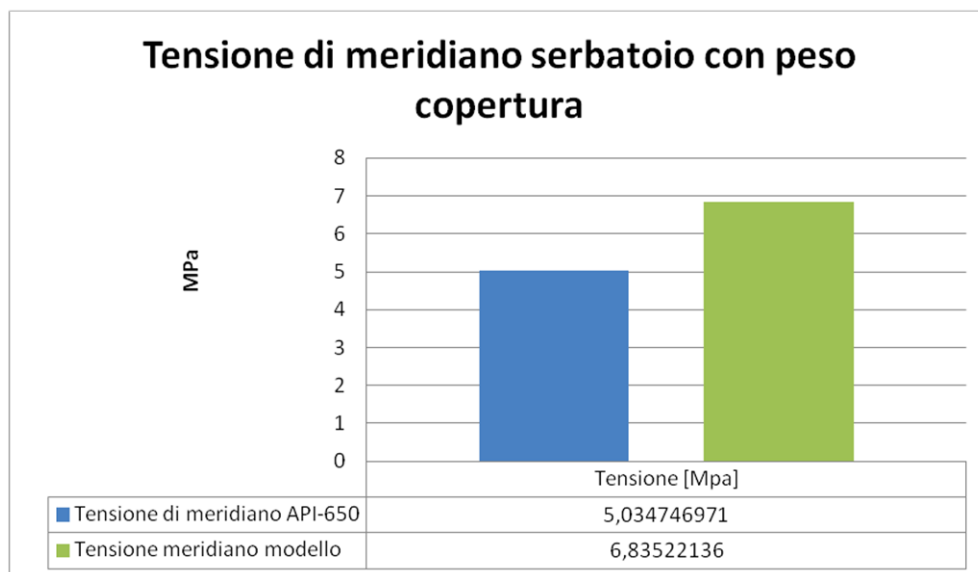


Fig. 7.24 – Istogramma tensione di meridiano serbatoio con peso copertura confronto API - Modello

Si vede quindi come i risultati anche in questo caso siano in linea con quelli della normativa americana, per quanto concerne invece quella europea, come si vede il confronto non è stato possibile in quanto non presenta formule semplificate per il calcolo delle tensioni di meridiano e di parallelo, ma solo di quelle sismiche interne che vengono provocate dal liquido, identificabili nella pressione impulsiva e convettiva.

Per le tensioni di parallelo è ottenuto il seguente andamento:

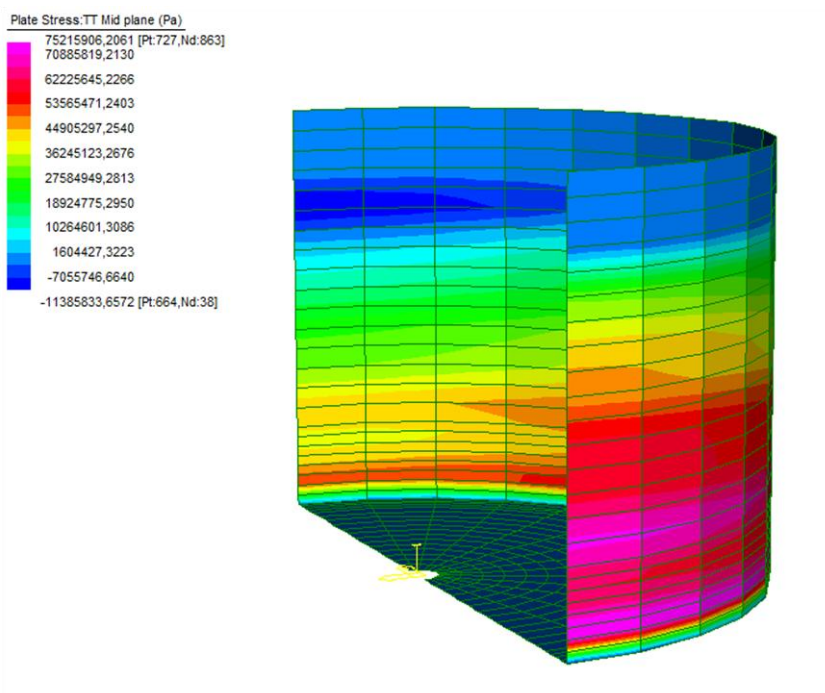


Fig. 7.25 – Pressioni di parallelo modello con peso copertura

dal quale si nota l'analogia con quanto esposto dalla norma americana, che forniva una trazione di parallelo totale di 74,87 MPa.

Il serbatoio è ben progettato, poiché salendo di quota lo spessore del mantello è stato ridotto, in modo da sfruttare uniformemente le risorse dell'acciaio; si nota infatti che il valore di tensione massimo (circa 60 MPa) non si ha solo alla base dove le pressioni sono superiori, ma si manifesta fino a metà altezza. Al diminuire della pressione è stato sapientemente ridotto lo spessore delle virole, per ottimizzare la quantità di acciaio.

Si nota inoltre come anche nella parte posteriore di mantello le tensioni siano elevate, questo poiché il maggior contributo è dato dalla pressione idrostatica, che alla base genera una  $\sigma=61,6\text{MPa}$ .

A sua volta il sisma genera una  $s$  di circa 7,5 MPa, positiva nella parete anteriore e negativa (compressione) nel lato posteriore; infatti le tensioni nel fronte si aggirano intorno ai 75 MPa, e nel retro intorno ai 60 MPa.

Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la tensione di meridiano si veda il seguente istogramma (fig. 7.26).

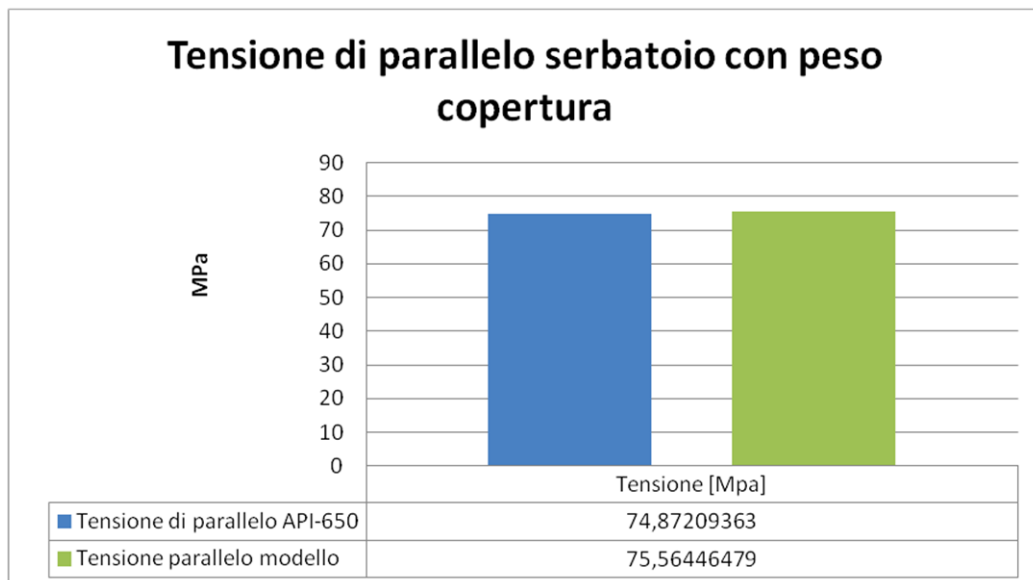


Fig. 7.26 – Istogramma tensione di parallelo serbatoio con peso copertura confronto Api - Modello

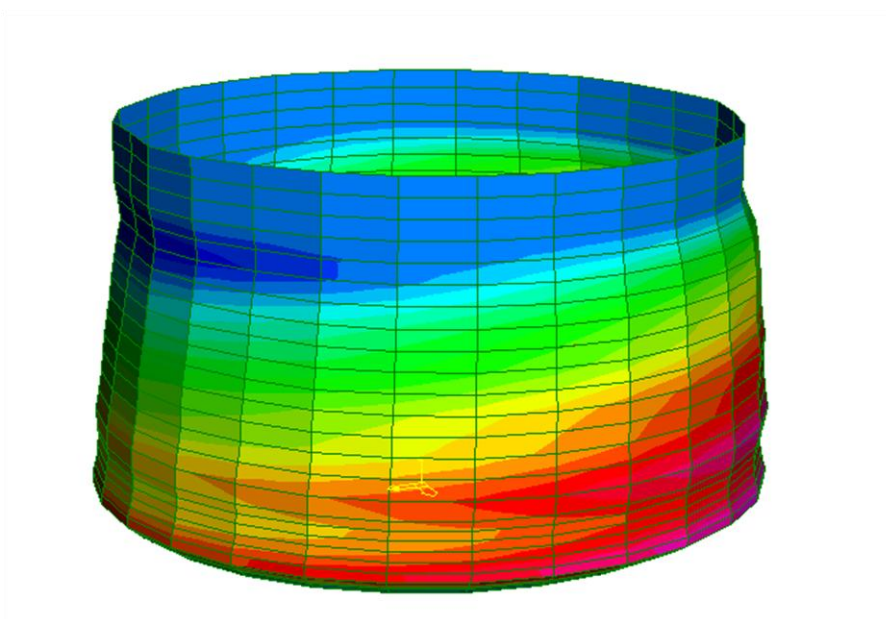
Per entrambi i valori di tensione quindi risulta chiaro che la differente configurazione non porta ad un cambiamento sostanziale dell'intensità. Si nota che la differenza con il caso precedente per quanto interessa questi parametri è veramente limitatissima, registrando una differenza della tensione di meridiano rispetto alla configurazione con copertura pari a circa 0,1 MPa in eccesso e per quella in parallelo di pochi Pa in eccesso. Per questo si può asserire che la diversa configurazione in questo caso specifico non influenza significativamente i valori delle tensioni nel mantello.



Uguualmente alla configurazione precedente, a causa della medesima distribuzione della tensione di parallelo, nella parte superiore del retro del mantello i paralleli sono compressi, e questo porta, a causa del modesto spessore della lamiera in tale zona, ad innescare una forma di instabilità per depressione, che deforma verso l'interno questa zona, come si evince dalla deformata.

Si noterà comunque che tale forma di instabilità sia in realtà molto lieve anche se di entità superiore rispetto al caso precedente nel quale l'anello in sommità e la copertura irrigidivano molto l'intero serbatoio.

Si mostra di seguito la deformata ottenuta per questo modello opportunamente scalata per poter mostrare in maniera più chiara possibile l'andamento della deformazione con indicato il contour per la pressione di parallelo.



*Fig. 7.27 – Deformata scalata al 50% con contour tensione di parallelo*

Come già detto si vede la porzione di mantello in compressione nella parte alta della parete ed invece la zona in trazione nella parte bassa del mantello nella parte opposta.

#### 7.3.1.4. Considerazione sui risultati ottenuti

Da quanto analizzato risulta evidente che per quanto riguarda i serbatoi ancorati, la presenza o meno della copertura come elemento di irrigidimento non cambia molto in realtà l'entità degli sforzi agenti.

Si è potuto vedere infatti come per entrambe le configurazioni, per quanto riguarda il taglio, il momento e le tensioni nel mantello, le variazioni a seguito della diversa rigidezza del sistema, siano effettivamente di entità molto limitata.

Questo si sarebbe potuto capire anche solo dal fatto che le normative non impongono nessuna differenza di verifica, a seguito della sola rigidezza totale della struttura, ovviamente per quanto interessa i serbatoi ancorati, si vedrà in seguito infatti come nel caso di serbatoi appoggiati, questa differenza nella struttura stessa invece provochi delle variazioni maggiormente

interessanti soprattutto per quanto riguarda il sollevamento della base del serbatoio.

Si è deciso di non procedere per quanto concerne le verifiche della resistenza del mantello in quanto visto la larga differenza che si era già valutata al capitolo 6.4, tra i valori degli sforzi sul mantello ed i suoi stessi valori di resistenza. Dal momento in cui, i valori ricavati dai modelli realizzati fino ad ora, si sono dimostrati completamente in linea con gli sforzi calcolati analiticamente, si è notato come le verifiche fossero completamente soddisfatte. Questo vale sia per i valori della resistenza ricavati dalla normativa americana che da quella europea.

### 7.3.2. Modello appoggiato

Di seguito si illustrano i risultati ottenuti dal modello realizzato con l'appoggio alla superficie di fondazione come illustrato precedentemente, e si confronteranno con quelli ottenuti invece analiticamente dalle normative, quella europea e quella americana.

#### 7.3.2.1. Comportamento fluido

Come nel caso precedente, come prima cosa si è andato a studiare il comportamento del fluido all'interno del serbatoio a causa dell'azione sismica agente sulla struttura. Si è posta l'attenzione sullo step della time history corrispondente alla parte di maggiore intensità dell'accelerazione. Si è visto come la deformata che si venga a creare sia dominata completamente dal primo modo di vibrare del fluido.

Si mostra in fig. 7.13 l'andamento appena descritto:

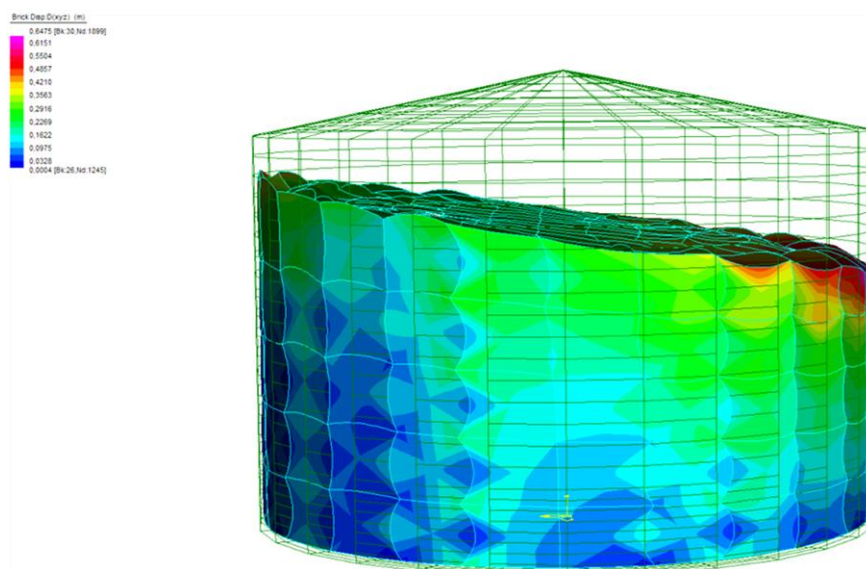


Fig. 7.28 – Defprmatà fluido in corrispondenza della massima intensità del sisma

Come si può notare il fluido, nel caso in esame si tratta di olio combustibile, una volta eccitato dal .sisma risponda seguendo esclusivamente il suo primo modo di vibrare che come mostrato in fig. 7.28 comporta il sollevamento da un lato ed il corrispondente abbassamento dalla parte opposta. Ovviamente ogni considerazione è collegata anche al sisma considerato, infatti si ottiene il comportamento mostrato sicuramente perché il contenuto in frequenza del sisma è molto più

vicino a quella del primo modo di vibrare rispetto a quella dei modi superiori.

### 7.3.2.2. Serbatoio appoggiato con copertura

Il risultati visti per primi sono quelli riferiti al taglio ed al momento che si vengono a sviluppare a causa dell'azione sismica agente alla base del serbatoio.

Per il calcolo particolareggiato di questi valori per quanto riguarda L'API 650 std. e l'EC8-4, si rimanda al capitolo 5, dove è stato illustrato il procedimento applicandolo proprio al serbatoio in esame.

Di seguito si inseriscono le tabelle riportanti i valori ricavati in confronto con quelli ottenuti invece dal modello FE:

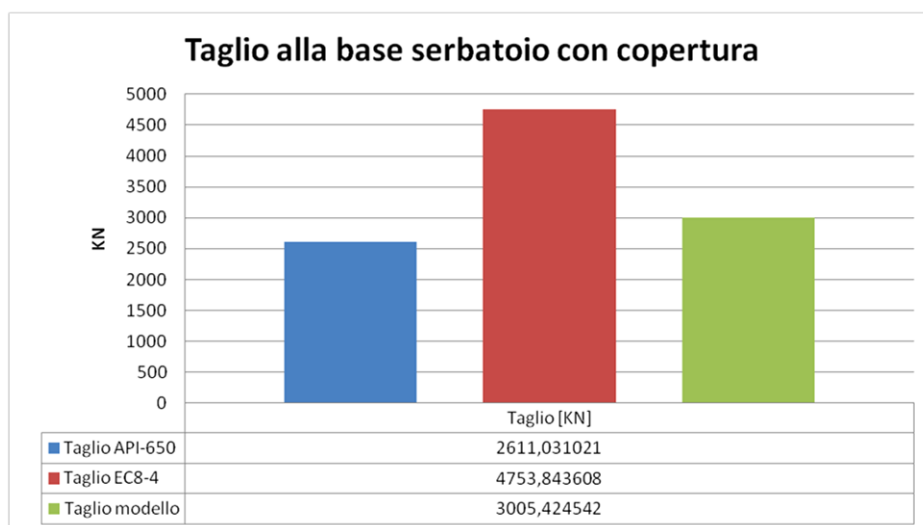


Fig. 7.29 – Istogramma taglio alla base serbatoio appoggiato confronto API – EC8-4 - Modello

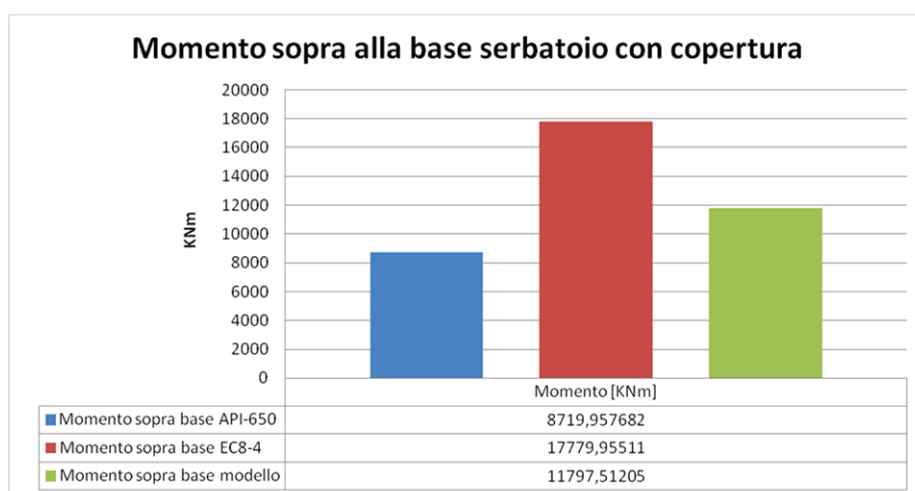


Fig. 7.30 – Istogramma momento sopra alla base serbatoio appoggiato confronto API – EC8-4 - Modello

Come si nota subito per il taglio alla base, il valore ottenuto dal modello risulta in linea con quello ricavato attraverso le formulazioni della normativa americana (differenza in eccesso di circa il 15%), ma ben al di sotto di quello ricavato invece con la metodologia contenuta nell'eurocodice (differenza in difetto di circa 35%), questo come già detto in precedenza è dovuto al fatto che la

normativa europea, porta per le sue formulazioni ad una sovrastima delle sollecitazioni (vedi cap. 5).

Discorso differente può essere fatto invece per il momento calcolato al di sopra della base, il modello in questo caso fornisce un valore al medio tra le due normative ma comunque più vicino a quello dell'API-650 std. Si presenta in questo caso una differenza in eccesso di circa il 30% nei confronti della norma americana ed invece uno scarto in difetto di circa il 30% verso la normativa europea (la stessa percentuale in realtà è dovuta al fatto che la prima è calcolata sul valore minore dell'API mentre la seconda sul valore dell'EC8-4).

Passando invece all'aspetto che non si è trattato nel caso precedente in cui il vincolamento a terra lo impediva è il sollevamento del serbatoio.

Si riporta di seguito la deformata e i valori di sollevamento:

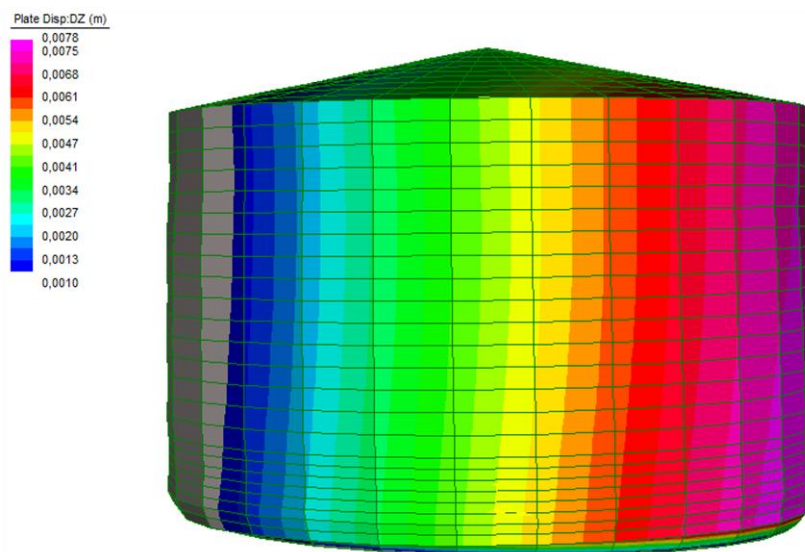


Fig. 7.31 – Deformata del serbatoio appoggiato con copertura- entità sollevamento

La deformata dell'oggetto è stata amplificata con un fattore moltiplicativo 20 per poter cogliere l'aspetto del sollevamento, che in questo caso risulta sicuramente modesto. Infatti, sicuramente sarà di entità inferiore rispetto a quelli che si ricaveranno successivamente per il modello senza l'irrigidimento della copertura e del profilo in acciaio. Il valore massimo per questo modello è pari a 7,8mm. Causa di ciò è il coinvolgimento sempre maggiore delle zone di mantello adiacenti a quelle più colpite dal sisma che, fatto garantito dalla presenza degli elementi al di sopra del mantello che irrigidiscono l'intera struttura e permettono una redistribuzione degli sforzi più efficace fra gli elementi adiacenti del mantello.

Questo comportamento è anche indicato dalla deformata della base che indica come in questo caso la porzione di superficie di lamiera di base che è soggetta al sollevamento sia in realtà ampia e non interessa solo ed esclusivamente la porzione subito al di sotto della porzione di mantello più sollecitata. Di seguito immagine 7.32, indicante appunto la porzione di base che si solleva.

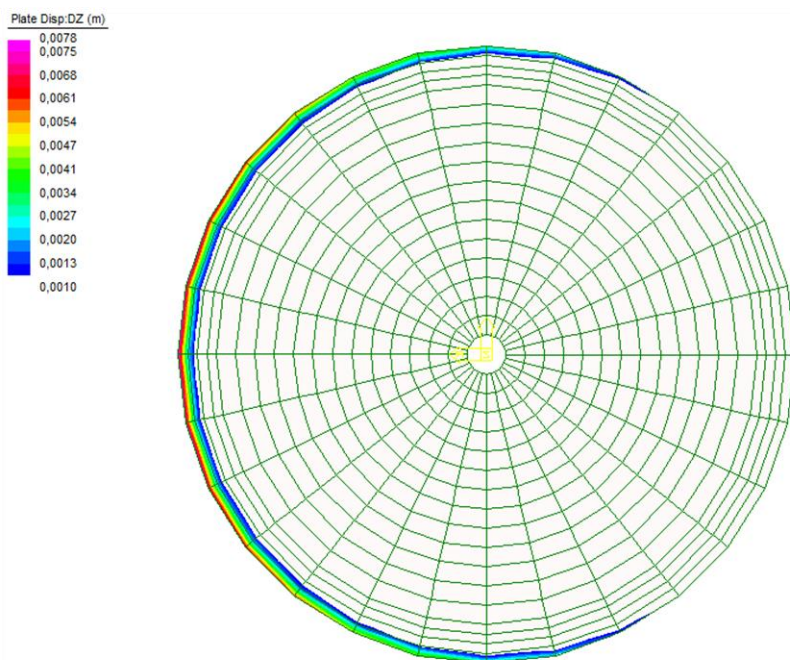


Fig. 7.32 – Sollevamento base del serbatoio appoggiato con copertura

Si può vedere come la deformazione interessi più di metà del serbatoio.

Per confrontare il valore ottenuto dal modello con quello ricavabile dalle sollecitazioni ottenute con le procedure di normativa si sono di seguito utilizzati i grafici presenti nella normativa europea andando però ad inserire i valori del momento calcolato con l' API-650.

In questo modo si utilizza il metodo rapido dell'EC8 per una valutazione di massima dell'entità del sollevamento, cosa che con i valori ottenuti dall'eurocodice non sarebbe stato possibile a causa dell'entità troppo elevata degli sforzi che questa porta a calcolare.

Di seguito i grafici tratti dalla normativa:

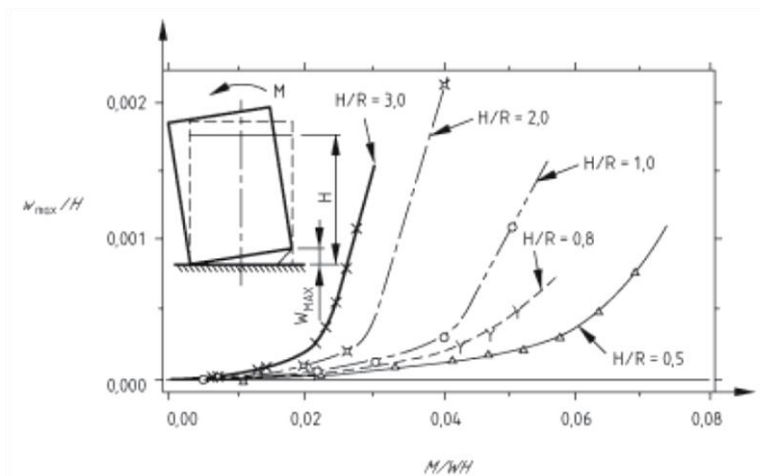


Fig. 7.33 – Grafico per la determinazione del massimo sollevamento

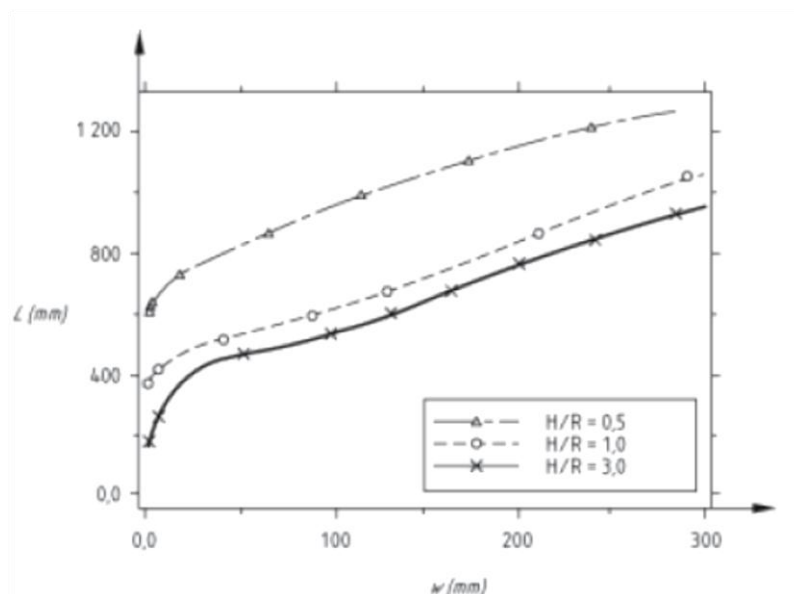


Fig. 7.34 – Grafico per la determinazione della lunghezza di sollevamento

Si utilizza nei grafici il momento sopra alla base dato dalle API-650:

$$M = 8719,958 \text{ KNm}$$

Da cui:

$$M / WH = 0,06776$$

che interpola la curva di nostro interesse ( $H/R=1$ ) al valore  $w_{\max} / H=0,025$ , per cui il sollevamento massimo (nella sezione  $\vartheta = 0$ ) vale  $w_{\max} = 0,025 H = 200 \text{ mm}$ .

Di conseguenza si ricava la lunghezza di fondo sollevato dal secondo grafico, interpolando alla curva interessata il valore  $w_{\max}$  appena trovato, ottenendo  $L = 800 \text{ mm}$ .

Tale valore è superiore rispetto a quello della norma americana che per la configurazione in esame dava come risultato  $L = 520 \text{ mm}$ .

Dal modello invece si nota (fig. 7.32) come il sollevamento nella parte maggiormente interessata, coinvolga un elemento e mezzo, il quale in quella porzione di base presenta una larghezza di  $250 \text{ mm}$ , che porta ad una lunghezza totale di base sollevata pari a circa  $L = 380 \text{ mm}$ .

L'entità del sollevamento massimo invece è al di sotto di quanto specificato dalla norma europea ( $200 \text{ mm}$ ), poiché vale  $7,8 \text{ mm}$ .

Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la lunghezza di sollevamento si veda il seguente istogramma (fig. 7.35).



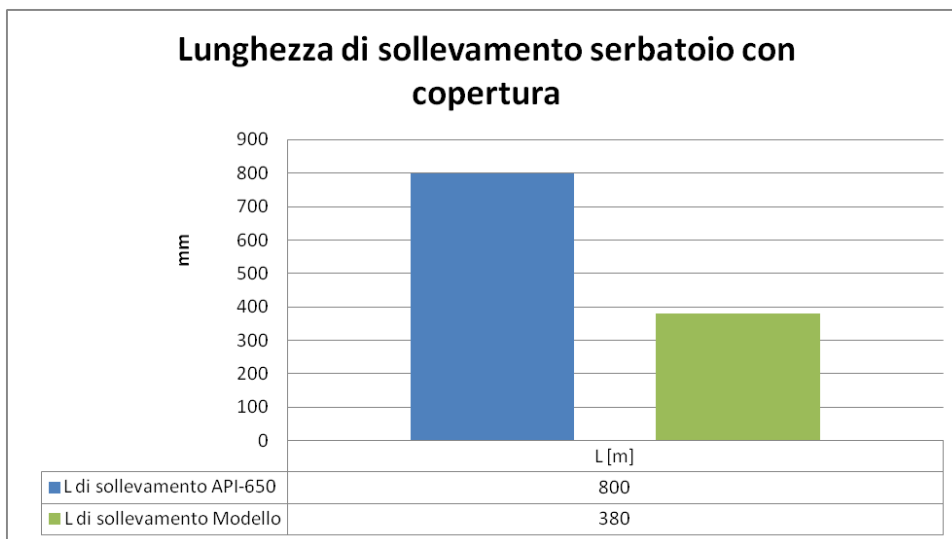


Fig. 7.35 – Istogramma lunghezza di sollevamento serbatoio appoggiato con copertura

Passando invece all'aspetto delle tensioni di meridiano, si nota dalla seguente immagine

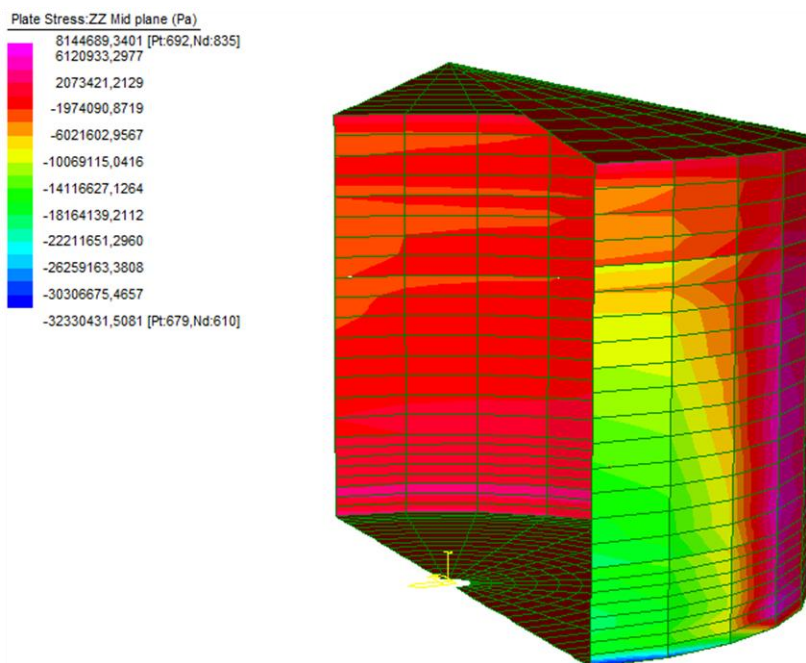


Fig. 7.36 – Pressioni di meridiano mantello serbatoio appoggiato con copertura.

Si nota come vi sia un lieve aumento della tensione massima di compressione, mentre è diminuita la massima di trazione. Questo deriva dal fatto che ora la porzione di mantello a contatto con la fondazione è minore rispetto a prima, quindi il carico verticale è distribuito su una superficie più limitata. Viceversa per la trazione massima, che è inferiore poiché la parte di fondo sollevata è ampia ed interessa una porzione importante del serbatoio, andando quindi a ridistribuire le pressioni su una superficie maggiore, cosa che ovviamente ne causa la diminuzione in valore assoluto.

Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la tensione di meridiano si veda il seguente istogramma (fig. 7.37).

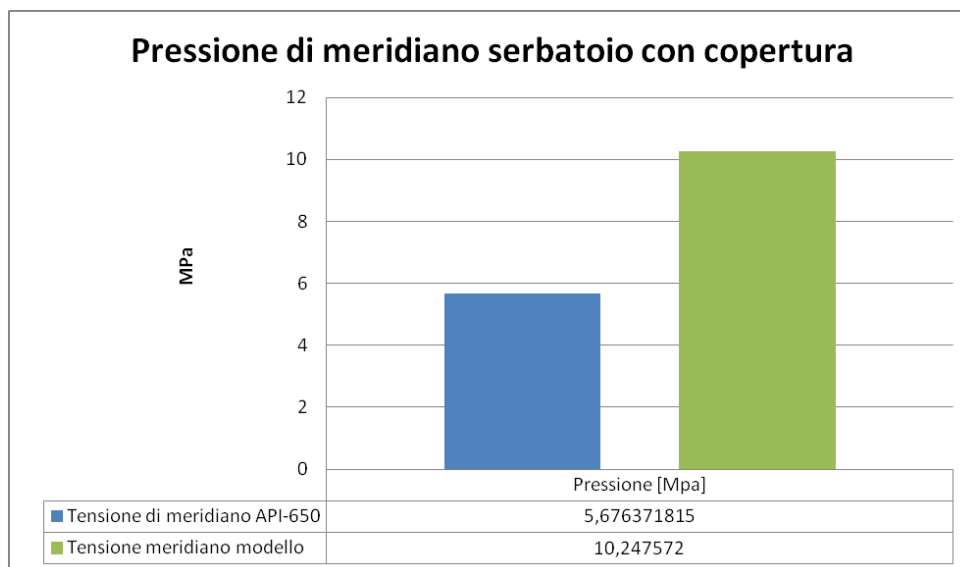


Fig. 7.37 – Istogramma pressione di meridiano serbatoio appoggiato con copertura

Come si nota considerando la parte maggiormente sotto stress, a causa della compressione che si trova a sostenere a seguito del sollevamento il valore ricavato non segue fedelmente quello ricavato dalla normativa americana. Infatti il valore ricavato risulta essere praticamente il doppio di quello ricavato dalla norma.

Si nota quindi come il valore trovato in questa configurazione in appoggio sia maggiore rispetto alla precedente vincolata per la quale gli sforzi di trazione che si raggiungevano nel mantello erano molto più in linea con quelli della normativa. Questo è facilmente spiegabile dal fatto che il sollevamento stesso della struttura provochi nella parte più bassa della parete opposta al sollevamento un incremento di compressione, seguito invece da una riduzione dello sforzo di trazione nella parte sollevata.



Per la pressione di parallelo invece la distribuzione risulta essere la seguente:

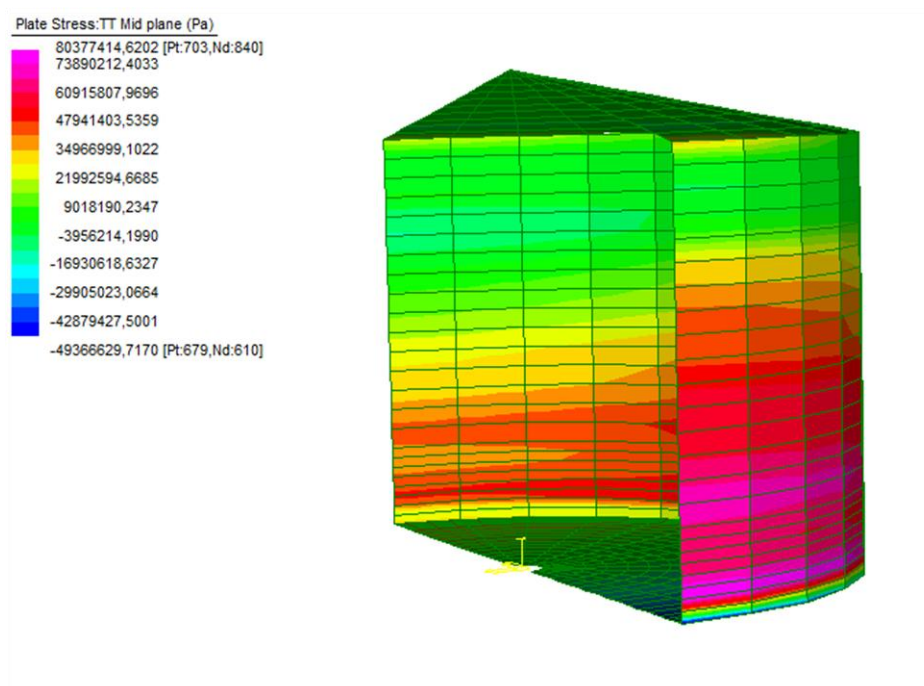


Fig. 7.38 – Pressione di parallelo serbatoio appoggiato con copertura

Tale distribuzione risulta essere analoga alle precedenti, e di conseguenza alla norma di riferimento, i valori sono in linea con quelli già ottenuti. E' da notare ancora una volta l'irrigidimento fornito dal tetto, che vincola il parallelo in sommità, che ha tensione molto bassa; di conseguenza la zona subito al di sotto, che prima era leggermente compressa, ora è praticamente scarica.

Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la tensione di meridiano si veda il seguente istogramma (fig. 7.39).

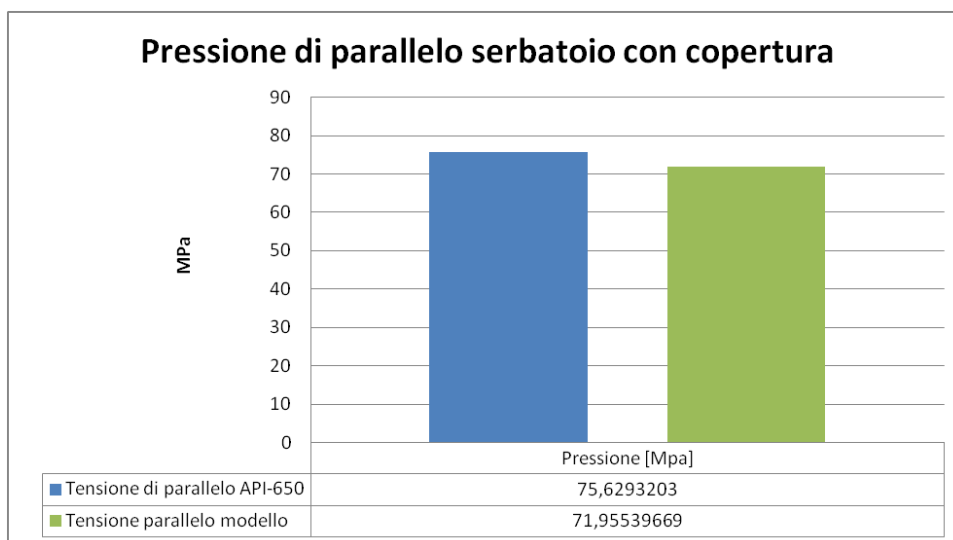


Fig. 7.39 – Istogramma pressione di parallelo serbatoio appoggiato con copertura

### 7.3.2.3. Serbatoio appoggiato con peso copertura

In questo caso il modello considerato, non presenta come il precedente l'anello di irrigidimento e la copertura ma, questi elementi sono stati sostituiti solo ed esclusivamente da una condizione di carico, la quale, riproduce il carico della copertura.

In realtà questo modello può essere considerato una configurazione poco realistica in quanto almeno uno dei due elementi soppressi sono sempre presenti.

La configurazione strutturale è la seguente:

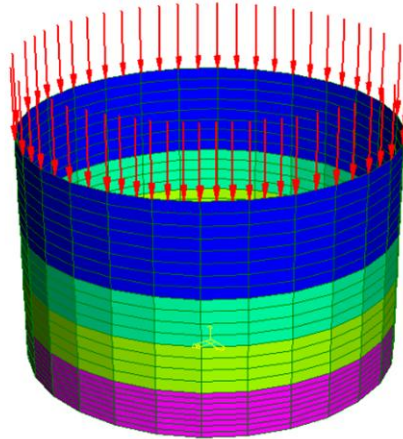


Fig.7.40 – Modello serbatoio con peso copertura

Il risultati visti per primi sono quelli riferiti al taglio ed al momento che si vengono a sviluppare a causa dell'azione sismica agente alla base del serbatoio.

Per il calcolo particolareggiato di questi valori per quanto riguarda L'API 650 std. e l'EC8-4, si rimanda al capitolo 5, dove è stato illustrato il procedimento applicandolo proprio al serbatoio in esame.

Di seguito si inseriscono le tabelle riportanti i valori ricavati in confronto con quelli ottenuti invece dal modello fig. 7.41 e fig. 7.42.

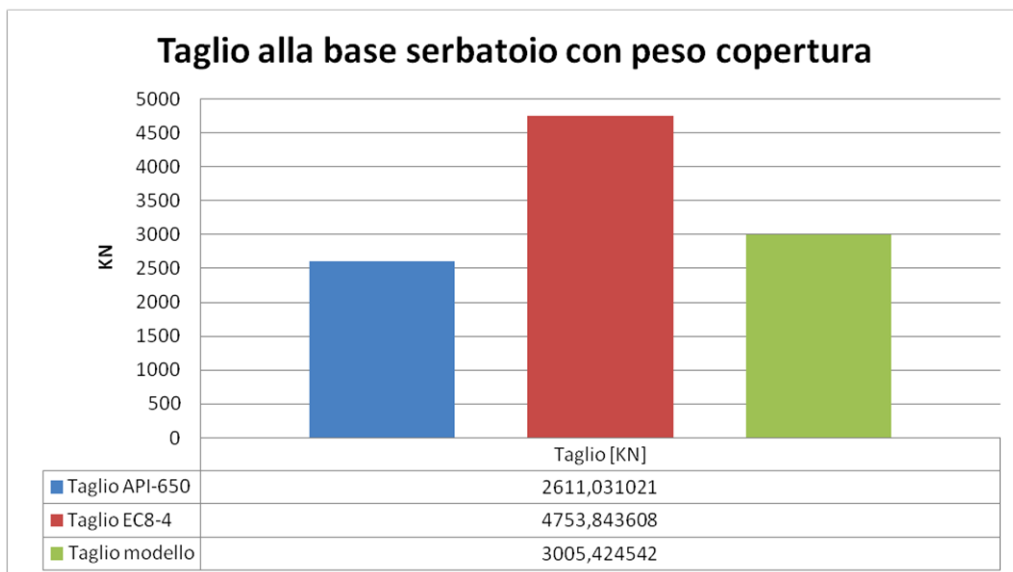


Fig. 7.41 – Istogramma taglio alla base serbatoio appoggiato con peso copertura

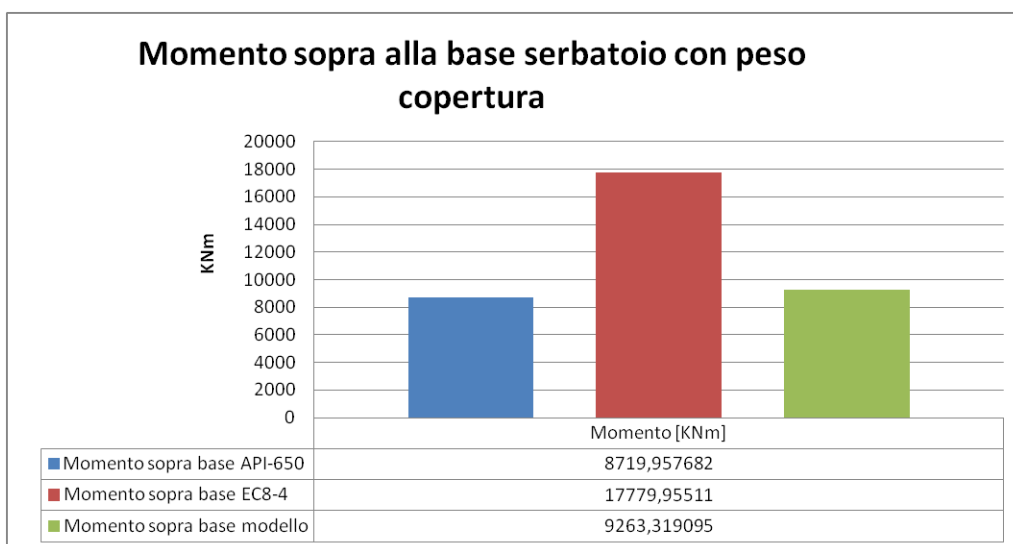


Fig. 7.42 – Istogramma momento sopra alla base serbatoio appoggiato con peso copertura

Si nota subito dai risultati esposti come anche nel caso senza vincolamento, la presenza o meno dell'irrigidimento dato dalla copertura e dal profilo in sommità al mantello, non modifichi sostanzialmente l'entità dello sforzo di taglio e del momento che si esplicano alla base della struttura.

Come nel caso precedente infatti si ha un valore del taglio dal modello che risulta in linea con quello ricavato attraverso le formulazioni della normativa americana (differenza in eccesso di circa il 15%), ma ben al di sotto di quello ricavato invece con la metodologia contenuta nell'eurocodice (differenza in difetto di circa 35%), questo come già detto in precedenza è dovuto al fatto che la normativa europea, porta per le sue formulazioni ad una sovrastima delle sollecitazioni (vedi cap. 5).

Discorso differente può essere fatto invece per il momento calcolato al di sopra della base, il

modello in questo caso fornisce un valore, che a differenza del caso vincolato ritorna ad essere in linea con quanto trovato dalla normativa americana. Si presenta in questo caso una differenza in eccesso di circa il 15% nei confronti della norma americana ed invece un maggiore scarto in difetto i circa il 50% verso la normativa europea.

Passando invece all'aspetto che non si è trattato nel caso precedente in cui il vincolamento a terra lo impediva è il sollevamento del serbatoio.

Si riporta di seguito la deformata e i valori di sollevamento:

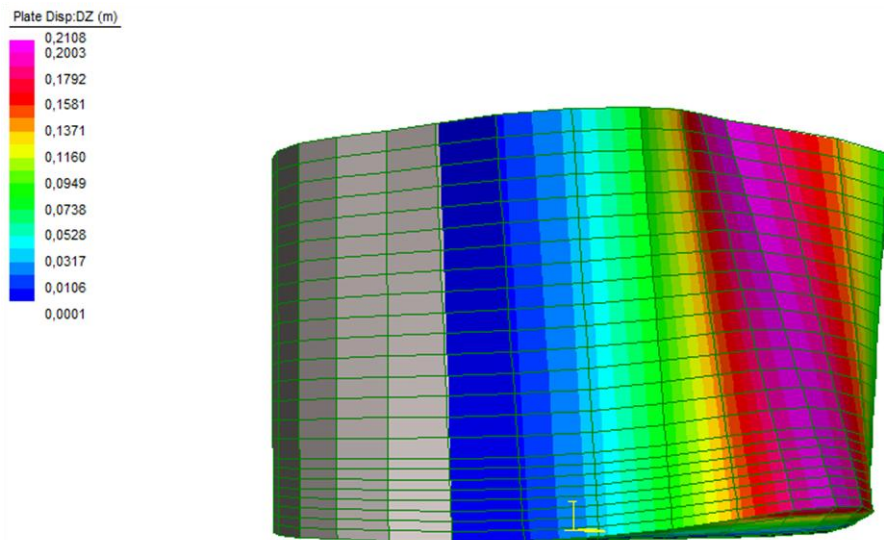


Fig. 7.43 – Deformata serbatoio appoggiato con peso copertura

La deformata dell'oggetto è stata amplificata con un fattore moltiplicativo 20 per poter cogliere l'aspetto del sollevamento. Da come già anticipato in questo caso invece la mancanza dell'elemento irrigidente ha fatto sì che lo sforzo agente sul serbatoio si concentrasse su una zona di area molto inferiore e questo ha portato ad un sollevamento della struttura di entità significativa, come si vede infatti lo spostamento massimo raggiunge i 210 mm (contro i 7,8 mm del caso con copertura).

Questo comportamento è anche indicato dalla deformata della base che indica come in questo caso la porzione di superficie di lamiera di base che è soggetta al sollevamento sia in realtà interessi solo ed esclusivamente la porzione subito al di sotto della porzione di mantello più sollecitata.

Si può quindi già anticipare il fatto che la presenza della copertura come elemento irrigidente, al contrario del taglio e del momento alla base, influenza notevolmente la deformazione della struttura e ne migliora le caratteristiche di resistenza. Come si vedrà in seguito anche le pressioni agenti sul mantello subiranno un'importante variazione.

Di seguito immagine 7.44, indicante la porzione di base che si solleva.

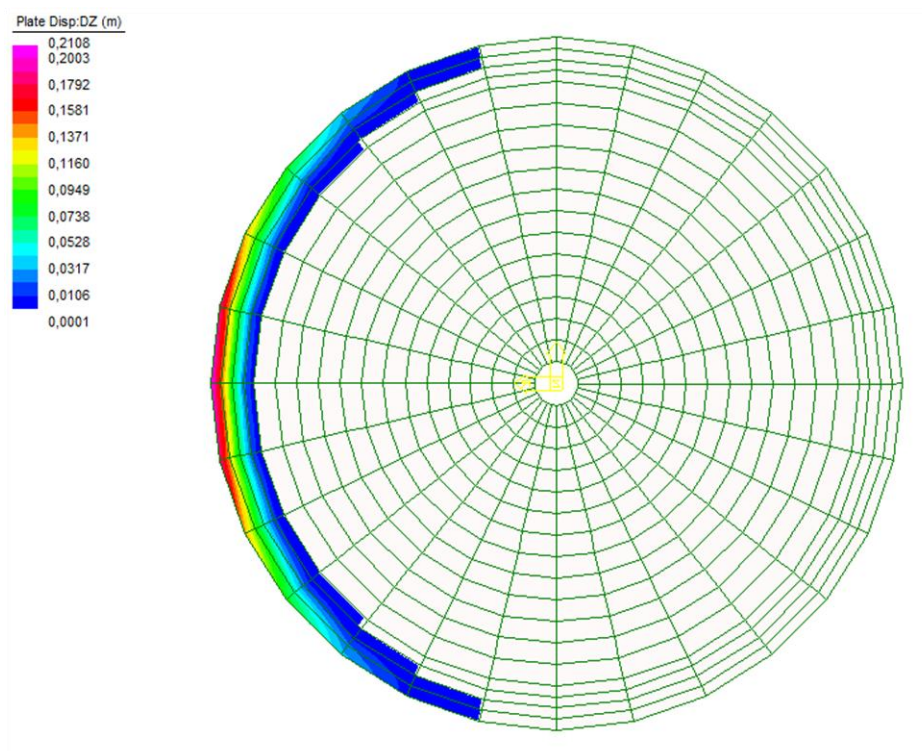


Fig. 7.45 – Sollevamento base del serbatoio appoggiato con peso copertura

Si può vedere come la deformazione interessi in questo caso come già detto una porzione di base molto più limitata.

Come nella configurazione con la copertura, per confrontare il valore ottenuto dal modello con quello ricavabile dalle sollecitazioni ottenute con le procedure di normativa si sono di seguito utilizzati i grafici presenti nella normativa europea andando però ad inserire i valori del momento calcolato con l' API-650.

Il momento ricavato dalle formule della normativa americana è il seguente:

$$M = 8719,958 \text{ KNm}$$

Da cui:

$$M / WH = 0,06776$$

che interpola la curva di nostro interesse ( $H/R=1$ ) al valore  $w_{\max} / H=0,025$ , per cui il sollevamento massimo (nella sezione  $\vartheta =0$ ) vale  $w_{\max} = 0,025 H = 200 \text{ mm}$ .

Di conseguenza si ricava la lunghezza di fondo sollevato dal secondo grafico, interpolando alla curva interessata il valore  $w_{\max}$  appena trovato, ottenendo  $L = 800 \text{ mm}$ .

Tale valore è superiore rispetto a quello della norma americana che per la configurazione in esame dava come risultato  $L = 520 \text{ mm}$ .

Dal modello invece si nota (fig. 7.43) come il sollevamento nella parte maggiormente interessata, coinvolga poco più di tre elementi, i quali in quella porzione di base presentano una larghezza di  $250 \text{ mm}$ , che porta ad una lunghezza totale di base sollevata pari a circa  $L = 790 \text{ mm}$ .

L'entità del sollevamento massimo invece è di poco al di sopra di quanto specificato dalla norma europea ( $200 \text{ mm}$ ), poiché vale  $210 \text{ mm}$ .

Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la lunghezza di sollevamento si veda il seguente istogramma (fig. 7.46).

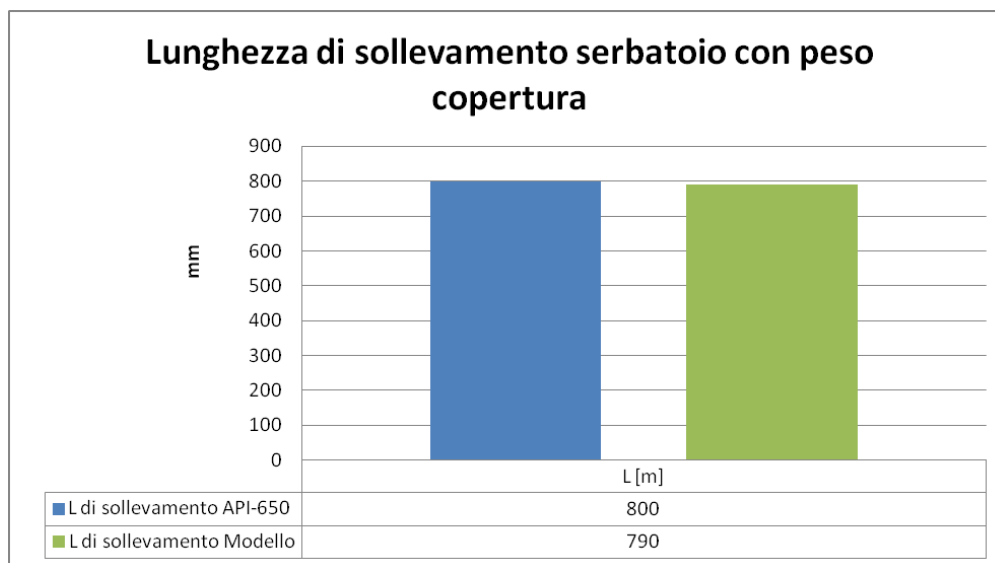


Fig. 7.46 – Istogramma lunghezza di sollevamento serbatoio appoggiato con peso copertura

Passando invece all'aspetto delle tensioni di meridiano, si nota dalla seguente immagine

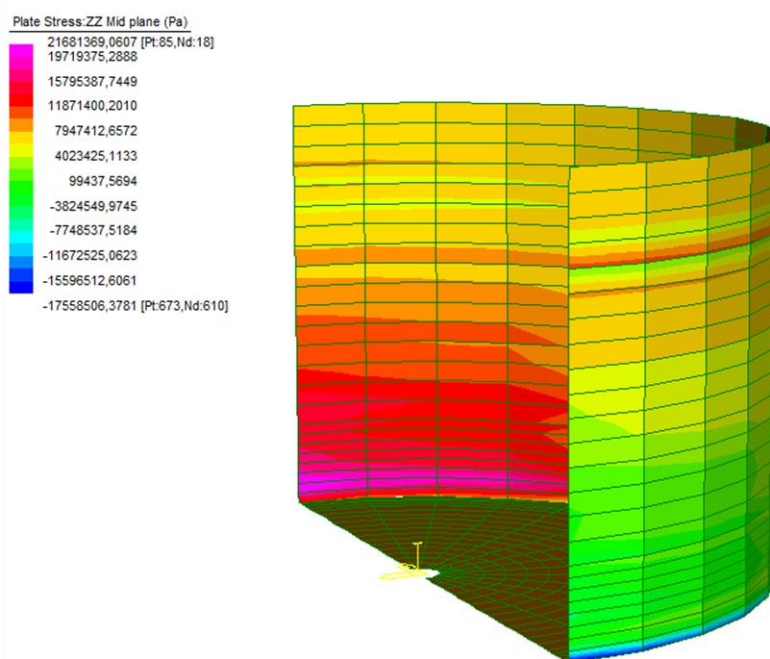


Fig. 7.47 – Pressione di meridiano serbatoio appoggiato con peso copertura

L'andamento risulta essere differente a quello precedente, in questo caso infatti la mancanza della copertura fa sì che durante sollevamento non ci sia più la redistribuzione della pressioni, le quali in questo caso interesseranno una porzione più limitata di mantello per quanto riguarda le sia la trazione che la compressione.

Si vede come nel caso precedente che la tensione per le virole più in alto è pressoché nulla, dato



che il carico viene progressivamente trasferito ai paralleli.

Si nota come vi sia una diminuzione della tensione massima di compressione, mentre è aumentata la massima di trazione. Questo deriva dal fatto che ora la porzione di mantello a contatto con la fondazione è maggiore rispetto a prima, quindi il carico verticale è distribuito su una superficie più limitata. Viceversa per la trazione massima, è superiore poiché la parte di fondo sollevata interessa una porzione limitata del serbatoio, andando quindi a non ridistribuire le pressioni su una superficie maggiore, cosa che ovviamente ne causa l'aumento in valore assoluto.

Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la tensione di meridiano si veda il seguente istogramma (fig. 7.48).

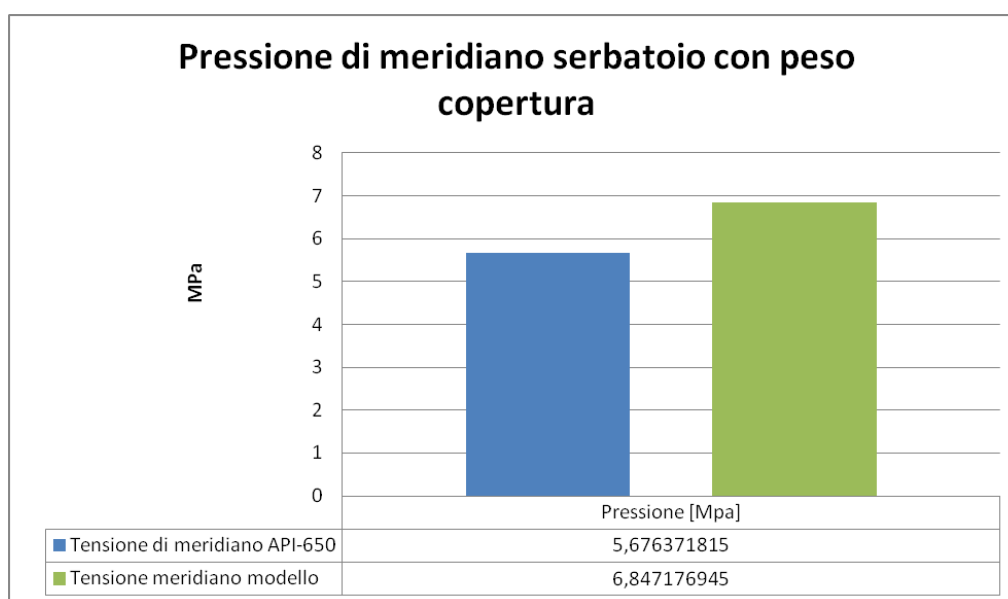


Fig. 7.48 – Istogramma pressione di meridiano serbatoio appoggiato con peso copertura

Come si nota considerando la parte maggiormente sotto stress, a causa della compressione che si trova a sostenere a seguito del sollevamento il valore ricavato segue fedelmente quello ricavato dalla normativa americana. Infatti il valore ricavato risulta essere molto simile a quello ottenuto dalla norma.

Si nota quindi come il valore trovato in questa configurazione in appoggio sia maggiore rispetto alla precedente vincolata per la quale gli sforzi di trazione che si raggiungevano nel mantello erano molto più in linea con quelli della normativa. Questo è facilmente spiegabile dal fatto che il sollevamento stesso della struttura provochi nella parte più bassa della parete opposta al sollevamento un incremento di compressione, seguito invece da una riduzione dello sforzo di trazione nella parte sollevata.

Per la pressione di parallelo invece la distribuzione risulta essere la seguente:

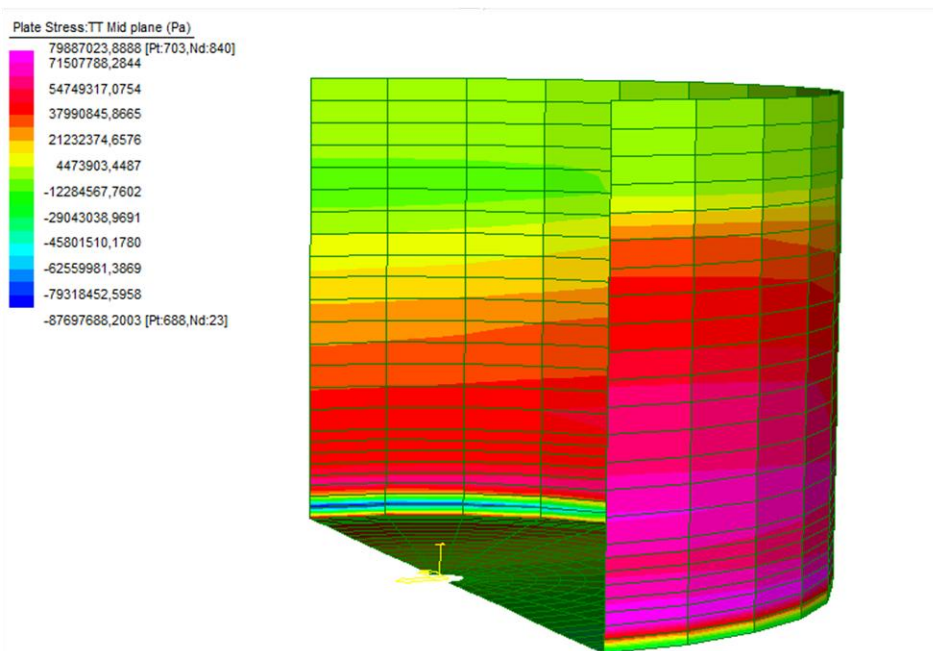


Fig. 7.49 – Pressioni di parallelo serbatoio appoggiato con peso copertura

dal quale si nota l'analogia con quanto esposto dalla norma americana, che forniva una trazione di parallelo totale di 75,63 MPa.

Il serbatoio è ben progettato, poiché salendo di quota lo spessore del mantello è stato ridotto, in modo da sfruttare uniformemente le risorse dell'acciaio; si nota infatti che il valore di tensione massimo (circa 60 MPa) non si ha solo alla base dove le pressioni sono superiori, ma si manifesta fino a metà altezza. Al diminuire della pressione è stato sapientemente ridotto lo spessore delle virole, per ottimizzare la quantità di acciaio.

Si nota inoltre come anche nella parte posteriore di mantello le tensioni siano elevate, questo poiché il maggior contributo è dato dalla pressione idrostatica, che alla base genera una  $\sigma=61,6$ MPa.

A sua volta il sisma genera una  $s$  di circa 7,5 MPa, positiva nella parete anteriore e negativa (compressione) nel lato posteriore; infatti le tensioni nel fronte si aggirano intorno ai 75 MPa, e nel retro intorno ai 60 MPa.

Per meglio schematizzare il confronto fra modello e normativa per la tensione di meridiano si veda il seguente istogramma (fig. 7.50).



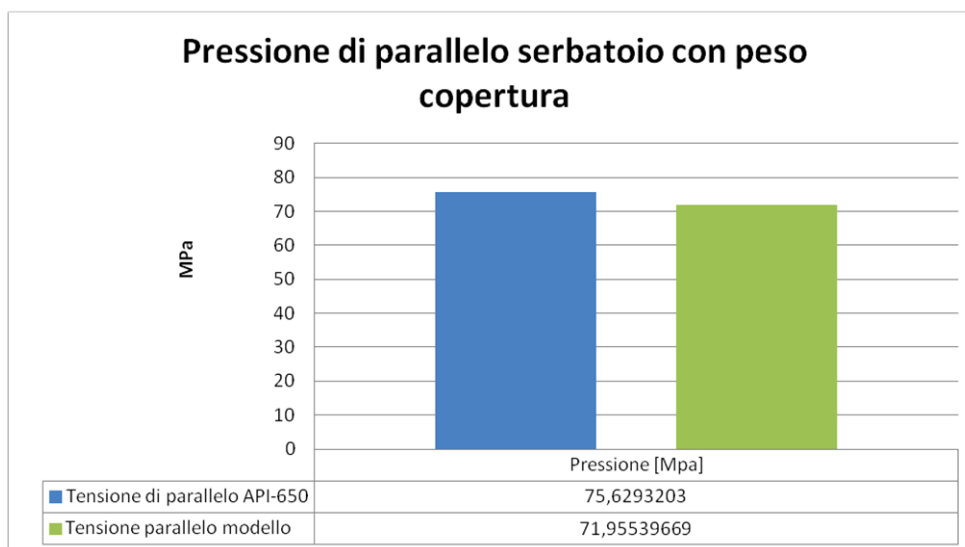


Fig. 7.50 – Istogramma pressione di parallelo serbatoio appoggiato con peso copertura

Per entrambi i valori di tensione quindi risulta chiaro che la differente configurazione non porta ad un cambiamento sostanziale dell'intensità. Unica differenza degna di nota è quella relativa alla pressione di meridiano ricavata nelle due differenti configurazioni, infatti si vede come questa, ed in particolare quella riferita alla pressione di compressione, sia alquanto più elevata nel caso con la copertura. come già detto questo avviene a causa del sollevamento di quella configurazione, il quale, interessa una porzione molto estesa di mantello e quindi la restante parte che rimane invece a contatto col terreno soggetta a sforzi di compressione sarà molto più limitata rispetto al caso senza irrigidimento. Per questo motivo si avranno in corrispondenza del modello con copertura dei valori di pressione di compressione più elevati.

Si nota invece che la differenza con il caso precedente per quanto interessa il parametro della pressione di parallelo è praticamente nulla. Per questo si può asserire che la diversa configurazione in questo caso specifico influenza i valori delle tensioni di meridiano ma al contrario non interessa quelli relativi alla pressione di parallelo all'interno del mantello.

#### 7.3.2.4. Considerazione sui risultati ottenuti

Da quanto analizzato risulta evidente che per quanto riguarda i serbatoi appoggiati, la presenza o meno della copertura come elemento di irrigidimento non cambia in maniera sostanziale l'entità degli sforzi agenti.

Si è potuto vedere infatti come per entrambe le configurazioni, per quanto riguarda il taglio e le tensioni di parallelo nel mantello, le variazioni a seguito della diversa rigidità del sistema, siano effettivamente di entità molto limitata.

Cosa differente invece è ravvisabile per quanto interessa il momento agente sopra alla base del serbatoio e per le tensioni di meridiano. Questo risultato si poteva prevedere già in precedenza visto i diversi comportamenti nel sollevamento delle due configurazioni. Nella seconda conformazione considerata infatti la mancanza dell'irrigidimento causa un sollevamento della

base che interessa una zona più limitata del serbatoio anche se con un'intensità molto maggiore. Questo causa l'aumento della superficie del mantello soggetto a compressione a contatto con la fondazione, aumentando così la superficie entro la quale si può ridistribuire lo sforzo agente. Il comportamento esposto provoca, come visto, una diminuzione sia per quanto riguarda il momento sopra alla base che la pressione di meridiano nel mantello.

Si è deciso di non procedere per quanto concerne le verifiche della resistenza del mantello in quanto visto la larga differenza che si era già valutata al capitolo 6.4, tra i valori degli sforzi sul mantello ed i suoi stessi valori di resistenza. Dal momento in cui, i valori ricavati dai modelli realizzati fino ad ora, si sono dimostrati completamente in linea con gli sforzi calcolati analiticamente, si è notato come le verifiche fossero completamente soddisfatte. Questo vale sia per i valori della resistenza ricavati dalla normativa americana che da quella europea.

### 7.3.3. Confronto dei risultati ottenuti

A seguito dell'analisi fin qui svolta si espongono qui i risultati ottenuti, andando a schematizzare quanto già esposto nelle considerazioni alla fine dei capitoli precedenti..

Si andranno ad esporre le differenze sul comportamento della struttura, che questa sia stata considerata con l'elemento irrigidente della copertura oppure semplicemente con il suo peso e inoltre si analizzeranno anche le differenze a causa del diverso tipo di vincolamento.

Si procederà ad analizzare ogni parametro separatamente:

- **Taglio alla base del serbatoio**

Si è visto che il valore di questo parametro non risente per niente della diversa configurazione considerata, in particolare non si sono notate differenze nel caso sia presente la copertura o nel caso questa invece mancasse. Prendendo a confronto il tipo di vincolamento, anche in questo caso il valore ottenuto non risente per niente del cambiamento.

Per tutti i modelli si è ottenuto un valore in linea con quelli ricavati soprattutto dalla normativa americana, ma ben al di sotto di quelli invece che si erano calcolati con la metodologia contenuta nell'eurocodice, questo come già detto in precedenza è dovuto al fatto che la normativa europea, porta per le sue formulazioni ad una sovrastima delle sollecitazioni (vedi cap. 5).

- **Momento sopra alla base del serbatoio**

Si è visto che il valore di questo parametro non risente per niente della diversa configurazione considerata, in particolare non si sono notate differenze nel caso sia presente o meno la copertura, per il caso con vincolo fisso alla base e per quello con vincolo d'appoggio e presenza della copertura.

Cosa diversa invece si è notata nel modello con vincolo di appoggio e presenza del solo peso dato dalla copertura. In questo caso il parametro in esame ha risentito maggiormente del sollevamento della struttura, che ha contrario del modello con copertura, è stato di maggior modulo (circa 200 mm in più) ed ha interessato una

porzione di serbatoio di dimensioni più limitate.

Si è potuto in questo caso constatare una diminuzione del momento sopra alla base del serbatoio, diminuzione dell'ordine di circa il 25% rispetto al valore medio registrato negli altri modelli.

In conclusione in tutti i modelli si sono comunque trovati risultati in linea con quelli di normativa con uno scostamento massimo ,rispetto al più verosimile valore della normativa americana, pari a circa il 30% in eccesso e uno scarto in difetto del 35% rispetto all'EC8-4.

- **Pressione di meridiano**

Si è visto che il valore di questo parametro non risente per niente della diversa configurazione considerata, in particolare non si sono notate differenze nel caso sia presente o meno la copertura, per il caso con vincolo fisso alla base e per quello con vincolo d'appoggio e presenza del solo peso della copertura.

Cosa diversa invece si è notata nel modello con vincolo di appoggio e presenza della copertura. In questo caso il parametro in esame ha risentito maggiormente dell'irrigidimento fornito dal tetto che ha permesso che il sollevamento della struttura interessasse una porzione maggiore del mantello e quindi riducesse la superficie in grado di fornire un contributo per la redistribuzione degli sforzi di compressione.

Si è potuto in questo caso constatare un aumento della pressione di meridiano di compressione, aumento dell'ordine di circa il 80% rispetto al valore medio registrato negli altri modelli.

In conclusione in tutti i modelli, ad esclusione di quello sopra citato, si sono comunque trovati risultati in linea con quelli di normativa con uno scostamento massimo ,rispetto al più verosimile valore della normativa americana, pari al 30% in eccesso.

- **Pressione di parallelo**

Si è visto che il valore di questo parametro non risente per niente della diversa configurazione considerata, in particolare non si sono notate differenze nel caso sia presente la copertura o nel caso questa invece mancasse. Prendendo a confronto il tipo di vincolamento, anche in questo caso il valore ottenuto non risente per niente del cambiamento.

Per tutti i modelli si è ottenuto un valore in linea con quelli ricavati soprattutto dalla normativa americana, con uno scostamento massimo in difetto pari a circa il 5%.

- **Lunghezza di sollevamento**

Per questo ultimo parametro si andranno ovviamente a considerare solo ed esclusivamente i due modelli agli elementi finiti, rappresentanti il vincolo in appoggio.

Si è visto che il valore di questo parametro risente in maniera sostanziale della diversa configurazione considerata, se con copertura o solo col suo peso.

Per il modello senza copertura si è potuto osservare una lunghezza di sollevamento molto superiore rispetto a quella del caso precedente. Questo comportamento è

riferibile sicuramente alla minor rigidità del sistema che fa sì che la deformazione non possa interessare una porzione molto importante della struttura e quindi, concentrandosi maggiormente solo sul punto più sollecitato provoca uno spostamento maggiore. Anche in questo secondo caso però il valore ottenuto risulta in linea con quello di normativa con uno scarto in difetto dell' 1,25%.

## 7.4. Confronto risultati 7 accelerogrammi spettro-compatibili

A completamento dell'analisi fatta con il singolo accelerogramma spettro-compatibile ricavato da REXEL per il sito di Priolo Gargallo (SR), al capitolo precedente è stata in questo caso continuata l'analisi attraverso l'impiego di altri 6 accelerogrammi ricavati con lo stesso software per lo stesso sito.

E' stato pertanto utilizzato lo stesso modello del serbatoio, usato per ricavare i risultati al capitolo precedente. Il software adoperato come indicato precedentemente è stato Straus7 r2.4.4 grazie al quale è stato possibile attraverso una delle ultime funzioni inserite andare a modellare il liquido stoccato attraverso elementi Brick ai quali è stata assegnato un modello fluido per il materiale.

### 7.4.1. Descrizione del modello

Il modello utilizzato è quello descritto al capitolo precedente vedi cap. 7.1.

Unica differenza riguarda l'azione sismica considerata nei vari casi la quale però è stata ricavata in maniera completamente uguale alla precedente vedi cap. 7.1.4.

### 7.4.2. Azione sismica

Gli accelerogrammi da inserire sono stati ottenuti utilizzando il programma REXEL v 3.5 beta (Iervolino et al, 2008) il quale mi ha permesso di ottenere altri 6 accelerogrammi spettro compatibile rispetto al sito di Priolo Gargallo (SR) preso come sito nel quale effettuare la verifica. Per quanto riguarda queste analisi sulle configurazioni del serbatoio, si è proceduto con l'estrapolazione dal software di 7 accelerogrammi prendendo come database SIMBAD (Smerzini e Paulucci, 2011), impostando il terreno come della stessa tipologia dello spettro di riferimento ed infine si sono impostati i limiti di differenza rispetto allo spettro target, secondo le NTC 2008 § 3.2.3.6 nel modo seguente:

- Scarto in difetto 10%
- Scarto in eccesso 30%

Questo per quanto riguarda tutti i punti dell'intervallo 0,15 s – 2 s , dei periodi T (s).

Gli accelerogrammi ottenuti sono i seguenti:

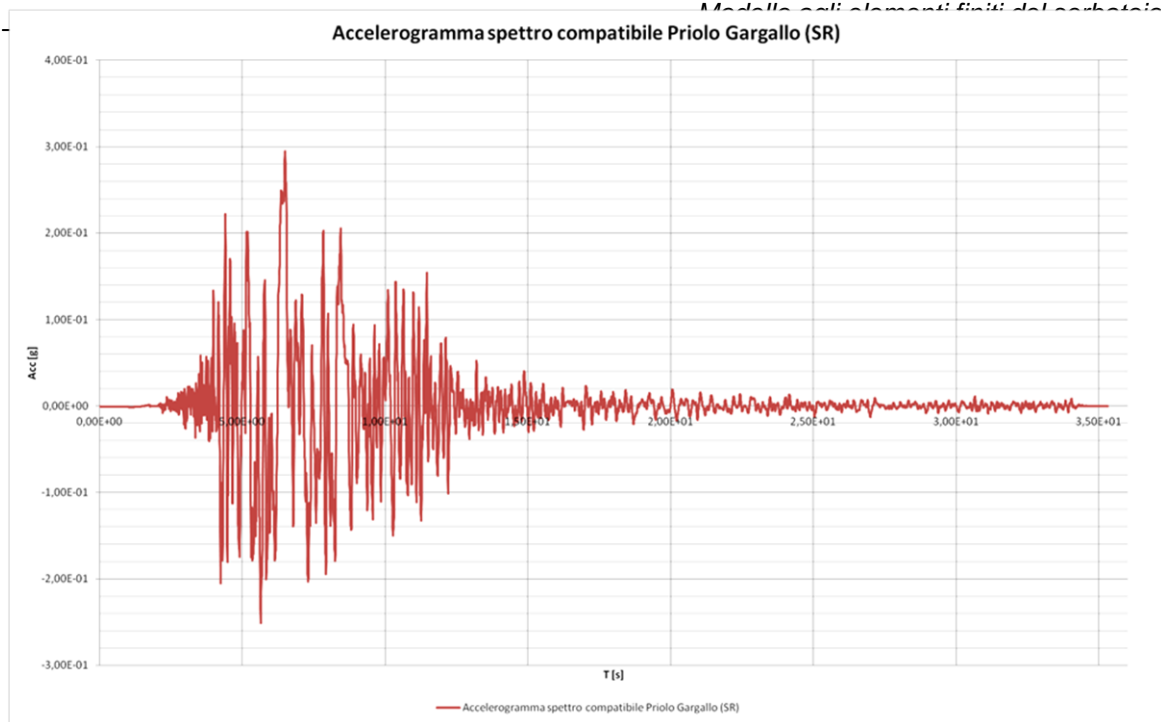


Fig. 7.50 – Accelerogramma spettrocompatibile 1

Che non altro che quello utilizzato nelle analisi precedenti.

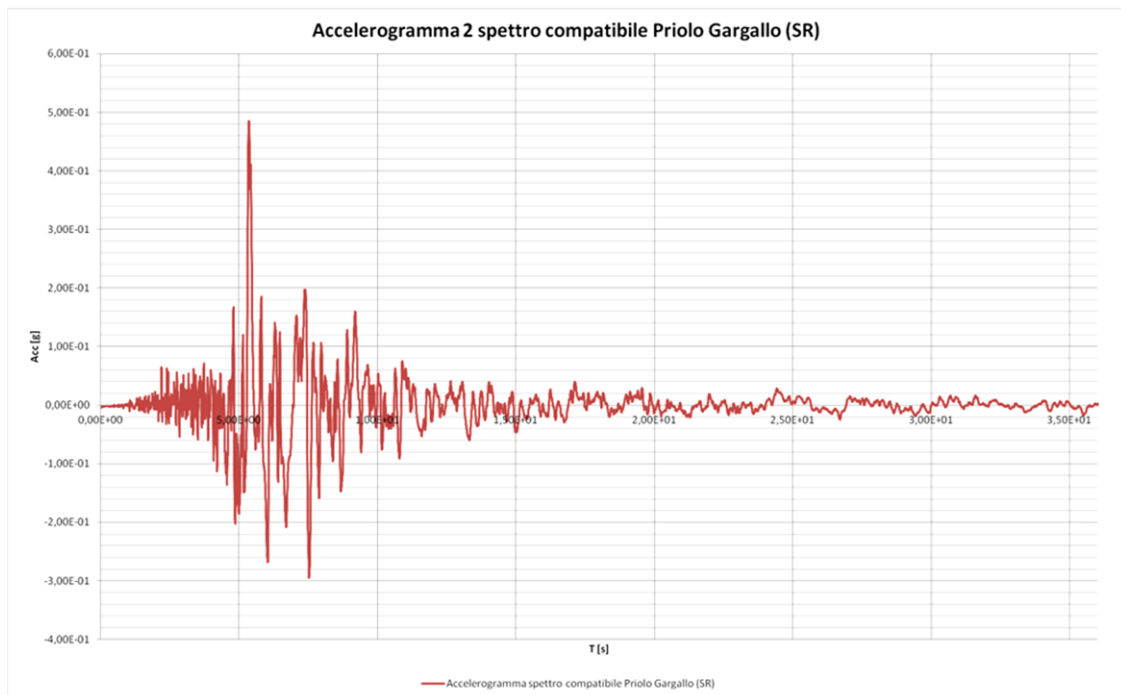


Fig. 7.51 – Accelerogramma spettrocompatibile 2

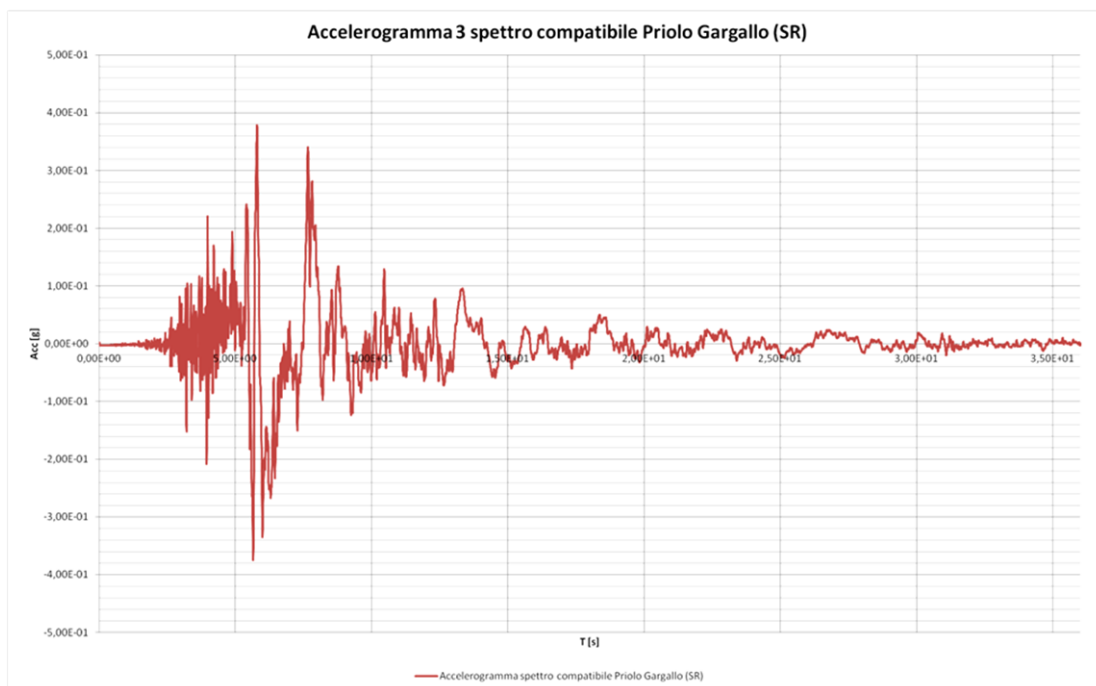


Fig. 7.52 – Accelerogramma spettrocompatibile 3

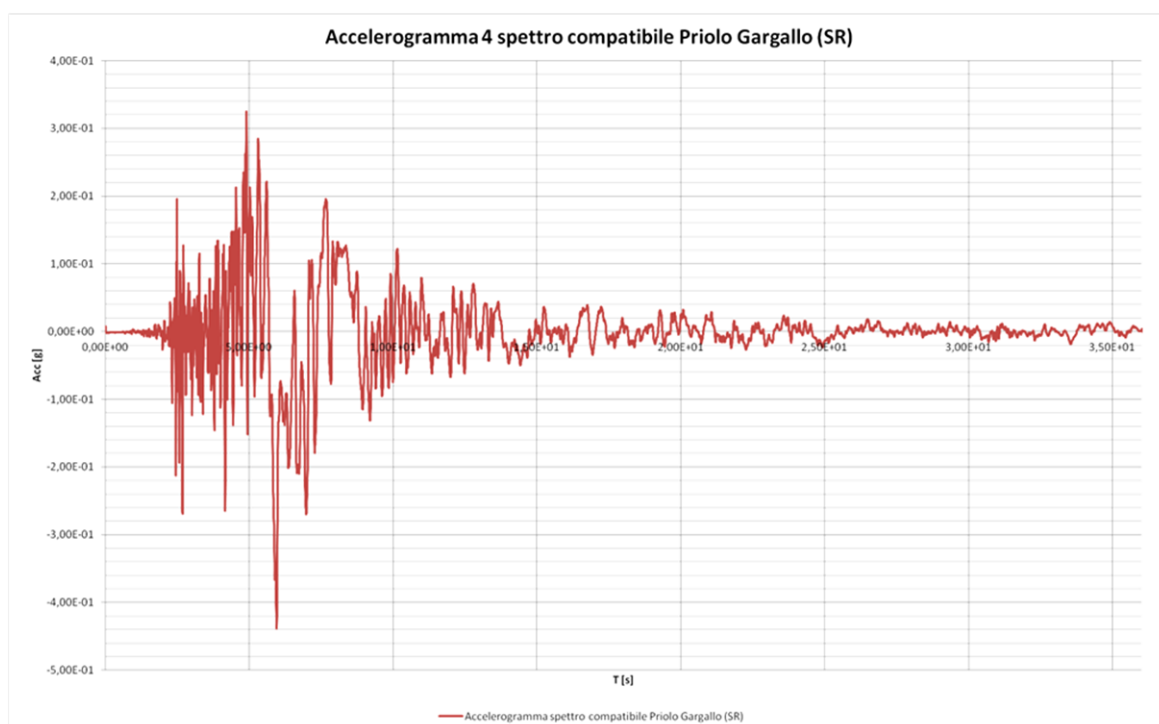


Fig. 7.53 – Accelerogramma spettrocompatibile 4

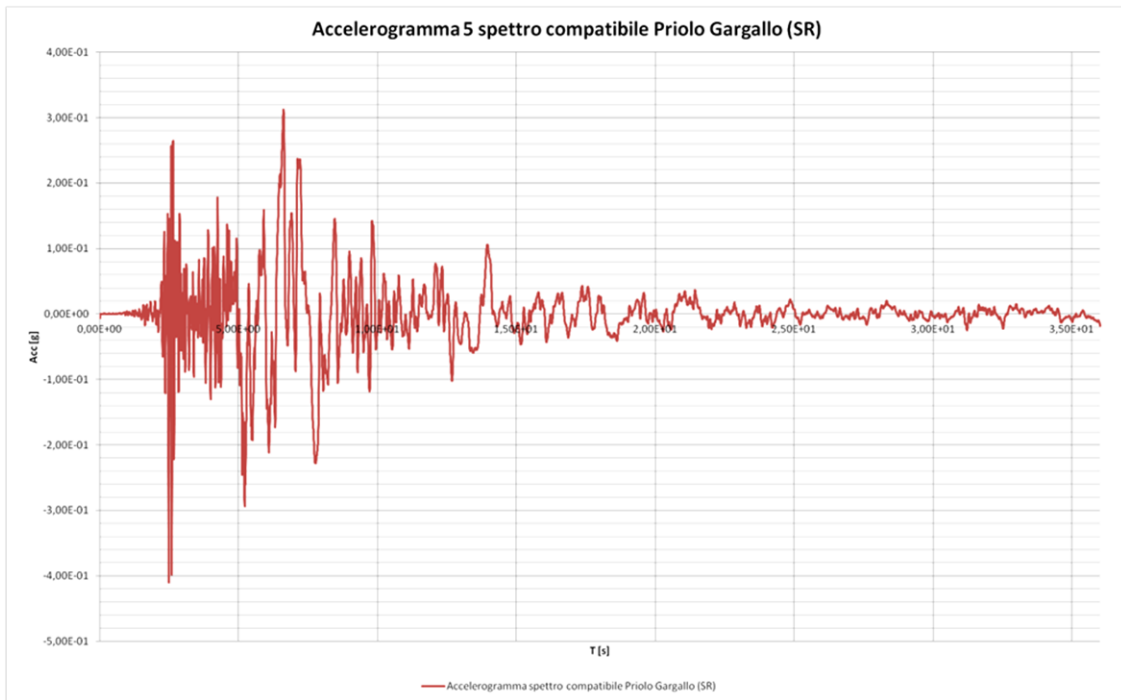


Fig. 7.54 – Accelerogramma spettrocompatibile 5

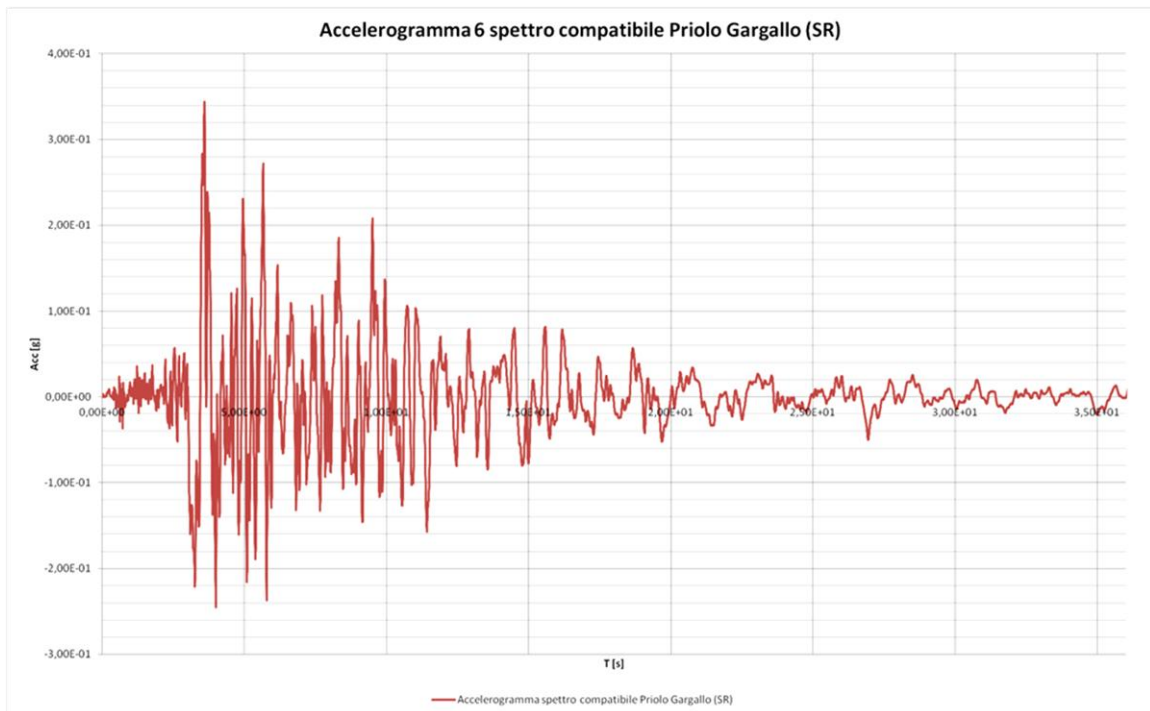


Fig. 7.55 – Accelerogramma spettrocompatibile 6



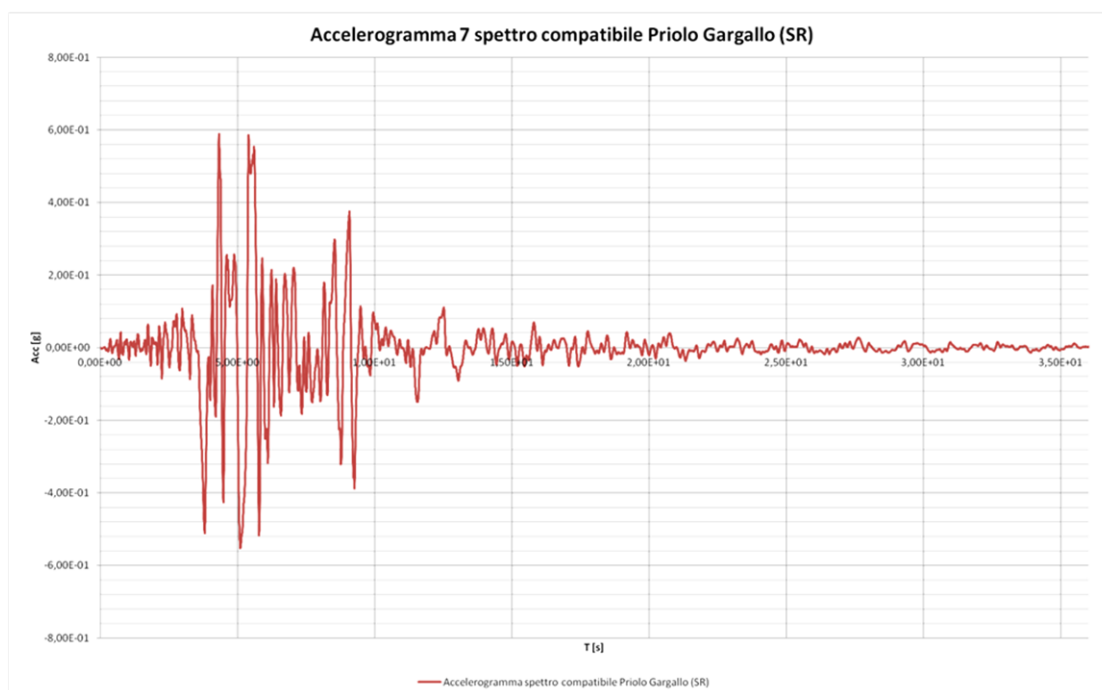


Fig. 7.56 – Accelerogramma spettrocompatibile 7

### 7.4.3. Analisi agli elementi finiti

Come nel caso precedente dopo aver impostato anche le azioni da considerare nell'analisi della struttura, attraverso l'inserimento degli accelerogrammi ricavati come tabelle Accelerazione vs tempo nel software Straus7, è stato possibile partire con l'analisi.

Come già detto il tipo di analisi scelto è quello di un'analisi dinamica, che può essere effettuata sia in campo lineare (cosa che verrà fatta per quanto riguarda il modello ancorato), sia in campo non lineare (come verrà invece compiuto per quanto riguarda l'analisi della struttura appoggiata).

Questo tipo di solutore è utilizzato per calcolare la Time History della risposta dinamica di una struttura soggetta ad una forza arbitraria ed ad una determinata condizione iniziale.

Per quanto concerne l'azione arbitraria agente sulla struttura considerata, in questo caso si è utilizzato l'accelerogramma ricavato precedentemente.

Per le impostazioni dell'analisi vedere cap. 7.2.

#### 7.4.4. Esposizioni dei risultati delle analisi FEM con gli accelerogrammi ricavati

##### 7.4.4.1. Modello ancorato

Di seguito si illustrano i risultati ottenuti dal modello realizzato con l'ancoraggio alla fondazione come illustrato precedentemente, e si confronteranno con quelli ottenuti invece analiticamente dalle normative, quella europea e quella americana.

In questo capitolo a differenza del precedente non verranno esposti in maniera dettagliata i singoli risultati ottenuti dai singoli modelli ma si opererà un confronto fra tutti i risultati ottenuti dall'applicazione dei vari accelerogrammi, paragonandoli di volta in volta ai risultati analitici ricavati con l'utilizzo delle normative.

La diversificazione dei vari modelli è la stessa utilizzata in precedenza, si considereranno due differenti configurazioni di vincolo e per ognuna, due differenti configurazioni, una con copertura e l'altra con il solo peso della stessa.

##### 7.4.4.1.1. Serbatoio ancorato con copertura

I parametri analizzati saranno, come precedentemente effettuato, il taglio alla base, il momento sopra alla base, la pressione di meridiano e quella di parallelo.

Di seguito si inseriscono i risultati ottenuti in funzione dell'accelerogramma di riferimento.

- **Taglio alla base**

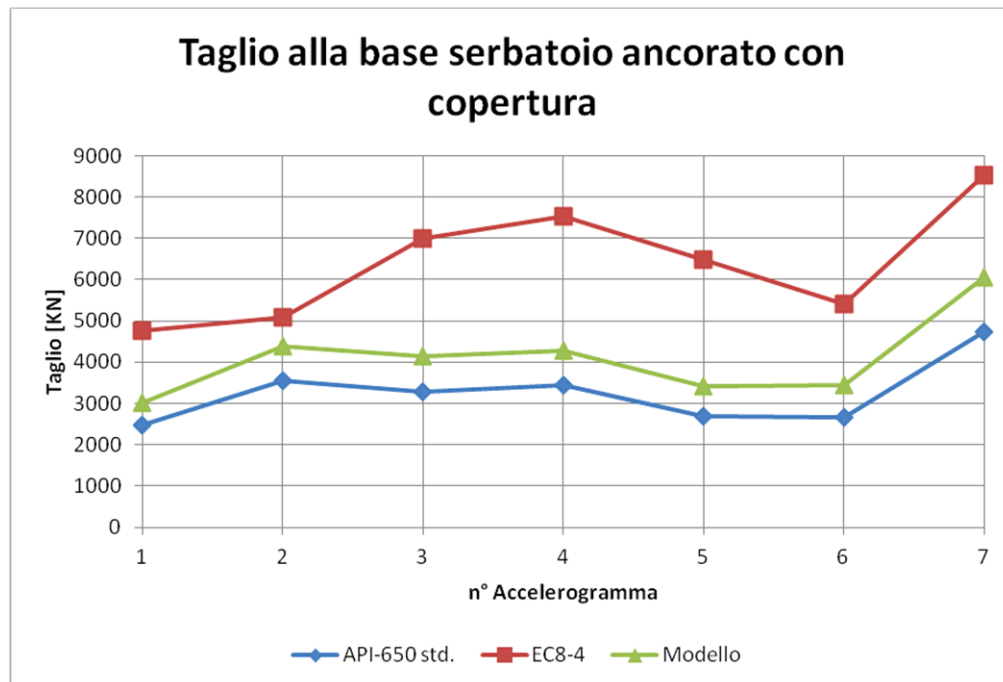


Fig. 7.57 – Grafico di confronto taglio alla base serbatoio ancorato con copertura

	Acc.-1 (KN)	Acc.-2 (KN)	Acc.-3 (KN)	Acc.-4 (KN)	Acc.-5 (KN)	Acc.-6 (KN)	Acc.-7 (KN)
modello	3005,425	4379,039	4143,611	4274,065	3406,207	3430,702	6062,814
API-650	2479,103	3558,491	3274,719	3451,953	2688,089	2661,912	4745,266
EC-8	4753,844	5079,926	7006,217	7522,949	6494,515	5411,958	8516,627

Tab. 7.1 – Valori del taglio alla base serbatoio ancorato con copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.57), il taglio alla base ricavato dal modello realizzato risulta essere sempre compreso fra i due valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 25% del valore di normativa, con la sola eccezione del valore corrispondente al settimo accelerogramma con il quale invece il gap aumenta fino ad uno scarto in eccesso pari al 27% (Acc.-7).

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea questa risulta invece portare sempre ad una sovrastima del valore del taglio con ampie differenze rispetto, sia al modello che all'API-650.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'EC8-4 risulta essere ,per il caso in cui i valori si avvicinano maggiormente, pari a circa al 14% (Acc.-2) in difetto, mentre , per il caso con il gap maggiore si raggiunge uno scarto sempre in difetto rispetto alla norma europea pari a circa il 44% (Acc.-4).

Si può osservare quindi anche in questo caso una maggiore fedeltà dei risultati del modello con la normativa americana al contrario di quella europea la quale come già detto porta, per le sue formulazioni, ad una sovrastima delle sollecitazioni (vedi cap. 5).

- **Momento sopra alla base**

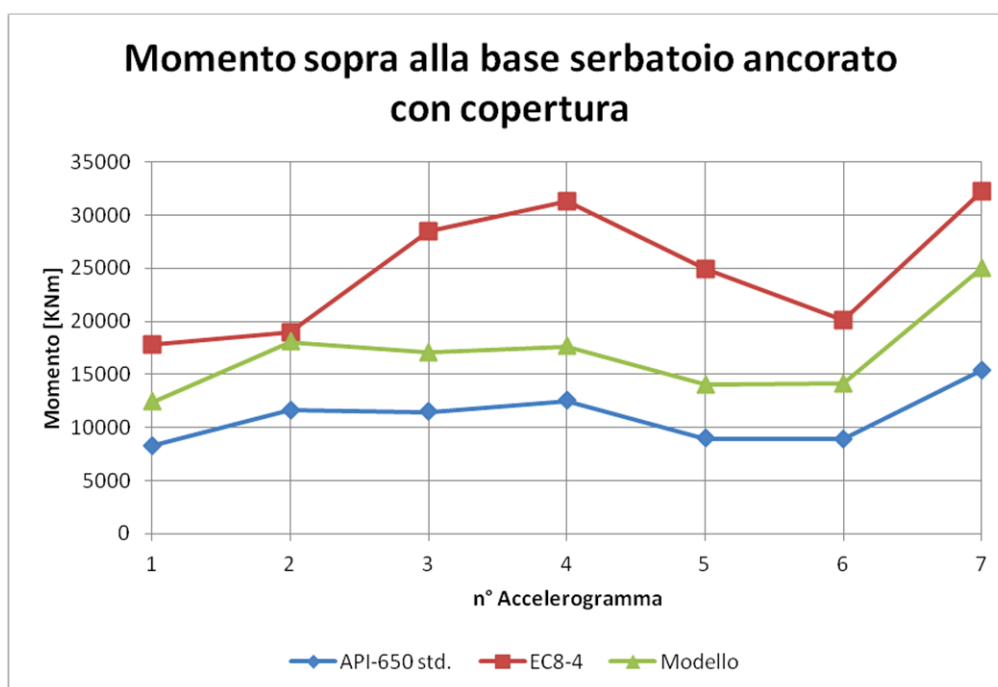


Fig. 7.58 – Grafico di confronto momento sopra alla base serbatoio ancorato con copertura

	Acc.-1 (KNm)	Acc.-2 (KNm)	Acc.-3 (KNm)	Acc.-4 (KNm)	Acc.-5 (KNm)	Acc.-6 (KNm)	Acc.-7 (KNm)
modello	12403,86	18072,98	17101,33	17639,73	14044,1	14159,04	25022,18
API-650	8318,203	11645,68	11460,82	12521,52	8955,446	8875,384	15398
EC-8	17779,96	18929,61	28443,44	31260,74	24909,56	20100,24	32219,51

Tab. 7.2 – Valori del momento sopra alla base serbatoio ancorato con copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.58), il momento sopra alla base ricavato dal modello realizzato risulta essere sempre compreso fra i due valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 40% del valore di normativa, con la sola eccezione del valore corrispondente al settimo accelerogramma con il quale invece il gap aumenta fino ad uno scarto in eccesso pari al 67%(Acc.-7).

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, questa risulta portare sempre ad una sovrastima del valore del momento con ampie differenze rispetto, sia al modello che all'API-650.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'EC8-4 risulta essere ,per il caso in cui i valori si avvicinano maggiormente, pari a circa al 4,7% (Acc.-2) in difetto, mentre , per il caso con il gap maggiore si raggiunge uno scarto sempre in

difetto rispetto alla norma europea pari a circa il 45% (Acc.-4).

Si può osservare quindi anche in questo caso una maggiore fedeltà dei risultati del modello con la normativa americana, per quanto interessa la variazione del parametro al cambio di forzante sismica considerata (questo porta ad un andamento molto simile tra le due curve). Passando invece alla valutazione del valore in modulo del parametro, questo per il primo e gli ultimi due accelerogrammi si posiziona più o meno a metà del gap fra le due normative. Da mettere in evidenza come per il secondo acc. il valore si avvicini molto a quello della normativa europea, tornado poi a seguire più fedelmente i valori dell'API per gli accelerogrammi rimanenti.

• **Pressione di parallelo**

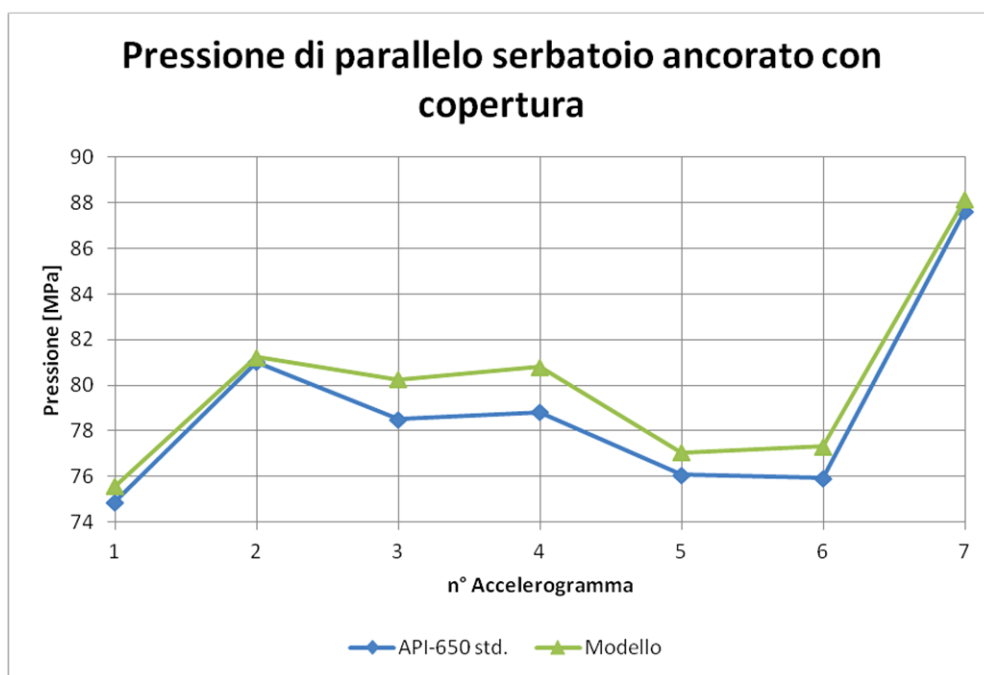


Fig. 7.59 – Grafico di confronto pressione di parallelo serbatoio ancorato con copertura

	Acc.-1 (MPa)	Acc.-2 (MPa)	Acc.-3 (MPa)	Acc.-4 (MPa)	Acc.-5 (MPa)	Acc.-6 (MPa)	Acc.-7 (MPa)
modello	75,56248	81,23456	80,24257	80,81485	77,06167	77,31274	88,15212
API-650	74,87209	81,01068	78,51642	78,81511	76,07041	75,92066	87,64059

Tab. 7.3 – Valori Pressione di parallelo serbaotio ancorato con copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.59), la pressione di parallelo ricavata dal modello realizzato risulta essere del tutto in linea i valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 2,5% del valore di normativa. Per quanto riguarda il

paragone con la normativa europea, non è stato in questo caso possibile effettuarlo in quanto l'EC8-4 non fornisce alcuna formulazione per il calcolo delle pressioni di parallelo e meridiano rimandando per il loro calcolo alla realizzazione di un modello agli elementi finiti (UNIEN 1993-1-6: 2007, cap.5).

• **Pressione di meridiano**

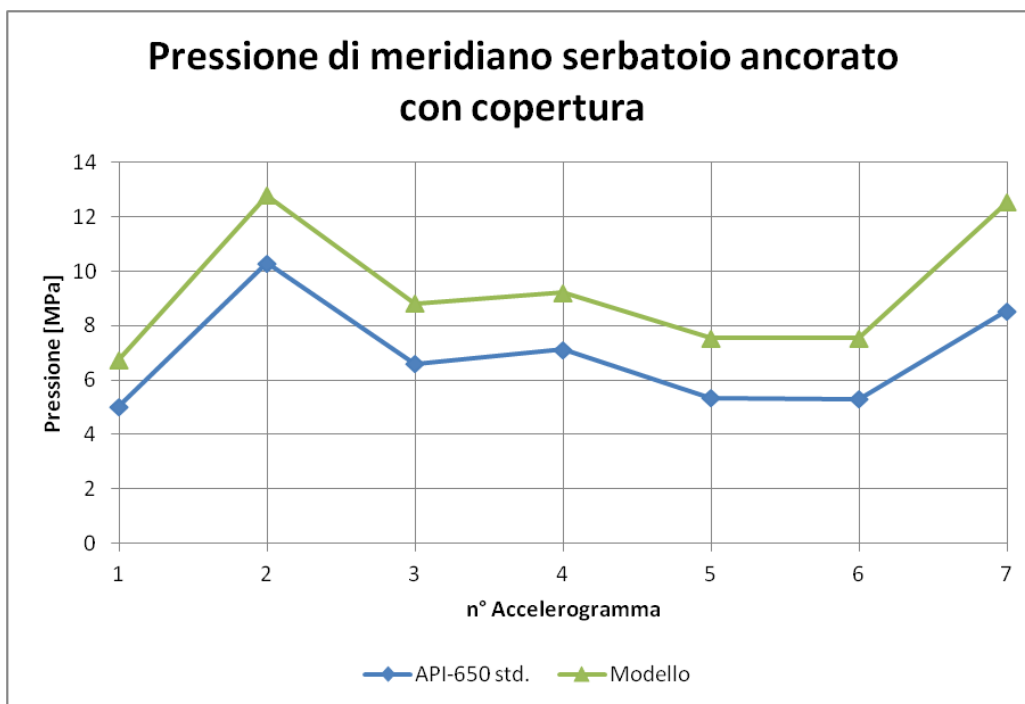


Fig. 7.60 – Grafico confronto pressione di meridiano serbatoio ancorato con copertura

	Acc.-1 (MPa)	Acc.-2 (MPa)	Acc.-3 (MPa)	Acc.-4 (MPa)	Acc.-5 (MPa)	Acc.-6 (MPa)	Acc.-7 (MPa)
modello	6,741842	12,79006	8,827636	9,207529	7,535442	7,547226	12,54058
API-650	5,034747	10,31143	6,597461	7,124914	5,351626	5,311814	8,555284

Tab. 7.4 – Valori pressione di meridiano serbatoio ancorato con copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.60), la pressione di meridiano ricavata dal modello realizzato risulta essere del tutto in linea ai valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 25% del valore di normativa, con la sola eccezione del valore corrispondente al settimo accelerogramma con il quale invece il gap aumenta fino ad uno scarto in eccesso pari al 40%(Acc.-7).

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, non è stato in questo caso possibile effettuarlo in quanto l'EC8-4 non fornisce alcuna formulazione per il calcolo delle pressioni di parallelo e meridiano rimandando per il loro calcolo alla realizzazione

di un modello agli elementi finiti (UNIEN 1993-1-6: 2007, cap.5).

#### 7.4.4.1.2. Serbatoio ancorato con peso copertura

I parametri analizzati saranno, come precedentemente effettuato, il taglio alla base, il momento sopra alla base, la pressione di meridiano e quella di parallelo.

Di seguito si inseriscono i risultati ottenuti in funzione dell'accelerogramma di riferimento.

- **Taglio alla base**

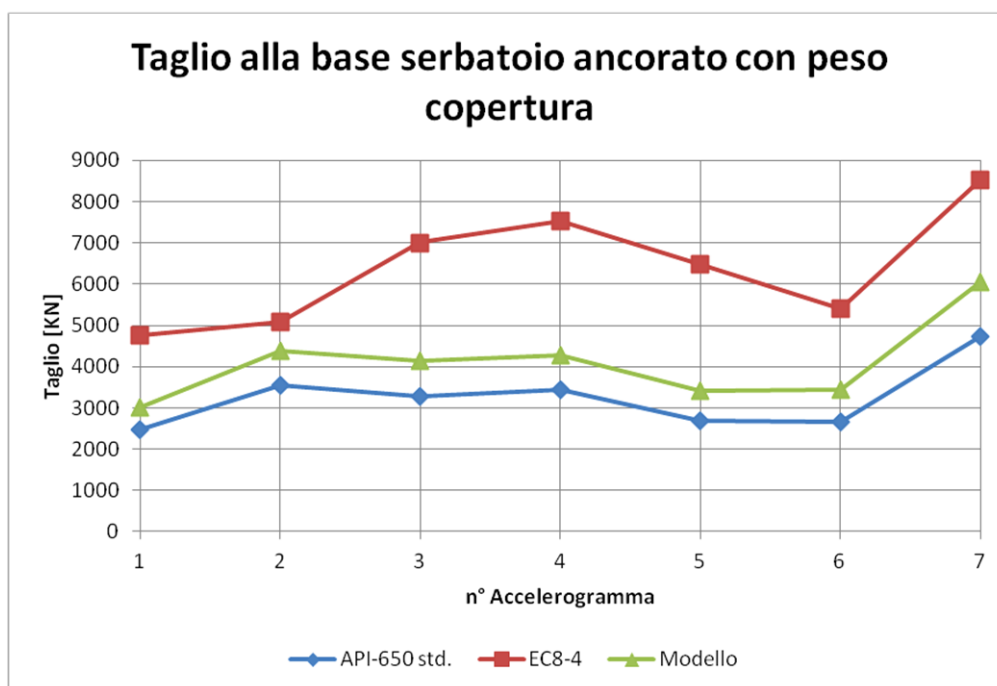


Fig. 7.61 – Grafico confronto taglio alla base serbatoio ancorato con peso copertura

	Acc.-1 (KN)	Acc.-2 (KN)	Acc.-3 (KN)	Acc.-4 (KN)	Acc.-5 (KN)	Acc.-6 (KN)	Acc.-7 (KN)
modello	3005,425	4379,038	4143,61	4274,064	3406,206	3430,701	6062,813
API-650	2479,103	3558,491	3274,719	3451,953	2688,089	2661,912	4745,266
EC-8	4753,844	5079,926	7006,217	7522,949	6494,515	5411,958	8516,627

Tab. 7.5 – Valori taglio alla base serbatoio ancorato con peso copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.61), il taglio alla base ricavato dal modello realizzato risulta essere sempre compreso fra i due valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 25% del valore di normativa, con la sola eccezione del valore corrispondente al settimo accelerogramma con il quale invece il gap aumenta fino ad uno scarto in eccesso pari al 27% (Acc.-7).

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea questa risulta invece portare

sempre ad una sovrastima del valore del taglio con ampie differenze rispetto, sia al modello che all'API-650.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'EC8-4 risulta essere ,per il caso in cui i valori si avvicinano maggiormente, pari a circa al 14% (Acc.-2) in difetto, mentre , per il caso con il gap maggiore si raggiunge uno scarto sempre in difetto rispetto alla norma europea pari a circa il 44% (Acc.-4).

Si può osservare quindi anche in questo caso una maggiore fedeltà dei risultati del modello con la normativa americana al contrario di quella europea la quale come già detto porta, per le sue formulazioni, ad una sovrastima delle sollecitazioni (vedi cap. 5). Dal confronto con i risultati precedentemente esposti per il caso con copertura si denota come la diversa configurazione in questo caso specifico non influenza significativamente i valori di taglio alla base.

• **Momento sopra alla base**

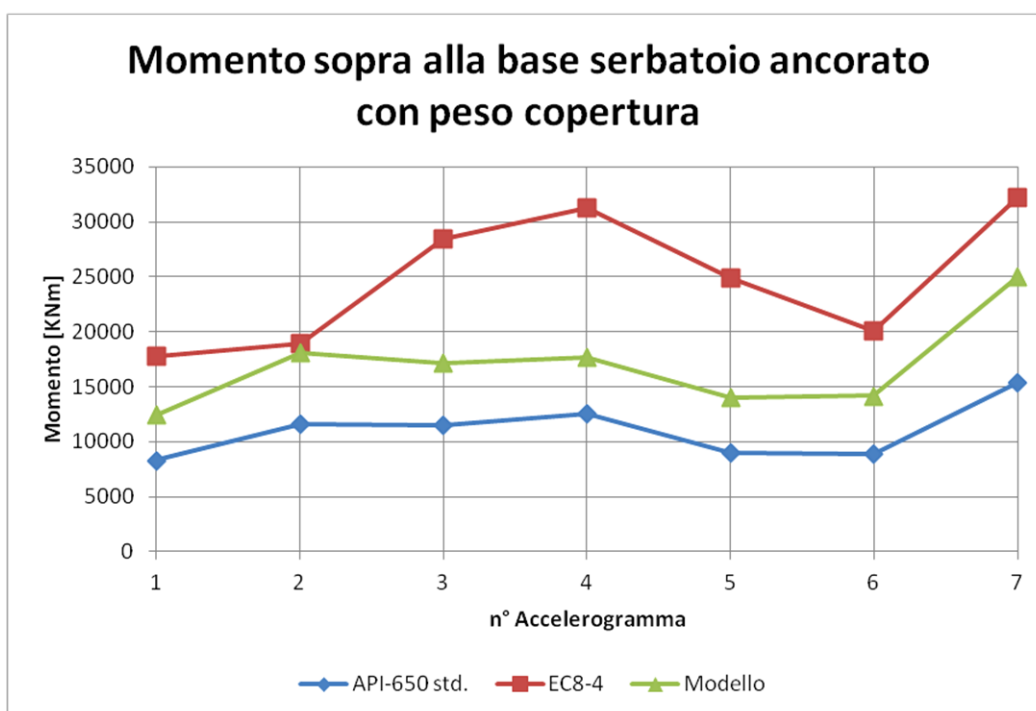


Fig. 7.62 – Grafico confronto momento sopra alla base serbatoio ancorato con peso copertura

	Acc.-1 (KNm)	Acc.-2 (KNm)	Acc.-3 (KNm)	Acc.-4 (KNm)	Acc.-5 (KNm)	Acc.-6 (KNm)	Acc.-7 (KNm)
modello	12415,48	18089,9	17117,35	17656,25	14057,27	14172,3	25045,61
API-650	8318,203	11645,68	11460,82	12521,52	8955,446	8875,384	15398
EC-8	17779,96	18929,61	28443,44	31260,74	24909,56	20100,24	32219,51

Tab. 7.6 – Valori momento sopra alla base serbatoio ancorato con peso copertura



Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.62), il momento sopra alla base ricavato dal modello realizzato risulta essere sempre compreso fra i due valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 40% del valore di normativa, con la sola eccezione del valore corrispondente al settimo accelerogramma con il quale invece il gap aumenta fino ad uno scarto in eccesso pari al 67%(Acc.-7).

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, questa risulta portare sempre ad una sovrastima del valore del momento con ampie differenze rispetto, sia al modello che all'API-650.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'EC8-4 risulta essere ,per il caso in cui i valori si avvicinano maggiormente, pari a circa al 4,7% (Acc.-2) in difetto, mentre , per il caso con il gap maggiore si raggiunge uno scarto sempre in difetto rispetto alla norma europea pari a circa il 45% (Acc.-4).

Si può osservare quindi anche in questo caso una maggiore fedeltà dei risultati del modello con la normativa americana, per quanto interessa la variazione del parametro al cambio di forzante sismica considerata (questo porta ad un andamento molto simile tra le due curve). Passando invece alla valutazione del valore in modulo del parametro, questo per il primo e gli ultimi due accelerogrammi si posiziona più o meno a metà del gap fra le due normative. Da mettere in evidenza come per il secondo acc. il valore si avvicini molto a quello della normativa europea, tornado poi a seguire più fedelmente i valori dell'API per gli accelerogrammi rimanenti.

Dal confronto con i risultati precedentemente esposti per il caso con copertura si denota come la diversa configurazione in questo caso specifico non influenza significativamente i valori del momento sopra alla base.

• Pressione di parallelo

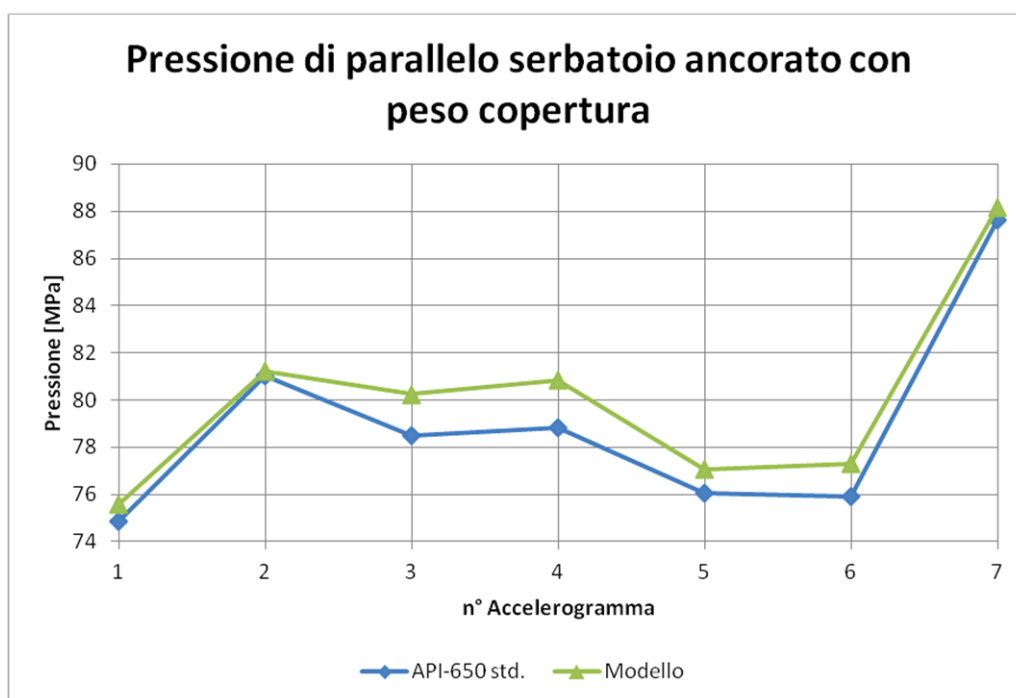


Fig. 7.63 – Grafico pressione di parallelo serbatoio ancorato con peso copertura

	Acc.-1 (MPa)	Acc.-2 (MPa)	Acc.-3 (MPa)	Acc.-4 (MPa)	Acc.-5 (MPa)	Acc.-6 (MPa)	Acc.-7 (MPa)
modello	75,56446	81,23407	80,24018	80,81902	77,06483	77,31415	88,15109
API-650	74,87209	81,01068	78,51642	78,81511	76,07041	75,92066	87,64059

Tab. 7.7 – Valori pressione di parallelo serbatoio ancorato con peso copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.63), la pressione di parallelo ricavata dal modello realizzato risulta essere del tutto in linea i valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 2,5% del valore di normativa. Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, non è stato in questo caso possibile effettuarlo in quanto l'EC8-4 non fornisce alcuna formulazione per il calcolo delle pressioni di parallelo e meridiano rimandando per il loro calcolo alla realizzazione di un modello agli elementi finiti (UNIEN 1993-1-6: 2007, cap.5).

• **Pressione di meridiano**

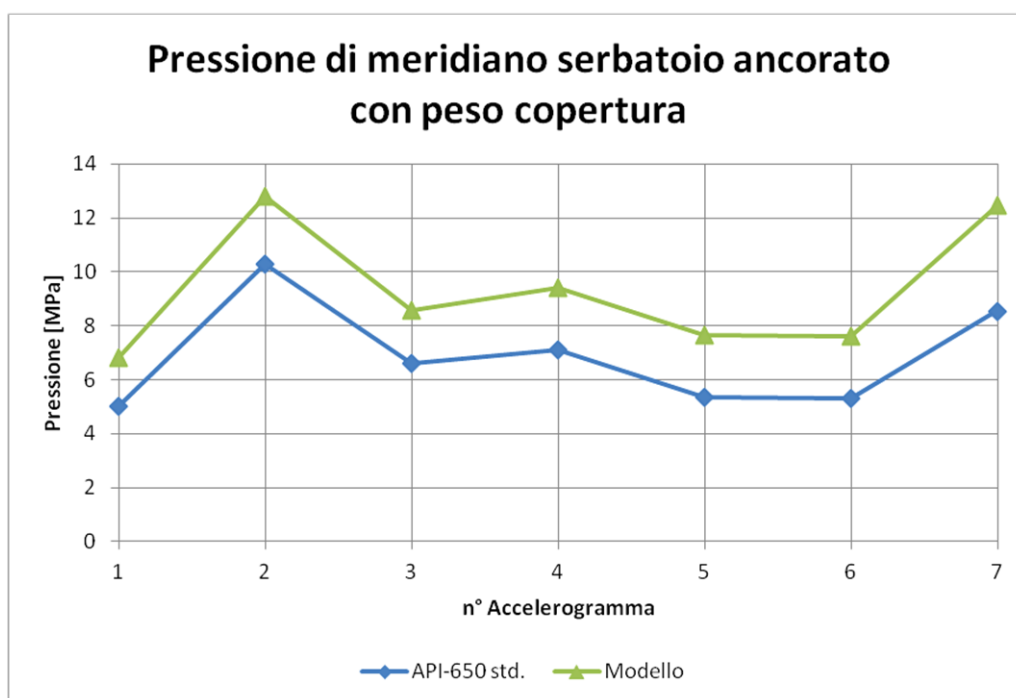


Fig. 7.64 – Grafico pressione di meridiano serbatoio ancorato con peso copertura

	Acc.-1 (MPa)	Acc.-2 (MPa)	Acc.-3 (MPa)	Acc.-4 (MPa)	Acc.-5 (MPa)	Acc.-6 (MPa)	Acc.-7 (MPa)
modello	6,835221	12,79006	8,588045	9,408262	7,655816	7,610901	12,46903
API-650	5,034747	10,31143	6,597461	7,124914	5,351626	5,311814	8,555284

Tab. 7.8 – Valori pressione di meridiano serbatoio ancorato con peso copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.64), la pressione di meridiano ricavata dal modello realizzato risulta essere del tutto in linea ai valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 25% del valore di normativa, con la sola eccezione del valore corrispondente al settimo accelerogramma con il quale invece il gap aumenta fino ad uno scarto in eccesso pari al 40% (Acc.-7).

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, non è stato in questo caso possibile effettuarlo in quanto l'EC8-4 non fornisce alcuna formulazione per il calcolo delle pressioni di parallelo e meridiano rimandando per il loro calcolo alla realizzazione di un modello agli elementi finiti (UNIEN 1993-1-6: 2007, cap.5).

#### 7.4.4.1.3. Considerazione sui risultati ottenuti

Da quanto analizzato risulta evidente che per quanto riguarda i serbatoi ancorati, la presenza o meno della copertura come elemento di irrigidimento non cambia molto in realtà l'entità degli sforzi agenti, come si era già notato ai capitoli relativi al solo primo accelerogramma.

Si è potuto vedere infatti come per entrambe le configurazioni, per quanto riguarda il taglio, il momento e le tensioni nel mantello, le variazioni a seguito della diversa rigidità del sistema, siano effettivamente di entità molto limitata.

Si è deciso di non procedere con l'inserimento dei risultati delle verifiche della resistenza del mantello in quanto visto la larga differenza che si era già valutata al capitolo 6.4, tra i valori degli sforzi sul mantello ed i suoi stessi valori di resistenza. Dal momento in cui, i valori ricavati dai modelli realizzati fino ad ora, si sono dimostrati completamente in linea con gli sforzi calcolati analiticamente, si è notato come le verifiche fossero completamente soddisfatte. Questo vale sia per i valori della resistenza ricavati dalla normativa americana che da quella europea.

L'andamento delle pressioni rilevato per tutti gli accelerogrammi applicati è in linea con quanto esposto per il primo applicato nei capitoli 7.3.1.2 e 7.3.1.3.

#### 7.4.4.2. Modello appoggiato

Di seguito si illustrano i risultati ottenuti dal modello realizzato con il vincolo di appoggio alla fondazione come illustrato precedentemente (vedi cap. 7.3.2), e si confronteranno con quelli ottenuti invece analiticamente dalle normative, quella europea e quella americana.

In questo capitolo a differenza del precedente non verranno esposti in maniera dettagliata i singoli risultati ottenuti dai singoli modelli ma si opererà un confronto fra tutti i risultati ottenuti dall'applicazione dei vari accelerogrammi, paragonandoli di volta in volta ai risultati analitici ricavati con l'utilizzo delle normative.

La diversificazione dei vari modelli è la stessa utilizzata in precedenza, si considereranno per il seguente, rappresentante il vincolo in appoggio, due differenti configurazioni, una con copertura e l'altra con il solo peso della stessa.

7.4.4.2.1. Serbatoio appoggiato con copertura

• Taglio alla base

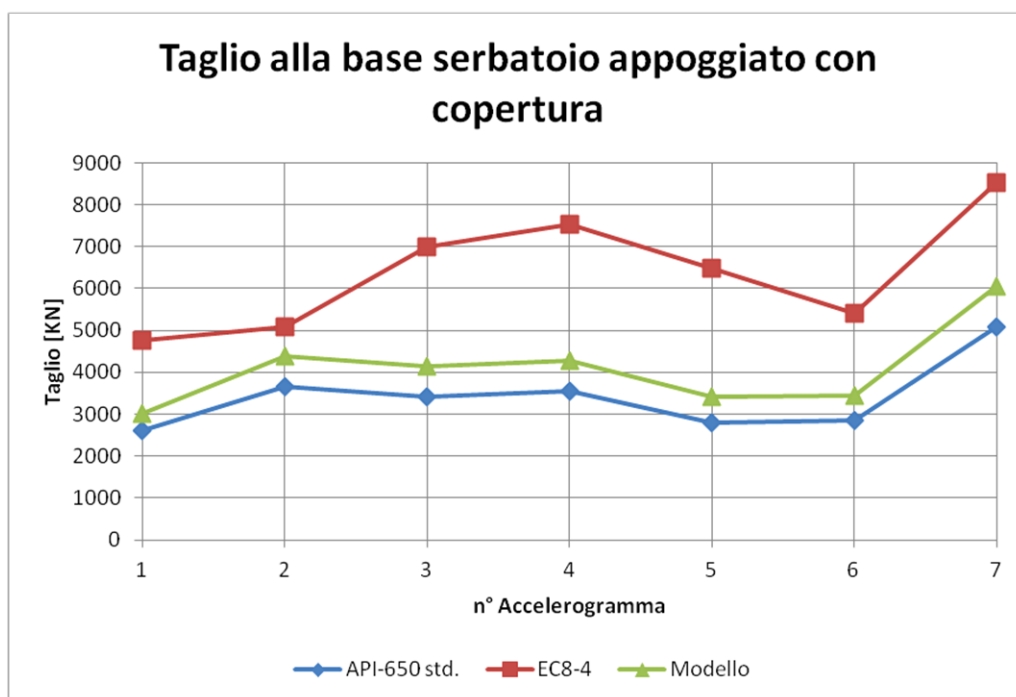


Fig. 7.65 – Grafico confronto taglio alla base serbatoio appoggiato con copertura

	Acc.-1 (KN)	Acc.-2 (KN)	Acc.-3 (KN)	Acc.-4 (KN)	Acc.-5 (KN)	Acc.-6 (KN)	Acc.-7 (KN)
modello	3005,425	4379,038	4143,61	4274,064	3406,206	3430,701	6062,813
API-650	2611,031	3654,656	3410,903	3542,365	2786,733	2840,541	5096,551
EC-8	4753,844	5079,926	7006,217	7522,949	6494,515	5411,958	8516,627

Tab. 7.9 – Valori taglio alla base cerbatoio appoggiato con copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.65), il taglio alla base ricavato dal modello realizzato risulta essere sempre compreso fra i due valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 20% del valore di normativa.

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea questa risulta invece portare sempre ad una sovrastima del valore del taglio con ampie differenze rispetto, sia al modello che all'API-650.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'EC8-4 risulta essere ,per il caso in cui i valori si avvicinano maggiormente, pari a circa al 14% (Acc.-2) in difetto, mentre , per il caso con il gap maggiore si raggiunge uno scarto sempre in

difetto rispetto alla norma europea pari a circa il 30% (Acc.-4).

Si può osservare quindi anche in questo caso una maggiore fedeltà dei risultati del modello con la normativa americana al contrario di quella europea la quale come già detto porta, per le sue formulazioni, ad una sovrastima delle sollecitazioni (vedi cap. 5). Per il confronto con il caso vincolato alla base si nota invece come per il modello questa variazione non provochi alcuna differenza sostanziale sul valore della sollecitazione. La riduzione della differenza tra i valori dell'API-650 std. e quelli del modello agli elementi finiti è dovuto all'aumento calcolato in via analitica, dovuto alla diminuzione del fattore di struttura da considerare.

• **Momento sopra alla base**

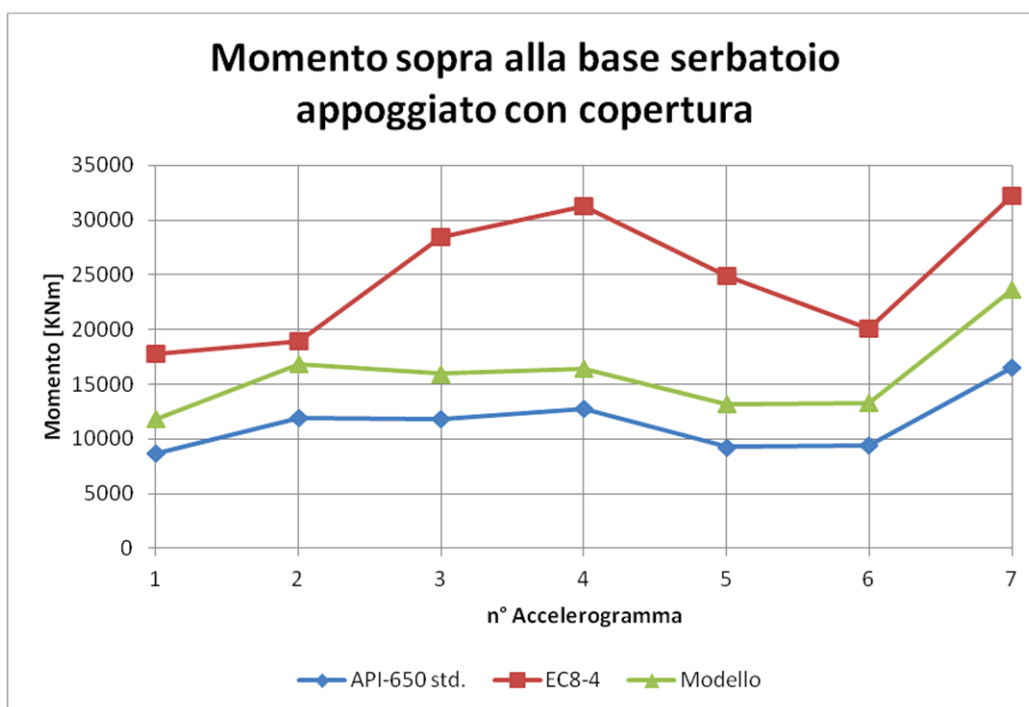


Fig.7.66 – Grafico confronto momento sopra alla base serbatoio appoggiato con copertura

	Acc.-1 (KNm)	Acc.-2 (KNm)	Acc.-3 (KNm)	Acc.-4 (KNm)	Acc.-5 (KNm)	Acc.-6 (KNm)	Acc.-7 (KNm)
modello	11797,51	16817,45	15951,89	16431,56	13179,76	13279,95	23656,6
API-650	8719,958	11945,39	11858,8	12776,33	9257,7	9422,926	16502,72
EC-8	17779,96	18929,61	28443,44	31260,74	24909,56	20100,24	32219,51

Tab. 7.10 – Valori momento sopra alla base serbatoio appoggiato con copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.66), il momento sopra alla base ricavato dal modello realizzato risulta essere sempre compreso fra i due valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno circa al 33% del valore di normativa, con la sola eccezione del

valore corrispondente al settimo accelerogramma con il quale invece il gap aumenta fino ad uno scarto in eccesso pari al 44%(Acc.-7).

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, questa risulta portare sempre ad una sovrastima del valore del momento con ampie differenze rispetto, sia al modello che all'API-650.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'EC8-4 risulta essere ,per il caso in cui i valori si avvicinano maggiormente, pari a circa al 11% (Acc.-2) in difetto, mentre , per il caso con il gap maggiore si raggiunge uno scarto sempre in difetto rispetto alla norma europea pari a circa il 47% (Acc.-4).

Si può osservare quindi anche in questo caso una maggiore fedeltà dei risultati del modello con la normativa americana, per quanto interessa la variazione del parametro al cambio di forzante sismica considerata (questo porta ad un andamento molto simile tra le due curve), ed in particolare rispetto al modello vincolato la differenza risulta ridotta di circa un 7%. Questa maggiore fedeltà con i valori ricavati dalla normativa americana è ottenuta non solo grazie ad un aumento dell'azione calcolata in via analitica ma anche (a differenza del taglio) ad una diminuzione del momento ottenuto dal modello FE.

- **Pressione di parallelo**

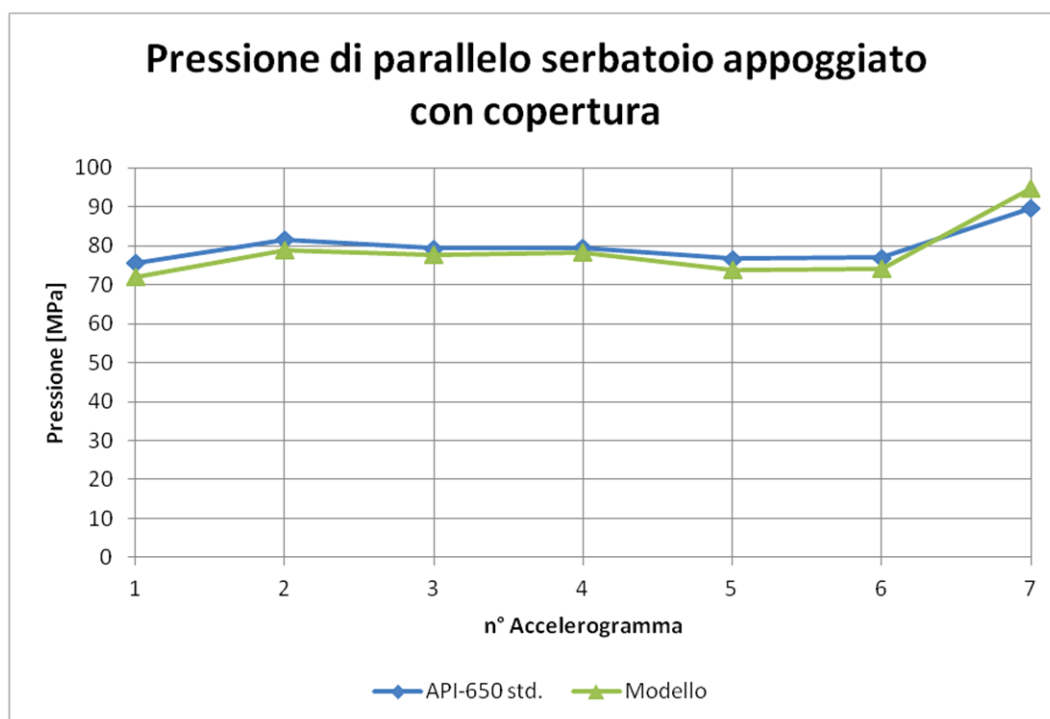


Fig. 7.67 – Grafico confronto pressione di parallelo serbatoio appoggiato con copertura

	Acc.-1 (MPa)	Acc.-2 (MPa)	Acc.-3 (MPa)	Acc.-4 (MPa)	Acc.-5 (MPa)	Acc.-6 (MPa)	Acc.-7 (MPa)
modello	71,9554	78,90373	77,63351	78,36159	73,87077	74,11771	94,75069
API-650	75,62932	81,55316	79,32554	79,37155	76,63391	76,94081	89,60975

Tab. 7.11 – Valori pressione di parallelo serbatoio appoggiato con copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.67), la pressione di parallelo ricavata dal modello realizzato risulta essere del tutto in linea i valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 2,7% del valore di normativa, in questo caso però, al contrario del precedente vincolato, è il valore di normativa ad essere superiore.

Eccezione è il valore ricavato con l'applicazione dell'ultimo accelerogramma con il quale, a causa del sollevamento molto elevato che arriva ad interessare l'intera base, presenta un valore numerico superiore a quello analitico. Vista però l'entità del sollevamento questa configurazione non è da considerarsi affidabile come gli altri.

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, non è stato in questo caso possibile effettuarlo in quanto l'EC8-4 non fornisce alcuna formulazione per il calcolo delle pressioni di parallelo e meridiano rimandando per il loro calcolo alla realizzazione di un modello agli elementi finiti (UNIEN 1993-1-6: 2007, cap.5).

In confronto al modello vincolato quindi si ottiene un valore inferiore a quello di normativa per tutti gli accelerogrammi presi in considerazione (ad esclusione dell'ultimo che come detto però non è da considerare completamente affidabile). Questo comportamento è dovuto ,oltre che all'aumento del valore analitico (a causa della riduzione del fattore di struttura), anche alla diminuzione della pressione di parallelo ricavata dal modello numerico. La riduzione è dovuta al sollevamento del serbatoio che fa sì che lo sforzo venga ridistribuita su una superficie del mantello più elevata , ottenendo così un valore assoluto di poco inferiore.



• **Pressione di meridiano**

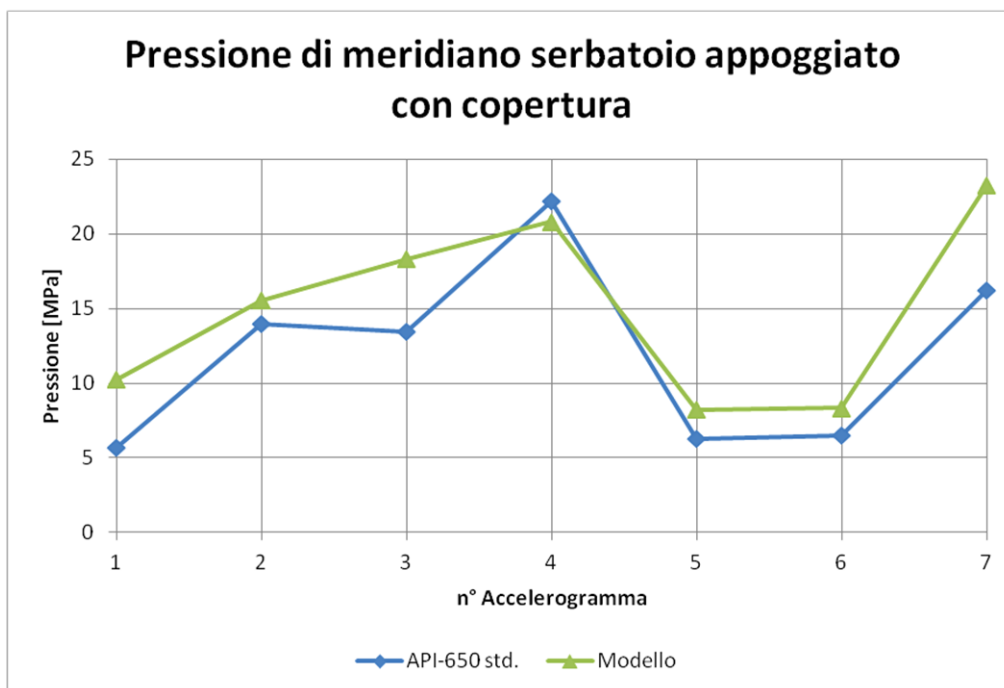


Fig. 7.68 – Grafico confronto pressione di meridiano serbatoio appoggiato con copertura

	Acc.-1 (MPa)	Acc.-2 (MPa)	Acc.-3 (MPa)	Acc.-4 (MPa)	Acc.-5 (MPa)	Acc.-6 (MPa)	Acc.-7 (MPa)
modello	10,24757	15,51179	18,29406	20,80435	8,215445	8,330626	23,25642
API-650	5,676372	13,99445	13,46913	22,19441	6,289957	6,508437	16,18828

Tab. 7.12 – Valori pressione di meridiano serbatoio appoggiato con copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.68), la pressione di meridiano ricavata dal modello realizzato risulta essere non completamente in linea ai valori di normativa. Si registra un andamento abbastanza simile a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti gli accelerogrammi applicati alla struttura ad eccezione del numero 3 e 7. Inoltre il gap fra le due metodologie è aumentata notevolmente rispetto al caso vincolato.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere abbastanza variabile in questo caso, quindi non si andrà a misurare la differenza media generale fra le due curve ma solo i punti dove i due valori si discostano maggiormente. Per l'accelerogramma numero 3 si misura una differenza rispetto al risultato analitico pari a circa il 35% del valore di normativa, per l'accelerogramma numero 4 si misura una differenza in difetto pari a circa il 9% ed infine per l'accelerogramma 7 si misura una differenza in eccesso pari a circa il 43%.

Oltre al caso dell'acc. 7 il quale come detto provoca un sollevamento elevato alla struttura e quindi senza un'analisi non lineare del materiale la sua affidabilità è da verificarsi.

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, non è stato in questo caso

possibile effettuarlo in quanto l'EC8-4 non fornisce alcuna formulazione per il calcolo delle pressioni di parallelo e meridiano rimandando per il loro calcolo alla realizzazione di un modello agli elementi finiti (UNIEN 1993-1-6: 2007, cap.5).

Il confronto invece con il caso precedente di serbatoio ancorato alla fondazione mostra come nel caso di mancanza di un vincolo fisso, che quindi ostacoli il sollevamento i valori della pressione di meridiano nel mantello aumenta anche del 100%.

Questo fenomeno è spiegabile appunto attraverso il fenomeno del sollevamento stesso, infatti la deformata di questo tipo porta ad avere meno mantello a contatto con il terreno e quindi l'azione verticale sulla struttura si ritrova ad essere sopportata da una superficie di minore entità, cosa che quindi porta ad un aumento dello sforzo in valore assoluto (in particolare nella parte in compressione del mantello).

#### 7.4.4.2.2. Serbatoio appoggiato con peso copertura

- **Taglio alla base**

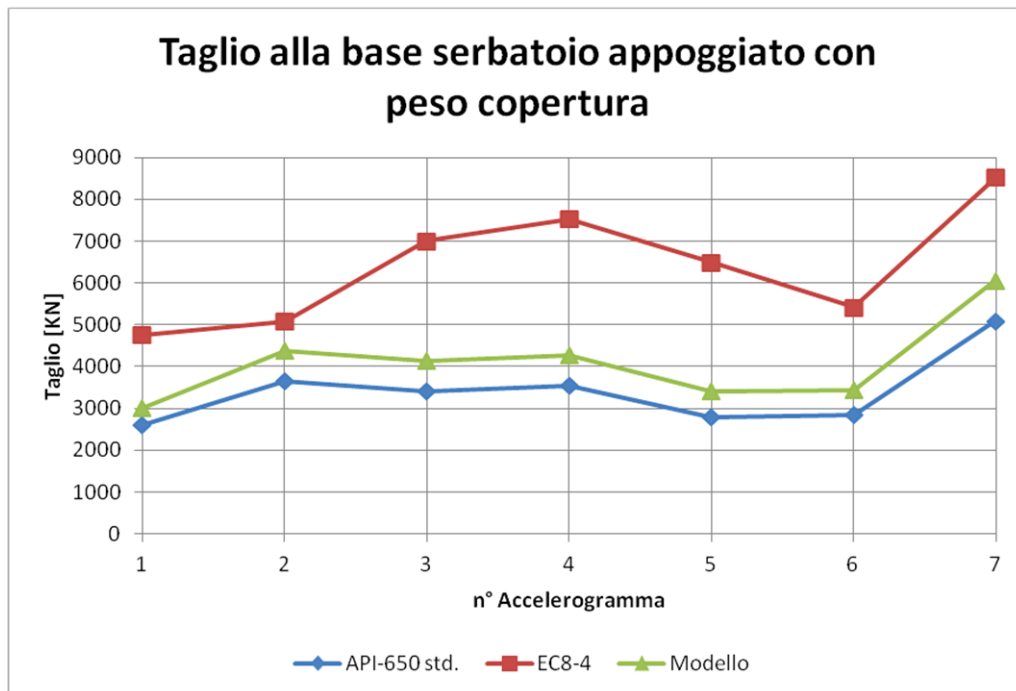


Fig. 7.69 – grafico confronto taglio alla base serbatoio appoggiato con peso copertura

	Acc.-1 (KN)	Acc.-2 (KN)	Acc.-3 (KN)	Acc.-4 (KN)	Acc.-5 (KN)	Acc.-6 (KN)	Acc.-7 (KN)
modello	3005,425	4379,038	4143,61	4274,064	3406,206	3430,701	6062,813
API-650	2611,031	3654,656	3410,903	3542,365	2786,733	2840,541	5096,551
EC-8	4753,844	5079,926	7006,217	7522,949	6494,515	5411,958	8516,627

Tab. 7.13 – Valori taglio alla base serbatoio appoggiato con peso copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.69), il taglio alla base ricavato dal modello realizzato risulta essere sempre compreso fra i due valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 20% del valore di normativa.

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea questa risulta invece portare sempre ad una sovrastima del valore del taglio con ampie differenze rispetto, sia al modello che all'API-650.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'EC8-4 risulta essere ,per il caso in cui i valori si avvicinano maggiormente, pari a circa al 14% (Acc.-2) in difetto, mentre , per il caso con il gap maggiore si raggiunge uno scarto sempre in difetto rispetto alla norma europea pari a circa il 30% (Acc.-4).

Si può osservare quindi anche in questo caso una maggiore fedeltà dei risultati del modello con la normativa americana al contrario di quella europea la quale come già detto porta, per le sue formulazioni, ad una sovrastima delle sollecitazioni (vedi cap. 5).

Per il confronto con il caso vincolato alla base si nota invece come per il modello questa variazione non provochi alcuna differenza sostanziale sul valore della sollecitazione. La riduzione della differenza tra i valori dell'API-650 std. e quelli del modello agli elementi finiti è dovuto all'aumento calcolato in via analitica, dovuto alla diminuzione del fattore di struttura da considerare. Dal confronto con i risultati precedentemente esposti per il caso con copertura si denota come la diversa configurazione in questo caso specifico non influenza significativamente i valori di taglio alla base.

- **Momento sopra alla base**

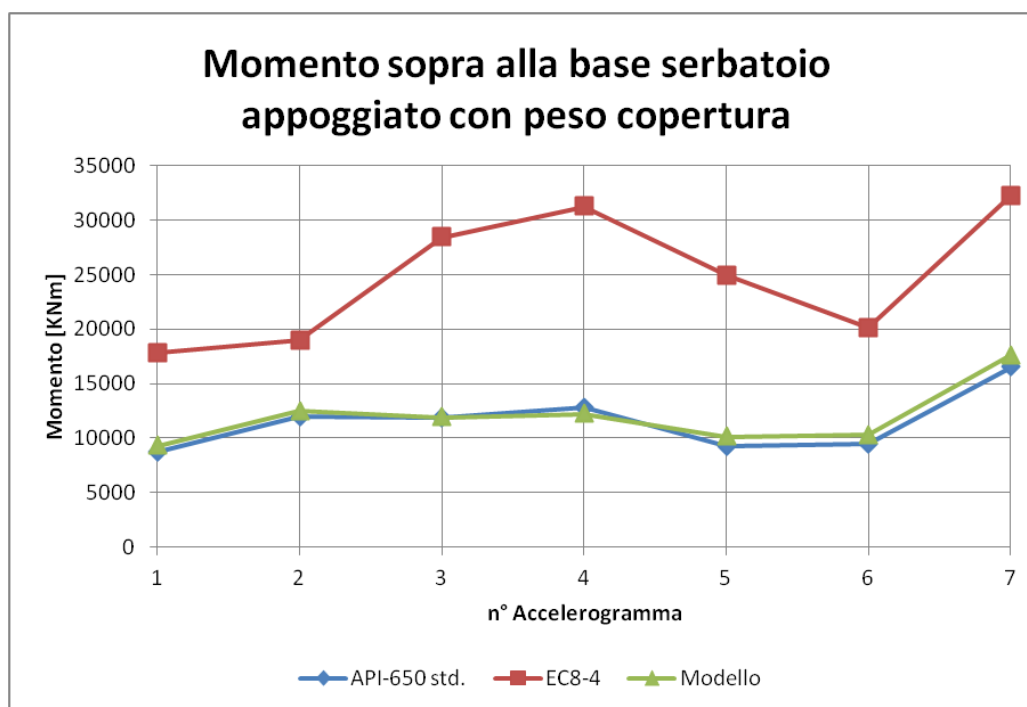


Fig. 7.70 – Grafico confronto momento alla base serbatoio appoggiato con peso copertura

	Acc.-1 (KNm)	Acc.-2 (KNm)	Acc.-3 (KNm)	Acc.-4 (KNm)	Acc.-5 (KNm)	Acc.-6 (KNm)	Acc.-7 (KNm)
modello	9263,319	12487,53	11905,13	12216,86	10099,06	10258,92	17577,64
API-650	8719,958	11945,39	11858,8	12776,33	9257,7	9422,926	16502,72
EC-8	17779,96	18929,61	28443,44	31260,74	24909,56	20100,24	32219,51

Tab. 7.14 – Valori momento sopra alla base serbatoio appoggiato con peso copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.66), il momento sopra alla base ricavato dal modello realizzato risulta essere sempre compreso fra i due valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno circa al 5% del valore di normativa, con la sola eccezione del valore corrispondente al quarto accelerogramma con il quale invece la differenza è in difetto e pari a circa il 5%.

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, questa risulta portare sempre ad una sovrastima del valore del momento con ampie differenze rispetto, sia al modello che all'API-650.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'EC8-4 risulta essere, vista la quasi equivalenza dei valori trovati con quelli analitici dell'API, pari a la quantità dovuta al diverso procedimento analitico delle due normative.

Si può osservare quindi anche in questo caso una maggiore fedeltà dei risultati del modello con la normativa americana, per quanto interessa la variazione del parametro al cambio di forzante sismica considerata (questo porta ad un andamento molto simile tra le due curve), ed in particolare rispetto al modello vincolato la differenza risulta ridotta di circa un 35%. Questa maggiore fedeltà con i valori ricavati dalla normativa americana è ottenuta non solo grazie ad un aumento dell'azione calcolata in via analitica (come nel caso appoggiato con copertura) ma anche (a differenza del taglio) ad una diminuzione del momento ottenuto dal modello FE.

Dal confronto con i risultati precedentemente esposti per il caso con copertura si denota come la diversa configurazione in questo caso specifico influenzi i valori del momento sopra alla base, andando a produrre una ulteriore riduzione in valore assoluto. Questo fenomeno è sicuramente riconducibile al sollevamento di entità maggiore che interessa questi modelli privi dell'elemento irrigidente della copertura.

- **Pressione di parallelo**

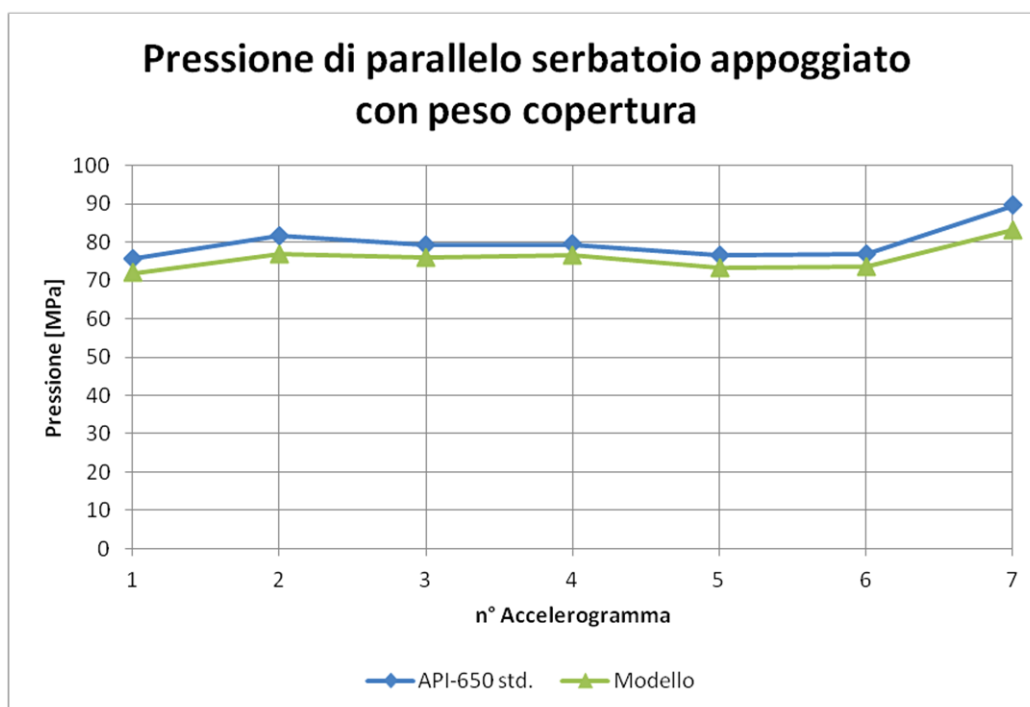


Fig. 7.71 – Grafico confronto pressione di parallelo serbatoio appoggiato con peso copertura

	Acc.-1 (MPa)	Acc.-2 (MPa)	Acc.-3 (MPa)	Acc.-4 (MPa)	Acc.-5 (MPa)	Acc.-6 (MPa)	Acc.-7 (MPa)
modello	71,9554	76,96938	76,01262	76,60233	73,2826	73,49758	83,23665
API-650	75,2932	81,55316	79,32554	79,37155	76,63391	76,94081	89,60975

Tab. 7.15 – Valori pressione di parallelo serbatoio appoggiato con peso copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.71), la pressione di parallelo ricavata dal modello realizzato risulta essere del tutto in linea i valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simili a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti i 7 accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in difetto, in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 3,7% del valore di normativa, in questo caso però, al contrario del precedente vincolato, è il valore di normativa ad essere superiore. Eccezione è data da il valore relativo all'ultimo accelerogramma, il quale mostra una differenza in difetto ancora maggiore pari a circa il 6,7%, come il caso precedente però l'entità del sollevamento della base fa sì che il valore trovato possa essere considerato poco affidabile.

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, non è stato in questo caso possibile effettuarlo in quanto l'EC8-4 non fornisce alcuna formulazione per il calcolo delle pressioni di parallelo e meridiano rimandando per il loro calcolo alla realizzazione di un modello agli elementi finiti (UNIEN 1993-1-6: 2007, cap.5).

In confronto al modello vincolato quindi si ottiene un valore inferiore a quello di normativa per tutti gli accelerogrammi presi in considerazione (ad esclusione dell'ultimo che come detto però non è da considerare completamente affidabile). Questo comportamento è dovuto ,oltre che all'aumento del valore analitico (a causa della riduzione del fattore di struttura), anche alla diminuzione della pressione di parallelo ricavata dal modello numerico. La riduzione è dovuta al sollevamento del serbatoio che fa sì che lo sforzo venga ridistribuita su una superficie del mantello più elevata , ottenendo così un valore assoluto di poco inferiore.

Pensando poi ad un confronto con il caso in cui è presente la copertura, si vede come in mancanza di questo elemento di irrigidimento, il sollevamento aumenta in modulo e di conseguenza diminuisce ulteriormente il valore della tensione di parallelo. Si può notare comunque che l'entità della diminuzione rispetto al caso con copertura è veramente molto limitato, tanto che si può affermare che la minor rigidità del sistema non influisce in maniera sostanziale sulla pressione di parallelo.

• **Pressione di meridiano**

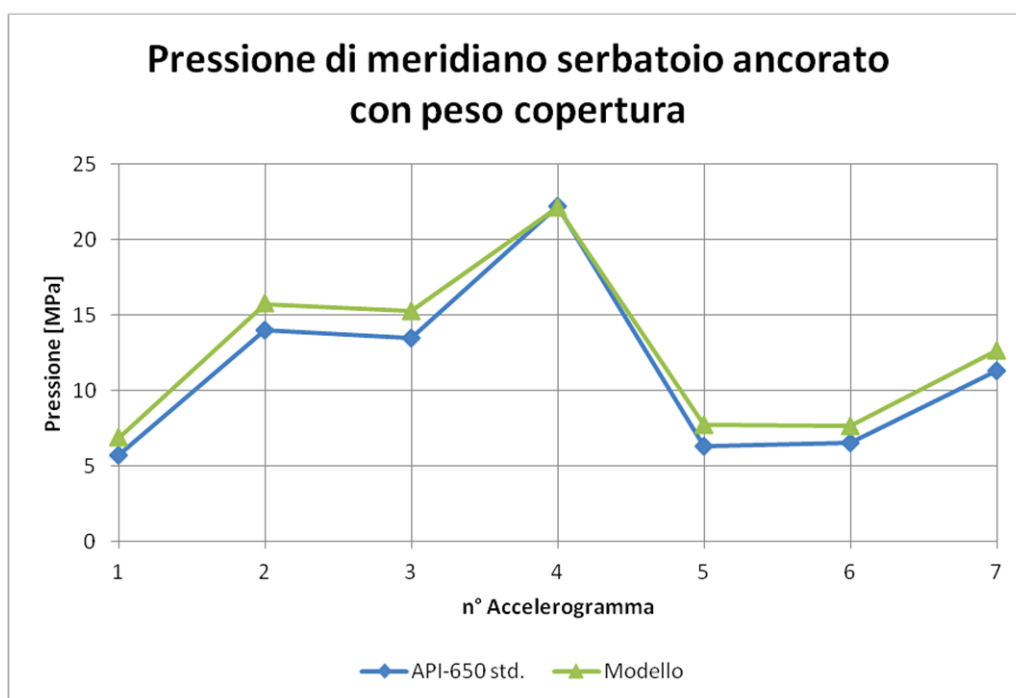


Fig. 7.72 – Grafico confronto serbatoio appoggiato con peso copertura

	Acc.-1 (MPa)	Acc.-2 (MPa)	Acc.-3 (MPa)	Acc.-4 (MPa)	Acc.-5 (MPa)	Acc.-6 (MPa)	Acc.-7 (MPa)
modello	6,847177	15,73622	15,26651	22,11535	7,694144	7,654161	12,61856
API-650	5,676372	13,99445	13,46913	22,19441	6,289957	6,508437	11,31385

Tab. 7.16 – Valori pressione di meridiano serbatoio appoggiato con peso copertura

Come si evince dal grafico sopra riportato (fig. 7.72), la pressione di meridiano ricavata dal modello realizzato risulta essere in linea ai valori di normativa. Si registra un andamento del tutto simile a quello ottenuto dalla normativa americana, per tutti gli accelerogrammi applicati alla struttura.

La differenza in termini di modulo del valore dello sforzo rispetto all'API-650 risulta essere sempre intorno a circa il 16% del valore di normativa, con la sola eccezione del valore corrispondente al quarto accelerogramma con il quale invece il gap diminuisce fino ad uno scarto in difetto pari al 3,5%(Acc.-4).

Il caso dell'acc. 7, che sembrerebbe seguire il trend degli altri accelerogrammi, come detto provoca un sollevamento elevato alla struttura e quindi senza un'analisi non lineare del materiale la sua affidabilità è da verificarsi.

Per quanto riguarda il paragone con la normativa europea, non è stato in questo caso possibile effettuarlo in quanto l'EC8-4 non fornisce alcuna formulazione per il calcolo delle pressioni di parallelo e meridiano rimandando per il loro calcolo alla realizzazione di un modello agli elementi finiti (UNIEN 1993-1-6: 2007, cap.5).

Il confronto invece con il caso precedente di serbatoio ancorato alla fondazione mostra

come nel caso di mancanza di un vincolo fisso, che quindi ostacoli il sollevamento, i valori della pressione di meridiano nel mantello aumentano.

Questo fenomeno è spiegabile appunto attraverso il fenomeno del sollevamento stesso, infatti la deformata di questo tipo porta ad avere meno mantello a contatto con il terreno e quindi l'azione verticale sulla struttura si ritrova ad essere sopportata da una superficie di minore entità, cosa che quindi porta ad un aumento dello sforzo in valore assoluto (in particolare nella parte in compressione del mantello).

#### 7.4.4.2.3. Considerazioni sui risultati ottenuti

Da quanto analizzato risulta evidente che per quanto riguarda i serbatoi ancorati, la presenza o meno della copertura come elemento di irrigidimento non cambia molto in realtà l'entità degli sforzi agenti, come si era già notato ai capitoli relativi al solo primo accelerogramma.

Si deve però fare delle differenze infatti se per quanto interessa il taglio alla base la diversità di configurazione non comporta essenzialmente alcuna variazione nel valore dello sforzo, per gli altri parametri si è osservata una certa variabilità.

Iniziamo con il momento calcolato sopra alla base del serbatoio, questo nel caso di mancanza della copertura si vede ridurre in modulo, questo comportamento è dovuto essenzialmente alla minor rigidità globale del sistema che provoca un incremento dell'intensità del sollevamento anche se con una diminuzione della superficie interessata.

La pressione di parallelo nella configurazione con il solo peso della copertura risulta subire una riduzione in modulo, questo è come si vedrà in dettaglio e come già esposto precedentemente, causa del sollevamento.

La pressione di meridiano invece a causa della mancanza della copertura e del profilo di irrigidimento, aumenta in quanto il sollevamento fa sì che la superficie resistente agli sforzi verticali agenti diminuisca in superficie.

Si è deciso di non procedere con l'inserimento dei risultati delle verifiche della resistenza del mantello in quanto visto la larga differenza che si era già valutata al capitolo 6.4, tra i valori degli sforzi sul mantello ed i suoi stessi valori di resistenza. Dal momento in cui, i valori ricavati dai modelli realizzati fino ad ora, si sono dimostrati completamente in linea con gli sforzi calcolati analiticamente, si è notato come le verifiche fossero completamente soddisfatte. Questo vale sia per i valori della resistenza ricavati dalla normativa americana che da quella europea.

L'andamento delle pressioni rilevato per tutti gli accelerogrammi applicati è in linea con quanto esposto per il primo applicato nei capitoli 7.3.1.2 e 7.3.1.3.



#### 7.4.4.3. Confronto dei risultati ottenuti

A seguito dell'analisi fin qui svolta si espongono qui i risultati ottenuti, andando a schematizzare quanto già esposto nelle considerazioni alla fine dei capitoli precedenti.

Si andranno ad esporre le differenze sul comportamento della struttura, che questa sia stata considerata con l'elemento irrigidente della copertura oppure semplicemente con il suo peso e inoltre si analizzeranno anche le differenze a causa del diverso tipo di vincolamento.

Si procederà ad analizzare ogni parametro separatamente:

- **Taglio alla base del serbatoio**

Si è visto che il valore di questo parametro non risente per niente della diversa configurazione considerata, in particolare non si sono notate differenze nel caso sia presente la copertura o nel caso questa invece mancasse. Prendendo a confronto il tipo di vincolamento, anche in questo caso il valore ottenuto non risente per niente del cambiamento.

Per tutti i modelli si è ottenuto un valore in linea con quelli ricavati soprattutto dalla normativa americana, ma ben al di sotto di quelli invece che si erano calcolati con la metodologia contenuta nell'eurocodice, questo come già detto in precedenza è dovuto al fatto che la normativa europea, porta per le sue formulazioni ad una sovrastima delle sollecitazioni (vedi cap. 5).

- **Momento sopra alla base del serbatoio**

Si è visto che il valore di questo parametro non risente per niente della diversa configurazione considerata, in particolare non si sono notate differenze nel caso sia presente o meno la copertura, per il caso con vincolo fisso alla base.

Cosa diversa invece si è notata nel modello con vincolo di appoggio, in questo caso il parametro in esame ha risentito maggiormente del sollevamento della struttura, in maniera ovviamente differente a seconda che sia o no presente la copertura. La differenza rispetto al caso vincolato ha portato ad una diminuzione del parametro in esame, in particolare modo nel caso senza irrigidimento, nel quale è stato di maggior modulo.

Si è potuto in questo caso constatare una diminuzione del momento sopra alla base del serbatoio, diminuzione dell'ordine di circa il 35% rispetto ai valori registrati negli altri modelli. Per quanto riguarda il primo dei due modelli appoggiati invece la riduzione rispetto ai casi precedenti è stata molto più limitata e non ha superato il 7%.

In conclusione in tutti i modelli si sono comunque trovati risultati in linea con quelli di normativa con uno scostamento massimo, rispetto al più verosimile valore della normativa americana, pari a circa il 30% in eccesso e uno scarto in difetto variabile tra il 15% ed il 40% rispetto all'EC8-4.

- **Pressione di meridiano**

Si è visto che il valore di questo parametro non risente per niente della diversa

configurazione considerata, in particolare non si sono notate differenze nel caso sia presente o meno la copertura, per il caso con vincolo fisso alla base.

Cosa diversa invece, come per il momento sopra alla base del serbatoio, si è notata nel modello con vincolo di appoggio.

Si deve però subito mettere in evidenza una differenza tra i valori ottenuti con o senza copertura. Nel primo caso l'elemento irrigidente ha fatto sì che l'entità del sollevamento fosse minore, ma interessasse una porzione maggiore di struttura (vedi. cap. 7.3.2.2), per questo motivo lo sforzo verticale di meridiano si è trovato ad interessare una porzione più piccola di superficie e quindi è aumentato in modulo (quello di compressione), rispetto al caso senza copertura. In questa seconda configurazione infatti il sollevamento subito dalla struttura, causa la minor rigidità, è stato di maggior intensità ma ha interessato una porzione di mantello minore poiché non c'è stata una ridistribuzione dello sforzo. Il comportamento descritto a fatto sì che in entrambi i casi ci fosse un aumento della pressione di meridiano, con effetto maggiore nel caso di presenza della copertura. Si è potuto in questo caso constatare un aumento della pressione di meridiano di compressione, aumento variabile per i 7 accelerogrammi e per le due configurazioni, con un minimo pari a circa l' 14% ed un massimo dell' 80%, rispetto ai valori dei casi ancorati alla fondazione.

In conclusione in tutti i modelli, ad esclusione di quelli sopra citati, si sono comunque trovati risultati in linea con quelli di normativa con uno scostamento massimo ,rispetto al più verosimile valore della normativa americana, pari al 30% in eccesso.

- **Pressione di parallelo**

Si è visto che il valore di questo parametro non risente per niente della diversa configurazione considerata, nel caso in cui si stiano studiando serbatoi vincolati, in caso contrario come per il momento alla base del serbatoio, questo valore subirà una riduzione che aumenterà con la diminuzione della rigidità della struttura.

La differenza rispetto al caso vincolato ha portato ad una diminuzione del parametro in esame, in particolare modo nel caso senza irrigidimento, nel quale è stato di maggior modulo.

In confronto al modello vincolato quindi si ottiene un valore inferiore a quello di normativa per tutti gli accelerogrammi presi in considerazione (ad esclusione dell'ultimo che come detto però non è da considerare completamente affidabile). Questo comportamento è dovuto ,oltre che all'aumento del valore analitico (a causa della riduzione del fattore di struttura), anche alla diminuzione della pressione di parallelo ricavata dal modello numerico. La riduzione è dovuta al sollevamento del serbatoio che fa sì che lo sforzo venga ridistribuito su una superficie del mantello più elevata , ottenendo così un valore assoluto di poco inferiore.

Per quanto riguarda il caso con copertura si è registrata una riduzione media pari al 4% e nel caso che l'irrigidimento fosse eliminato invece si è giunti ad una diminuzione totale rispetto al valore delle configurazioni vincolate pari al 5,3%. Si può quindi

concludere dicendo che comunque pur variando a causa del sollevamento della configurazione in appoggio, comunque la variazione è limitata.

Per tutti i modelli si è ottenuto un valore in linea con quelli ricavati soprattutto dalla normativa americana, con uno scarto massimo in eccesso del 2,7% e del 3,7% in difetto (nel caso appoggiato con peso copertura).

## **7.5. Studio sui possibili metodi di collasso della struttura**

Dopo aver analizzato nel dettaglio gli sforzi agenti sulla struttura a causa degli accelerogrammi applicati si è di seguito andato a studiare i possibili metodi di collasso. Gli unici valori di interesse per questa parte di analisi sono le pressioni di meridiano e parallelo agenti sulla struttura, le quali potrebbero portare a instabilità il mantello stesso portandolo a deformazioni che potrebbero degenerare in rottura catastrofiche per la perdita di materiale. Per quanto detto in precedenza sull'entità delle pressioni che si vengono a sviluppare in realtà in questa situazione per nessuno degli accelerogrammi analizzati si dovrebbero aver problemi di stabilità, in quanto risultano tutti al di sotto dei valori di verifica per entrambe le normative, quella europea e quella americana.

Si è deciso comunque di procedere lo stesso soprattutto per capire nell'eventualità che l'azione agente sia di intensità maggiore quali siano i punti più vulnerabili della struttura ed i possibili meccanismi di collasso.

Per far questo a si è proceduto all'estrazione dal modello agli elementi finiti dei valori delle pressioni nelle zone evidenziate come maggiormente a rischio e cioè le zone di meridiano nella direzione di applicazione della forzante sismica. In particolare si verificherà anche se la sezione più sollecitata e più a rischio sia in tutte le configurazioni quella a circa 30cm dalla base dove l'analisi osservazionale aveva mostrato essere la più vulnerabile all'elephant buckling.

### **7.5.1. Modello ancorato**

A seguito dell'analisi svolta nei capitoli precedenti si è osservato come le pressioni che interessano il mantello in queste configurazioni ancorate non varino in tutti i casi. Questo ha permesso di andare a ridurre i casi da studiare per quanto riguarda i possibili meccanismi di collasso.

In particolare l'analisi aveva messo in luce come non sussista sostanziale differenza tra i valori delle pressioni calcolate per le due diverse configurazioni ancorate, quindi di seguito si analizzeranno i meccanismi di collasso collegati solo ed essenzialmente al serbatoio ancorato con copertura.

Inoltre per i vari accelerogrammi considerati si è visto che il valore delle pressioni ottenute sia sostanzialmente uguale per quanto riguarda gli accelerogrammi 2, 3 e 7 e anche per il quinto ed il sesto.

Si è così ulteriormente limitato il numero di configurazioni da analizzare per quanto interessa i possibili meccanismi di collasso, limitandolo ai soli accelerogrammi 1-4-5-7.

### 7.5.1.1. Serbatoio ancorato con copertura

#### 7.5.1.1.1. Accelerogramma 1

Con l'applicazione di questa forzante sismica si sono ottenuti i seguenti andamenti delle pressioni nella sezione del mantello nella quale arriva l'azione sismica:

Pressione di parallelo:

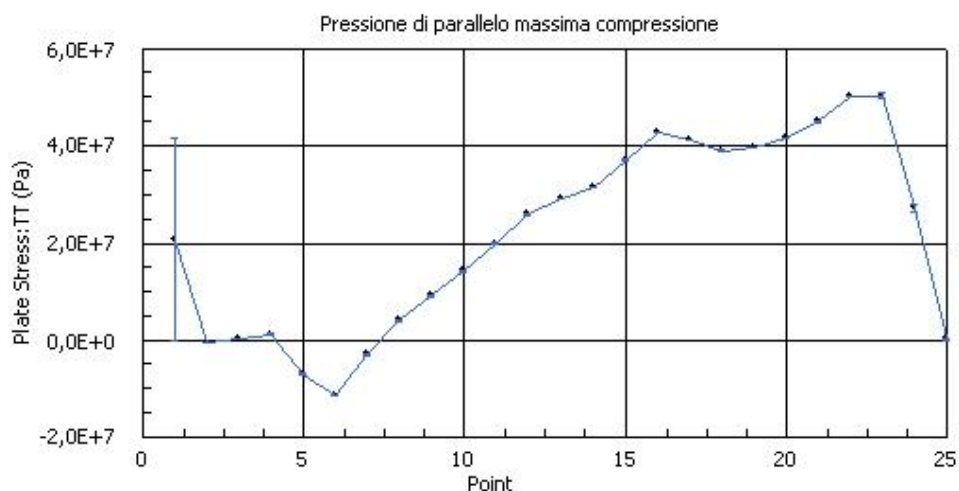


Fig. 7.73 – Andamento pressione di parallelo-massima di compressione

Da come si può vedere la sezione maggiormente sollecitata con una pressione di compressione è quella posizionata nella parte alta del mantello (lo 0 nell'asse delle x equivale al punto in sommità al mantello), questa particolare situazione si era già notata nella deformata del caso ancorato con e senza copertura (fig. 7.20 e 7.27).

L'entità dello sforzo in questo caso è molto piccolo (-11 MPa) ma nel caso di un evento sismico di intensità molto elevata potrebbe raggiungere valori più elevati che però difficilmente potrebbero portare al collasso completo della struttura.

Pressione di meridiano:

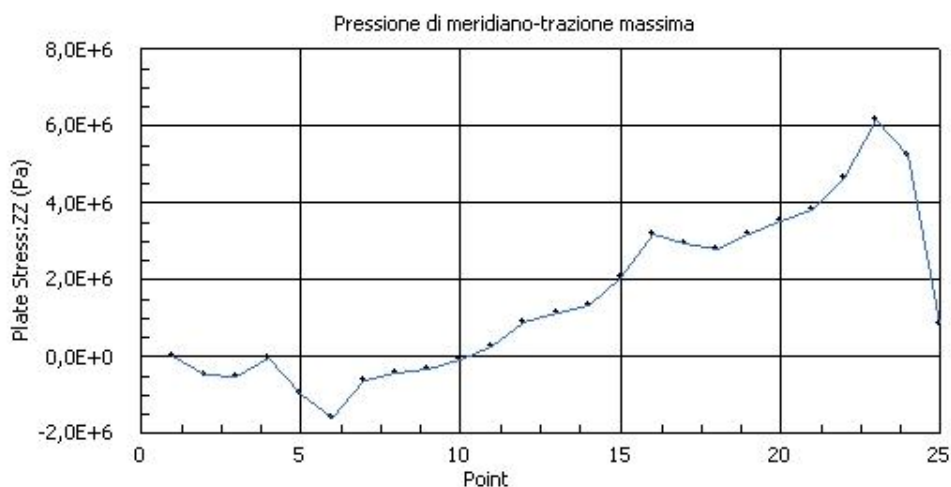


Fig. 7.74 – Andamento pressione di meridiano-massima di trazione

Per quanto interessa la pressione di meridiano invece, su questa porzione di serbatoio si svilupperà una pressione di trazione che come si nota interesserà più di metà dell'altezza del serbatoio, in questo caso l'intensità non provoca come visto un livello tale di pressione da provocare il collasso della struttura (circa 6 MPa), ma con una sollecitazione maggiore potrebbe essere una delle zone interessate da fenomeni di instabilità, anche se sicuramente la zona maggiormente sollecitata durante il fenomeno sismico sarà la parete opposta.

Nella zona di mantello invece posizionata dalla parte opposta rispetto a quella appena studiata, anch'essa una di quelle maggiormente sollecitate, è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

Pressione di parallelo:

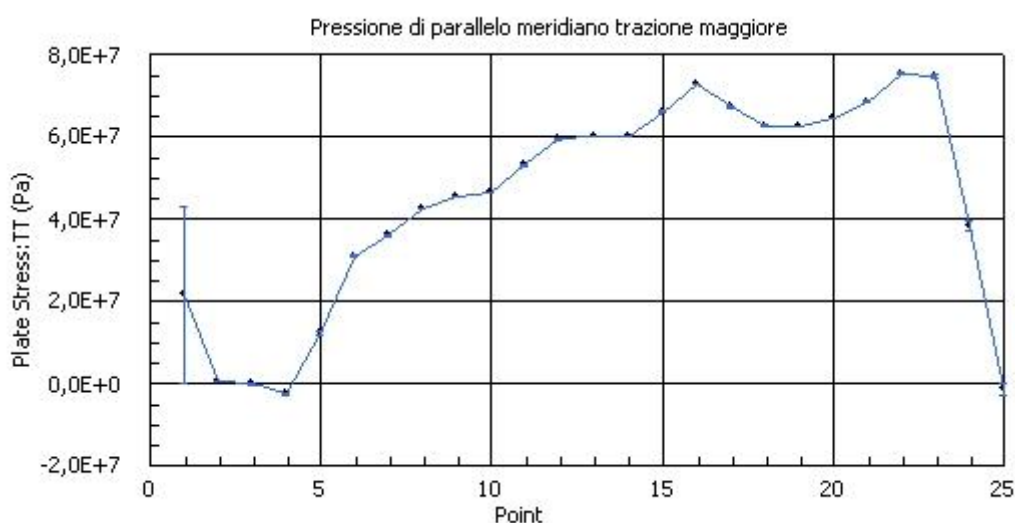


Fig. 7.75 – Andamento pressioni di parallelo-massima trazione

Come si capisce dal grafico soprastante questa sezione del serbatoio è soggetta fino a quasi la sua sommità esclusiva mente da uno trazione di parallelo di sola trazione, che raggiunge anche livelli elevati (75 MPa).

Per questo motivo nel caso il serbatoio fosse soggetto ad un sisma di entità più elevata in questa zona del mantello ci sarebbero le condizioni per l'instaurarsi di un fenomeno di instabilità.

Pressione di meridiano:

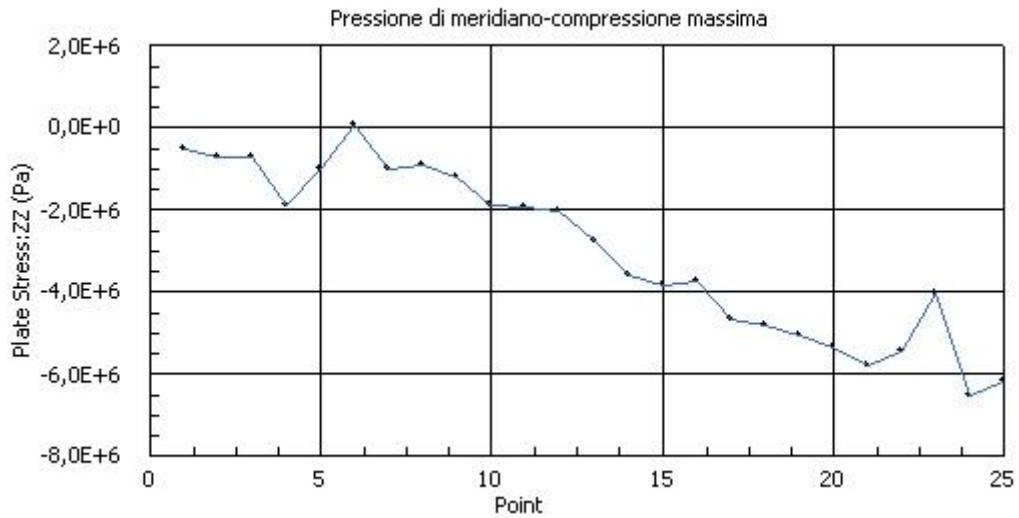


Fig. 7.76 – Andamento della pressione di meridiano-massima compressione

Dal grafico si vede come nella sezione di mantello considerata in questa parte non sia presente solo ed esclusivamente la massima pressione di parallelo in trazione ma anche il massimo valore della pressione di meridiano in compressione (6,5 MPa).

Per questo motivo si rafforza ulteriormente l'idea per la quale nel caso di un evento sismico più severo sia questa la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio e quindi quella in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling. Infatti per la sezione considerata la parte maggiormente sollecitata risulta essere quella a circa 30 centimetri dalla base come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

### 7.5.1.1.2. Altri accelerogrammi

Di seguito i grafici relativi alle pressioni nel caso si applichino gli altri accelerogrammi spettro compatibili col sito di Priolo Gargallo.

- Accelerogramma 4  
Pressione di parallelo massima a compressione

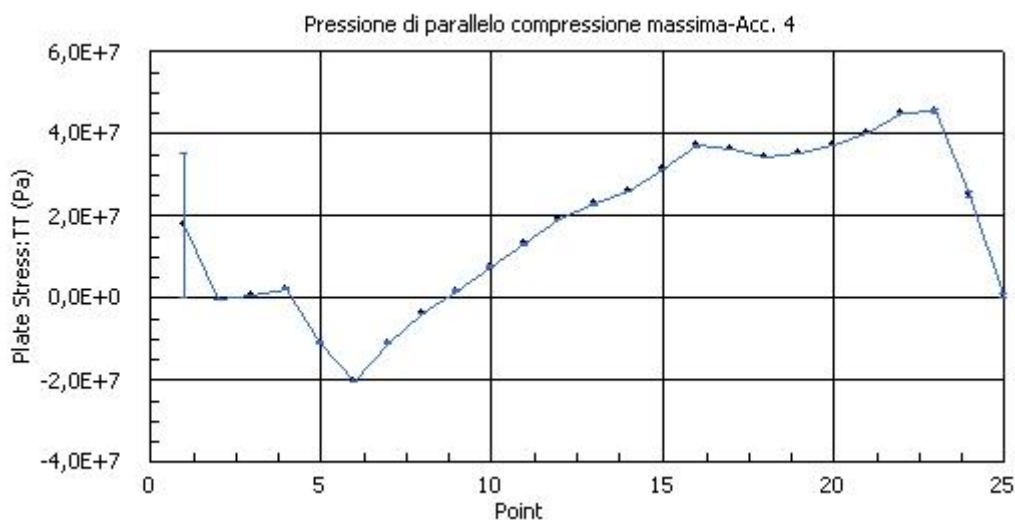


Fig. 7.77 – andamento pressione di parallelo-massima compressione

- Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 20 MPa  
Pressione di meridiano massima a trazione

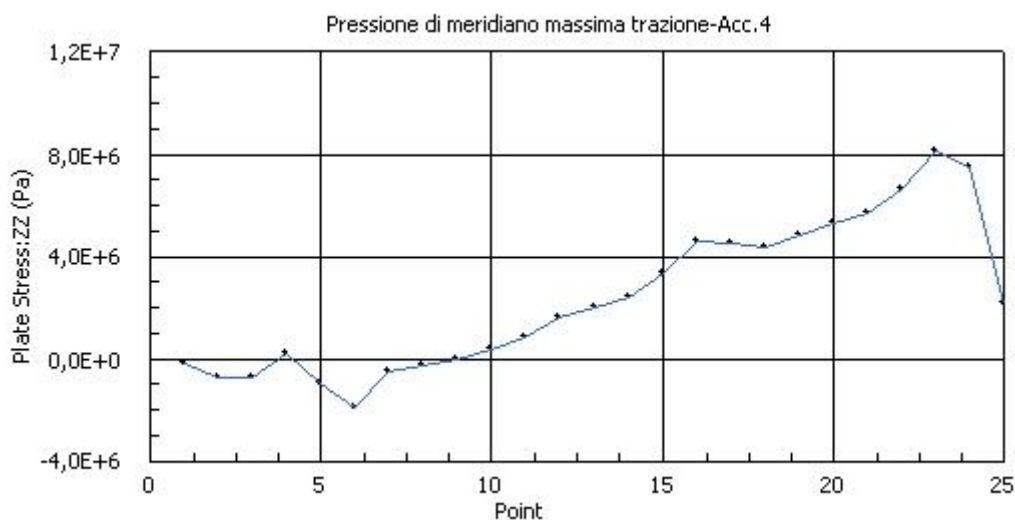


Fig. 7.78 – Andamento pressione di meridiano-massima trazione

- Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 8,1 MPa

Pressione di parallelo massima di trazione

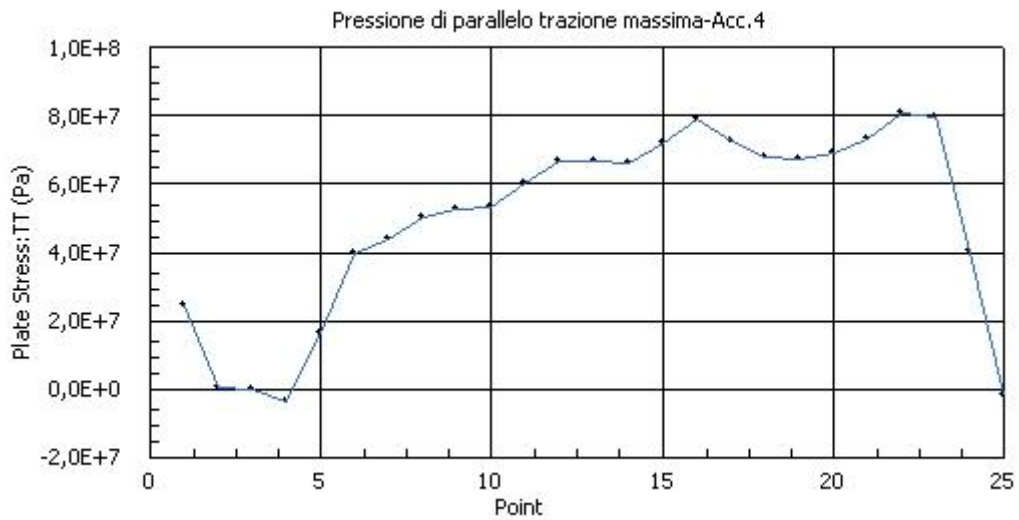


Fig. 7.79 – Andamento pressione di parallelo-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 80,6 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

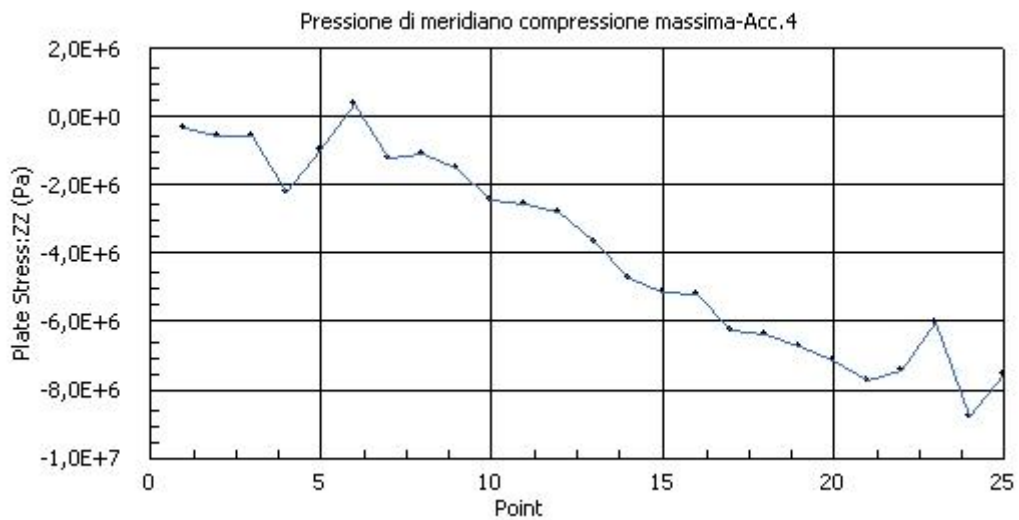


Fig. 7.80 – Andamento pressione di meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 8,8 MPa



- Accelerogramma 5  
Pressione di parallelo massima a compressione

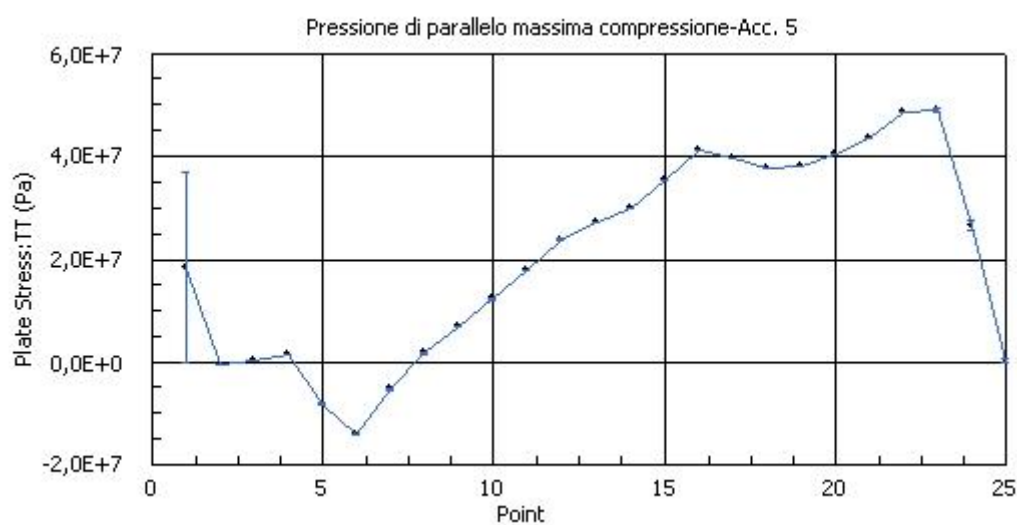


Fig. 7.81 – Andamento pressione di parallelo-massima compressione

- Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 13,9 MPa  
Pressione di meridiano massima a trazione

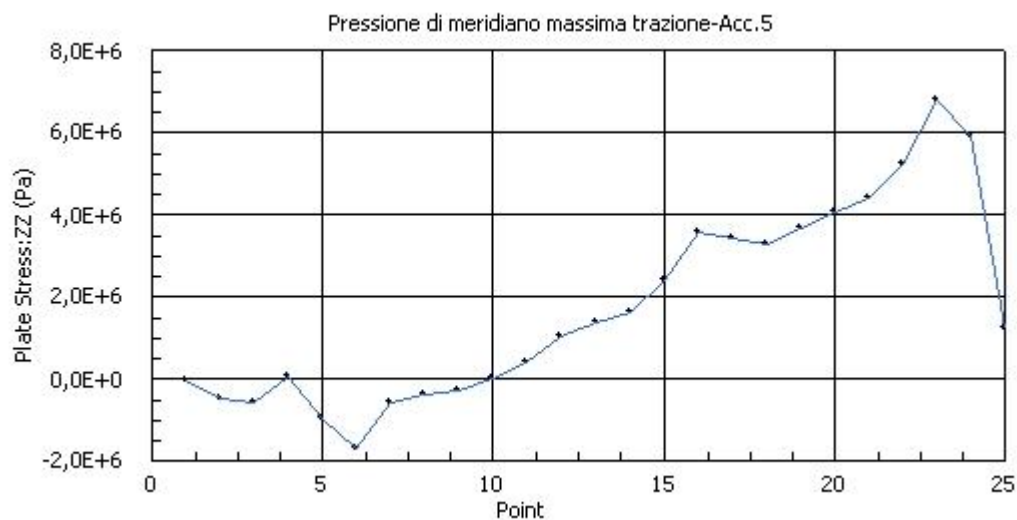


Fig. 7.82 – Andamento pressione di meridiano-massima trazione

- Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 6,7 MPa

Pressione di parallelo massima di trazione

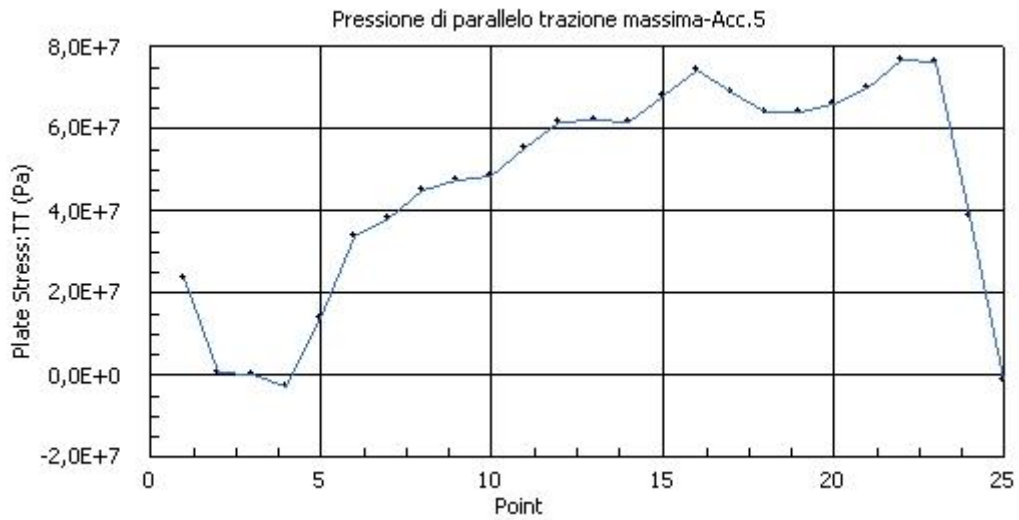


Fig. 7.83 – andamento pressione di parallelo-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 76,8 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

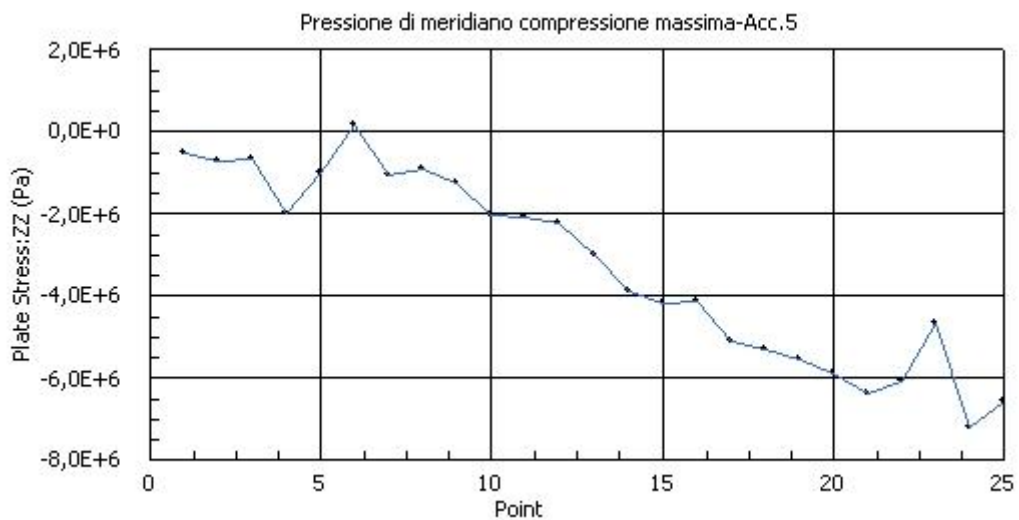


Fig. 7.84 – andamento pressione di meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 7,2 MPa

- Accelerogramma 7  
Pressione di parallelo massima a compressione

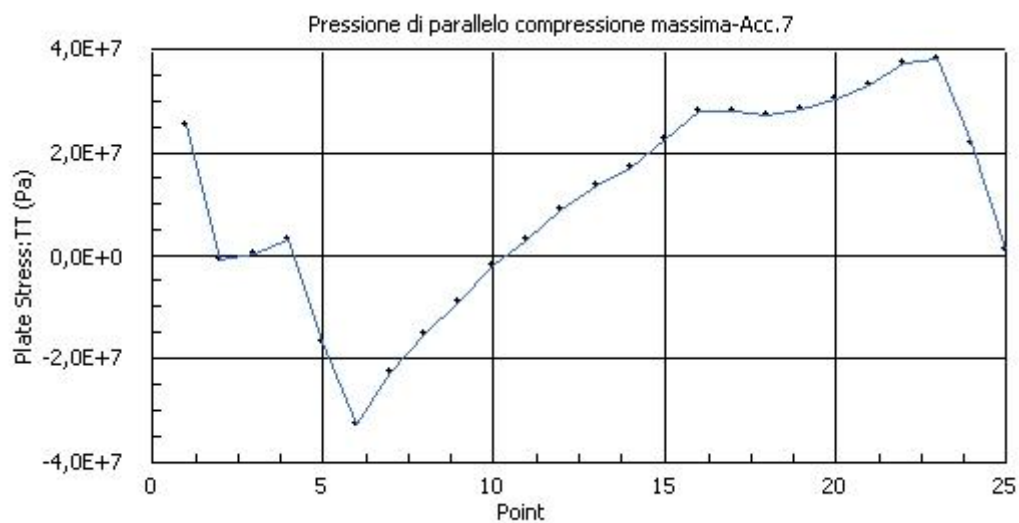


Fig. 7.85 – Andamento pressione di parallelo-massima compressione

- Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 32,9 MPa  
Pressione di meridiano massima a trazione

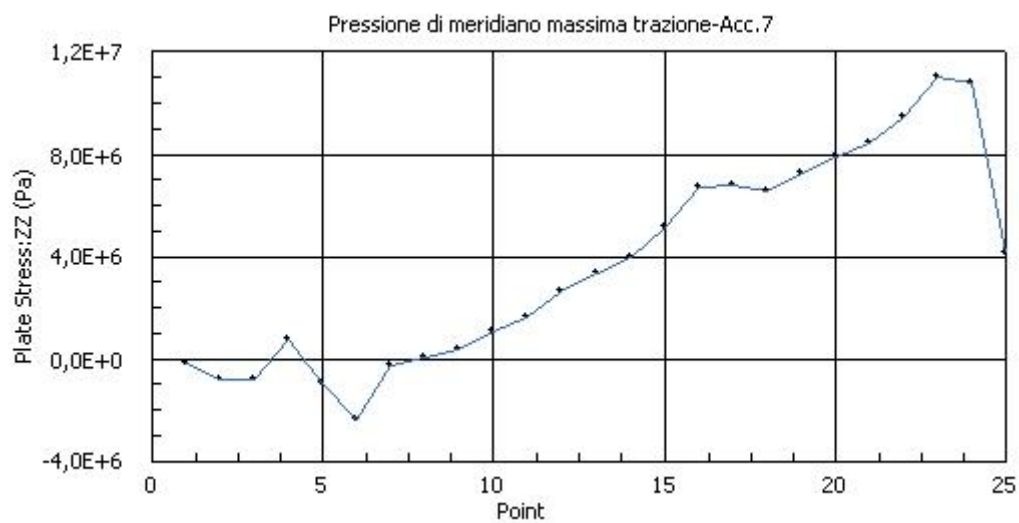


Fig. 7.86 – Andamento pressioni di meridiano-massima trazione

- Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 23 MPa

Pressione di parallelo massima di trazione

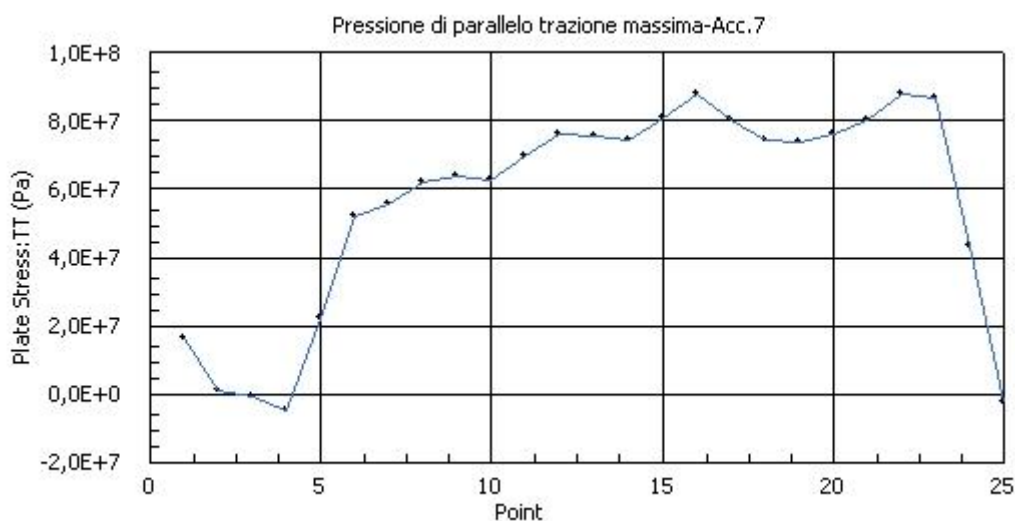


Fig. 7.87 – andamento pressione di parallelo-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 88 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

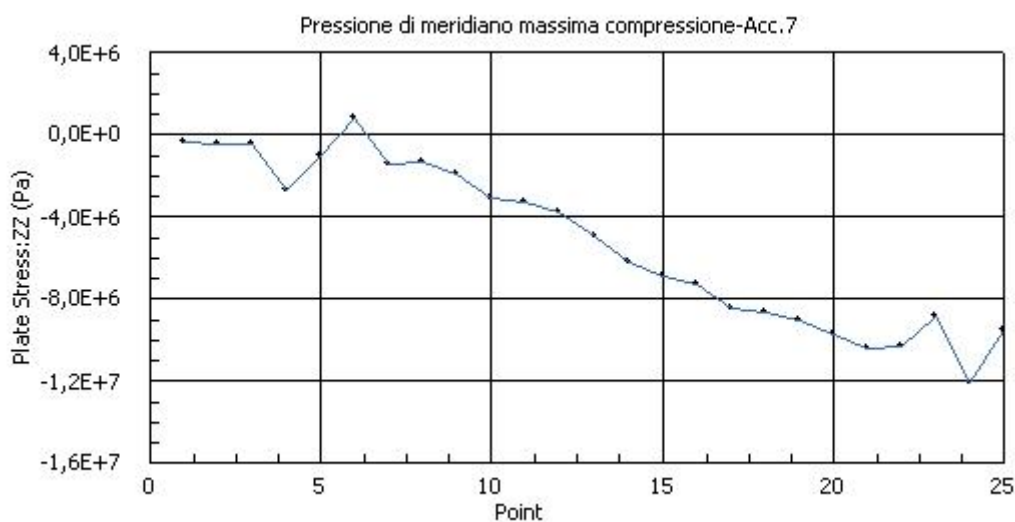


Fig. 7.88 – Andamento pressione di meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 12 MPa

### 7.5.1.1.3. Conclusioni

Dai grafici sopra riportati si ricava che la sezione maggiormente sollecitata e che quindi potrebbe creare problemi per quanto concerne l'instaurarsi di fenomeni di Elephant buckling, risulta essere quella nella parete opposta nella direzione di arrivo della forzante sismica a circa una trentina di centimetri dalla base.

Per questo, concludendo nel caso di un evento sismico di entità molto severa sarà questa la porzione di mantello che potrà per prima giungere a rottura, compromettendo il comportamento

dell'intera struttura. Ovviamente per quanto interessa serbatoi con le medesime caratteristiche geometriche di quello oggetto di studio e vincolato alla fondazione sottostante.

Di seguito una tabella riassuntiva dei valori ricavati in confronto con i valori di verifica della resistenza del mantello forniti dalla normativa americana

Acc.	Serbatoio ancorato		Modello [Mpa]	API-650 [Mpa]	
1	Pressione di parallelo	max traz.	75	247,5	VERIFICATO
		max comp.	11		
	Pressione di meridiano	max traz.	6	41,96	VERIFICATO
		max comp.	6,5		
4	Pressione di parallelo	max traz.	80,6	247,5	VERIFICATO
		max comp.	20		
	Pressione di meridiano	max traz.	8,1	41,96	VERIFICATO
		max comp.	8,8		
5	Pressione di parallelo	max traz.	76,8	247,5	VERIFICATO
		max comp.	13,9		
	Pressione di meridiano	max traz.	6,7	41,96	VERIFICATO
		max comp.	7,2		
7	Pressione di parallelo	max traz.	88	247,5	VERIFICATO
		max comp.	32,9		
	Pressione di meridiano	max traz.	23	41,96	VERIFICATO
		max comp.	12		

Tab.7.17 – Tabella riassuntiva presioni porzioni più sollecitate mantello-confronto verifiche API-650

Dal confronto è quindi chiaro che per le sollecitazioni considerate, la configurazione in esame rispetta in tutti i casi riferiti ai differenti accelerogrammi le verifiche di resistenza del mantello della normativa americana.

Di seguito una tabella riassuntiva dei valori ricavati in confronto con i valori di verifica della resistenza del mantello forniti dalla normativa europea.

Acc.	Serbatoio ancorato	Instab. Euler.	EC8-4 [Mpa]		
1	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le 2 instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			100,29	Instab. Elast.- Plast.	VERIFICATO
4	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le 2 instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			99,15	Instab. Elast.- Plast.	VERIFICATO
5	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le 2 instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			99,97	Instab. Elast.- Plast.	VERIFICATO
7	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le 2 instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			97,42	Instab. Elast.- Plast.	VERIFICATO

Tab. 7.18 – Tabella riassuntiva verifiche all'instabilità normativa europea

Dal confronto è quindi chiaro che per le sollecitazioni considerate, la configurazione in esame rispetta in tutti i casi riferiti ai differenti accelerogrammi le verifiche di resistenza del mantello della normativa europea.

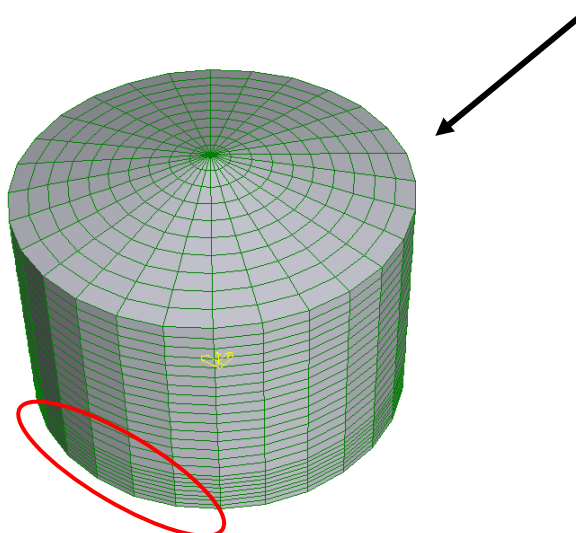


Fig. 7.89 – Schematizzazione direzione sisma e posizionamento zona più vulnerabile

## 7.5.2. Modello appoggiato

A seguito dell'analisi svolta nei capitoli precedenti si è osservato come, a differenza del caso precedentemente analizzato, le pressioni che interessano il mantello in queste configurazioni appoggiate variano. Per questo motivo non è stato possibile andare a ridurre i casi da studiare, per individuare i possibili meccanismi di collasso ma è stato necessario andare a considerare sia la configurazione con copertura che quella priva dell'irrigidimento fornito da questo elemento.

È stato però possibile andare a ridurre gli accelerogrammi da considerare, in quanto si è visto che il valore delle pressioni ottenute sia sostanzialmente uguale per quanto riguarda gli accelerogrammi 2, 3 ed anche per il quinto ed il sesto.

Si è così ulteriormente limitato il numero di configurazioni da analizzare per quanto interessa i possibili meccanismi di collasso, limitandolo ai soli accelerogrammi 1-2-4-5-7.

### 7.5.2.1. Serbatoio appoggiato con copertura

Di seguito si analizzano i risultati ottenuti per quanto interessa il modello appoggiato con copertura.

#### 7.5.2.1.1. Accelerogramma 1

Con l'applicazione di questa forzante sismica si sono ottenuti i seguenti andamenti delle pressioni nella sezione del mantello nella quale arriva l'azione sismica:

Pressione di parallelo:

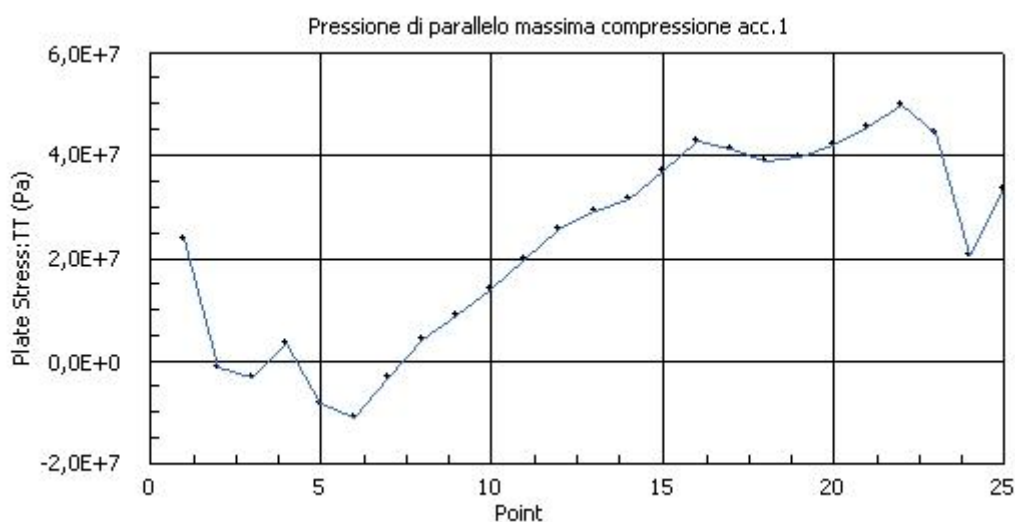


Fig.7.90 – Andamento pressione di parallelo massima compressione

Da come si può vedere la sezione maggiormente sollecitata con una pressione di compressione è quella posizionata nella parte alta del mantello (lo 0 nell'asse delle x equivale al punto in sommità al mantello), questa particolare situazione si era già notata nella deformata del caso ancorato con e senza copertura (fig. 7.20 e 7.27).

L'entità dello sforzo in questo caso è molto piccolo (-10,9 MPa) ma nel caso di un evento sismico di intensità molto elevata potrebbe raggiungere valori più elevati che però difficilmente potrebbero portare al collasso completo della struttura.

Pressione di meridiano:

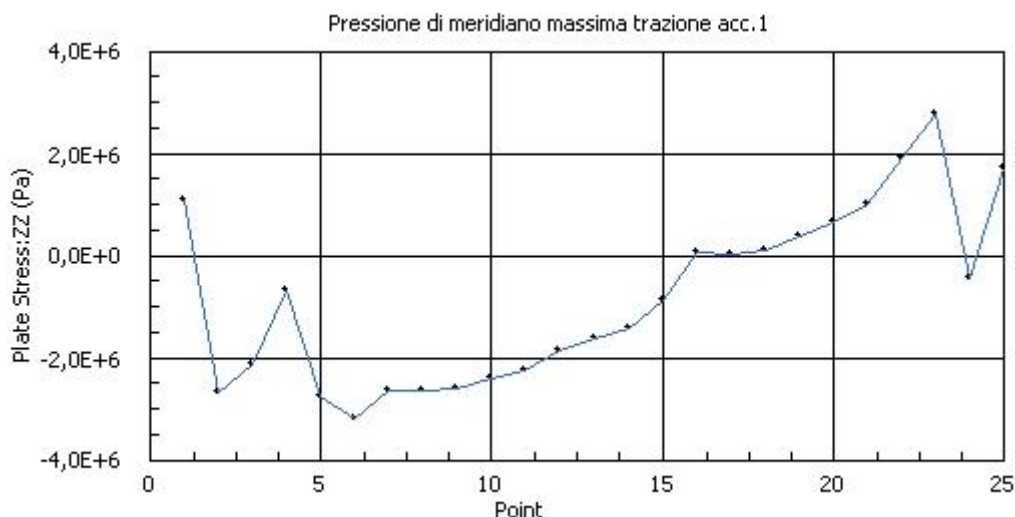


Fig. 7.91 – Andamento pressione di meridiano massima trazione

Per quanto interessa la pressione di meridiano invece, su questa porzione di serbatoio si svilupperà una pressione di trazione che come si nota interesserà meno di metà dell'altezza del serbatoio, in questo caso l'intensità non provoca come visto un livello tale di pressione da provocare il collasso della struttura (circa 2,7 MPa), ma con una sollecitazione maggiore potrebbe essere una delle zone interessate da fenomeni di instabilità, anche se sicuramente la zona maggiormente sollecitata durante il fenomeno sismico sarà la parete opposta.

Nella zona di mantello invece posizionata dalla parte opposta rispetto a quella appena studiata, anch'essa una di quelle maggiormente sollecitate, è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

Pressione di parallelo:



Fig. 7.92 – Andamento pressione di parallelo massima trazione



Come si capisce dal grafico soprastante questa sezione del serbatoio è soggetta fino a quasi la sua sommità esclusivamente da una pressione di parallelo di sola trazione, che raggiunge anche livelli elevati (80 MPa).

Per questo motivo nel caso il serbatoio fosse soggetto ad un sisma di entità più elevata in questa zona del mantello ci sarebbero le condizioni per l'instaurarsi di un fenomeno di instabilità.

Pressione di meridiano:

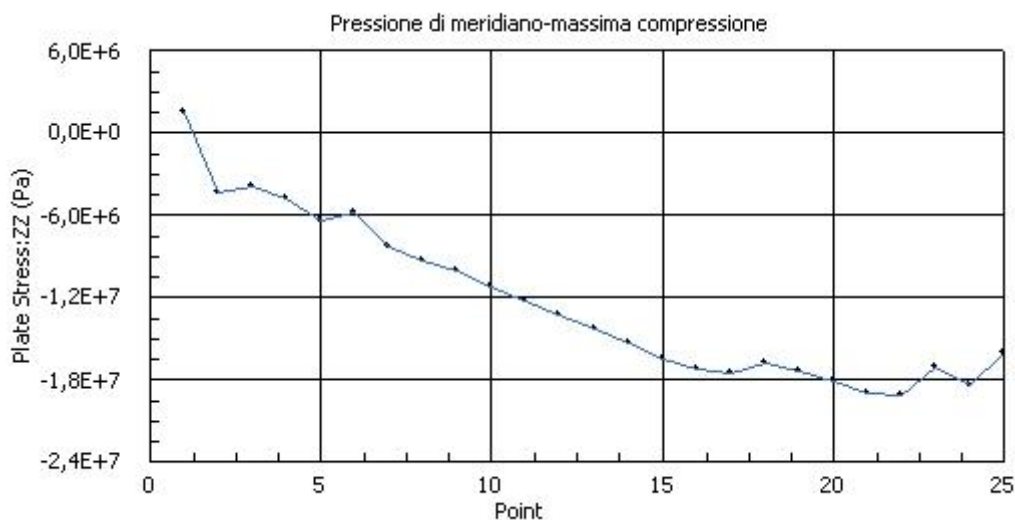


Fig. 7.93 – Andamento della pressione di meridiano-massima compressione

Dal grafico si vede come nella sezione di mantello considerata in questa parte non sia presente solo ed esclusivamente la massima pressione di parallelo in trazione ma anche il massimo valore della pressione di meridiano in compressione (19 MPa).

Per questo motivo si rafforza ulteriormente l'idea per la quale nel caso di un evento sismico più severo sia questa la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio e quindi quella in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling. Infatti per la sezione considerata la parte maggiormente sollecitata risulta essere quella a circa 30 centimetri dalla base come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

### 7.5.2.1.2. Altri accelerogrammi

Dall'analisi del modello è emerso come le sollecitazioni provocate sul mantello dall'applicazione degli altri accelerogrammi applicati, seguano in tutto e per tutto l'andamento indicato sopra per il solo accelerogramma 1.

Per questo motivo si evita l'inserimento di tutti i grafici relativi agli andamenti delle pressione nella due sezioni maggiormente sollecitate del serbatoio.

Di seguito si inserisce una tabella riassuntiva con i risultati ottenuti per le singoli valori di pressione.

Acc.	Serbatoio appoggiato con copertura		Modello [Mpa]
2	Pressione di parallelo	max traz.	84
		max comp.	20,5
	Pressione di meridiano	max traz.	6,8
		max comp.	15,5
4	Pressione di parallelo	max traz.	84,2
		max comp.	34
	Pressione di meridiano	max traz.	4,8
		max comp.	20,8
5	Pressione di parallelo	max traz.	82,24
		max comp.	14,3
	Pressione di meridiano	max traz.	32,5
		max comp.	8,21
7	Pressione di parallelo	max traz.	63,5
		max comp.	32,15
	Pressione di meridiano	max traz.	8,7
		max comp.	23,25

Tab. 7.20 – Valori pressioni sezioni maggiormente sollecitate

### 7.5.2.1.3. Conclusioni

Dai grafici sopra riportati si ricava che la sezione maggiormente sollecitata e che quindi potrebbe creare problemi per quanto concerne l'instaurarsi di fenomeni di Elephant buckling, risulta essere quella nella parete opposta nella direzione di arrivo della forzante sismica a circa una trentina di centimetri dalla base.

Per questo, concludendo nel caso di un evento sismico di entità molto severa sarà questa la porzione di mantello che potrà per prima giungere a rottura, compromettendo il comportamento dell'intera struttura. Ovviamente per quanto interessa serbatoi con le medesime caratteristiche geometriche di quello oggetto di studio e vincolato alla fondazione sottostante.

Di seguito una tabella riassuntiva dei valori ricavati in confronto con i valori di verifica della resistenza del mantello forniti dalla normativa americana

Acc.	Serbatoio appoggiato con copertura		Modello [Mpa]	API-650 [Mpa]	
1	Pressione di parallelo	max traz.	80	247,5	VERIFICATO
		max comp.	10,9		
	Pressione di meridiano	max traz.	2,7	41,96	VERIFICATO
		max comp.	10,25		
2	Pressione di parallelo	max traz.	84	247,5	VERIFICATO
		max comp.	20,5		
	Pressione di meridiano	max traz.	6,8	41,96	VERIFICATO
		max comp.	15,5		
4	Pressione di parallelo	max traz.	84,2	247,5	VERIFICATO
		max comp.	34		
	Pressione di meridiano	max traz.	4,8	41,96	VERIFICATO
		max comp.	20,8		
5	Pressione di parallelo	max traz.	82,24	247,5	VERIFICATO
		max comp.	14,3		
	Pressione di meridiano	max traz.	32,5	41,96	VERIFICATO
		max comp.	8,21		
7	Pressione di parallelo	max traz.	63,5	247,5	VERIFICATO
		max comp.	32,15		
	Pressione di meridiano	max traz.	8,7	41,96	VERIFICATO
		max comp.	23,25		

Tab. 7.21 – Confronto di verifica resistenza mantello API – 650 std.

Dal confronto è quindi chiaro che per le sollecitazioni considerate, la configurazione in esame rispetta in tutti i casi riferiti ai differenti accelerogrammi le verifiche di resistenza del mantello della normativa americana.

Di seguito una tabella riassuntiva dei valori ricavati in confronto con i valori di verifica della resistenza del mantello forniti dalla normativa europea.

Acc.	Serbatoio appoggiato con copertura	Instab. Euler.	EC8 - 4 [Mpa]		
1	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			100,29	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
2	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			99,15	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
4	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			99,97	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
5	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			99,97	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
7	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			97,42	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO

Tab. 7.22 – Confronto di verifica resistenza mantello EC8 - 4

Dal confronto è quindi chiaro che per le sollecitazioni considerate, la configurazione in esame rispetta in tutti i casi riferiti ai differenti accelerogrammi le verifiche di resistenza del mantello della normativa europea.

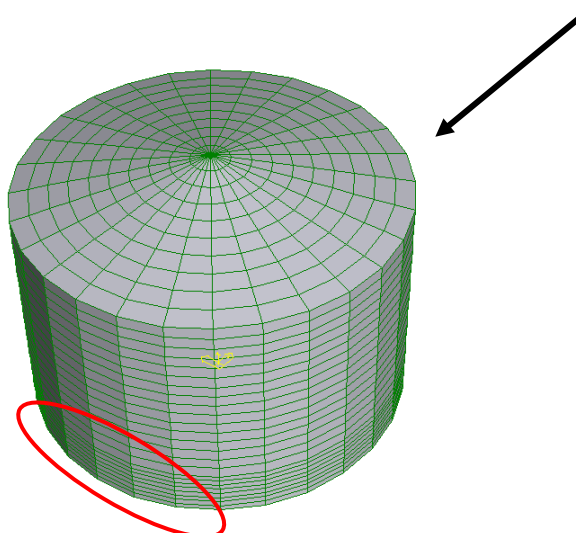


Fig. 7.94 – Schematizzazione direzione sisma e posizionamento zona più vulnerabile

### 7.5.2.2. Serbatoio appoggiato con peso copertura

Di seguito si analizzano i risultati ottenuti per quanto interessa il modello appoggiato con il solo peso della copertura.

#### 7.5.2.2.1. Accelerogramma 1

Con l'applicazione di questa forzante sismica si sono ottenuti i seguenti andamenti delle pressioni nella sezione del mantello nella quale arriva l'azione sismica:

Pressione di parallelo:

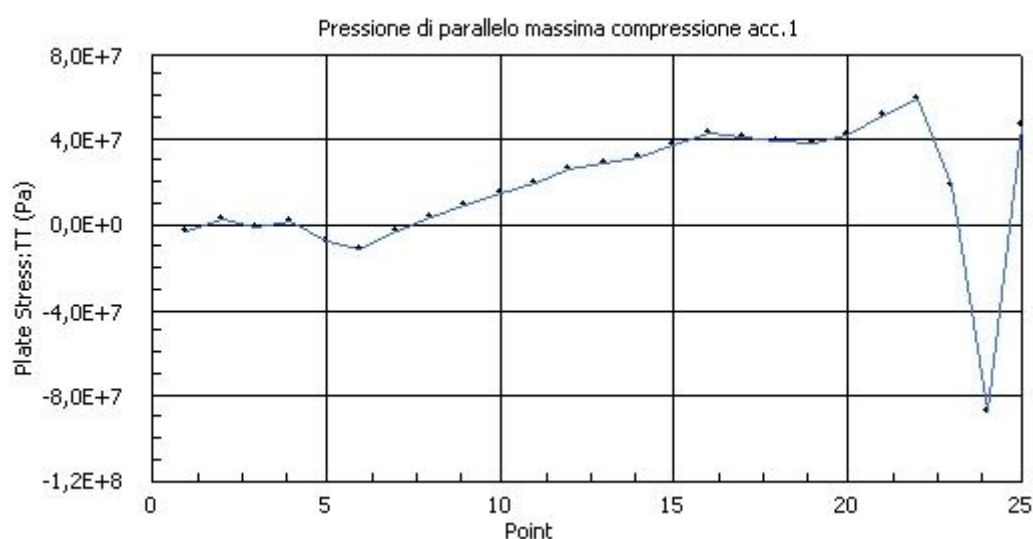


Fig.7.95 – Andamento pressione di parallelo massima compressione

Da come si può vedere la sezione maggiormente sollecitata con una pressione di compressione è quella posizionata nella parte alta del mantello (lo 0 nell'asse delle x equivale al punto in sommità al mantello), questa particolare situazione si era già notata nella deformata del caso ancorato con e senza copertura (fig. 7.20 e 7.27).

L'entità dello sforzo in questo caso è molto piccolo (-11,32 MPa) ma nel caso di un evento sismico di intensità molto elevata potrebbe raggiungere valori più elevati che però difficilmente potrebbero portare al collasso completo della struttura.

Non si considera il valore di compressione massimo nel grafico che interesserebbe la parte più bassa del serbatoio, in quanto si è visto che il valore è troppo elevato per essere preso, come quello che realmente si può manifestare. Questo andamento dimostra come il modello soprattutto nella porzione praticamente alla quota del terreno non modelli in maniera appropriata la struttura producendo degli sbalzi troppo repentini di pressione.

Pressione di meridiano:

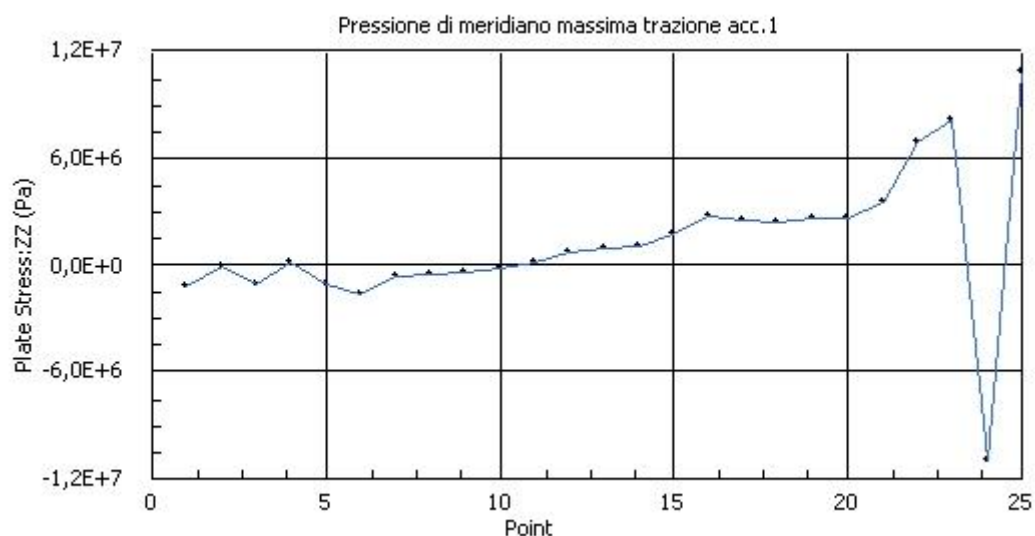


Fig. 7.96 – Andamento pressione di meridiano massima trazione

Per quanto interessa la pressione di meridiano invece, su questa porzione di serbatoio si svilupperà una pressione di trazione che come si nota interesserà meno di metà dell'altezza del serbatoio, in questo caso l'intensità non provoca come visto un livello tale di pressione da provocare il collasso della struttura (circa 8,14 MPa), ma con una sollecitazione maggiore potrebbe essere una delle zone interessate da fenomeni di instabilità, anche se sicuramente la zona maggiormente sollecitata durante il fenomeno sismico sarà la parete opposta.

Nella zona di mantello invece posizionata dalla parte opposta rispetto a quella appena studiata, anch'essa una di quelle maggiormente sollecitate, è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

Pressione di parallelo:

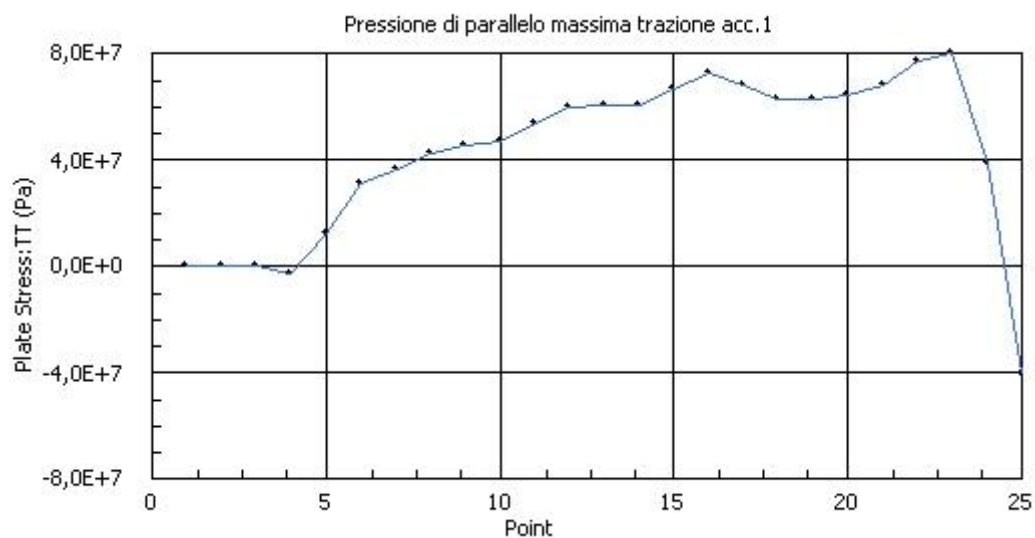


Fig. 7.97 – Andamento pressione di parallelo massima trazione

Come si capisce dal grafico soprastante questa sezione del serbatoio è soggetta fino a quasi la

sua sommità esclusivamente da una pressione di parallelo di sola trazione, che raggiunge anche livelli elevati (79,88 MPa).

Per questo motivo nel caso il serbatoio fosse soggetto ad un sisma di entità più elevata in questa zona del mantello ci sarebbero le condizioni per l'instaurarsi di un fenomeno di instabilità.

Pressione di meridiano:

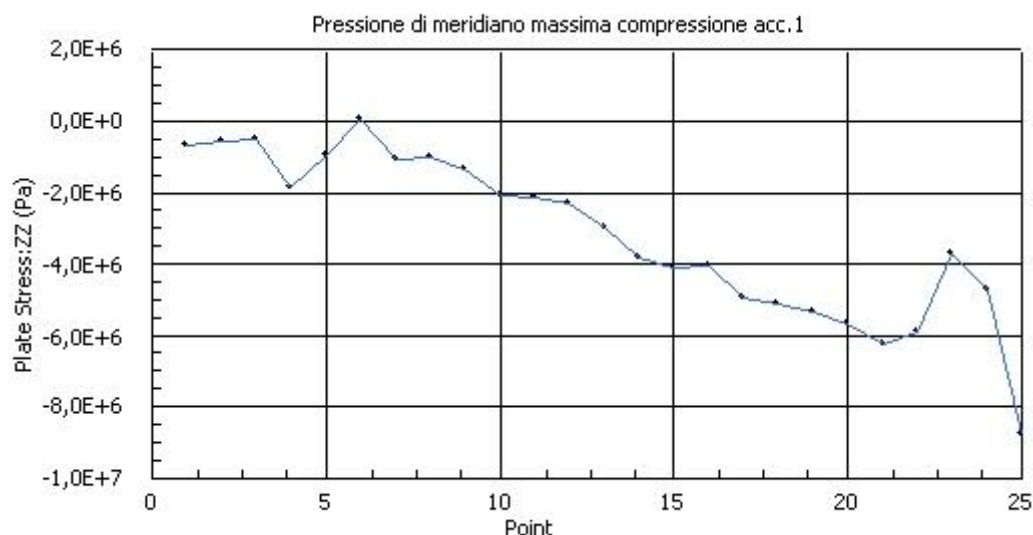


Fig. 7.98 – Andamento della pressione di meridiano-massima compressione

Dal grafico si vede come nella sezione di mantello considerata in questa parte non sia presente solo ed esclusivamente la massima pressione di parallelo in trazione ma anche il massimo valore della pressione di meridiano in compressione (8,78 MPa).

Per questo motivo si rafforza ulteriormente l'idea per la quale nel caso di un evento sismico più severo sia questa la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio e quindi quella in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling. Infatti per la sezione considerata la parte maggiormente sollecitata risulta essere quella a circa 30 centimetri dalla base come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

### 7.5.2.1.2. Altri accelerogrammi

Dall'analisi del modello è emerso come le sollecitazioni provocate sul mantello dall'applicazione degli altri accelerogrammi applicati, seguano in tutto e per tutto l'andamento indicato sopra per il solo accelerogramma 1.

Per questo motivo si evita l'inserimento di tutti i grafici relativi agli andamenti delle pressione nella due sezioni maggiormente sollecitate del serbatoio.

Di seguito si inserisce una tabella riassuntiva con i risultati ottenuti per le singoli valori di pressione.

Acc.	Serbatoio appoggiato con peso copertura		Modello [Mpa]
1	Pressione di parallelo	max traz.	79,9
		max comp.	11,32
	Pressione di meridiano	max traz.	8,14
		max comp.	8,78
2	Pressione di parallelo	max traz.	76,96
		max comp.	20,5
	Pressione di meridiano	max traz.	6,8
		max comp.	15,74
4	Pressione di parallelo	max traz.	76,6
		max comp.	34
	Pressione di meridiano	max traz.	4,8
		max comp.	22,11
5	Pressione di parallelo	max traz.	73,5
		max comp.	14,3
	Pressione di meridiano	max traz.	6,8
		max comp.	6,51
7	Pressione di parallelo	max traz.	83,24
		max comp.	32,15
	Pressione di meridiano	max traz.	8,7
		max comp.	12,62

Tab. 7.23 – Valori pressioni sezioni maggiormente sollecitate

### 7.5.2.1.3. Conclusioni

Dai grafici sopra riportati si ricava che la sezione maggiormente sollecitata e che quindi potrebbe creare problemi per quanto concerne l'instaurarsi di fenomeni di Elephant buckling, risulta essere quella nella parete opposta nella direzione di arrivo della forzante sismica a circa una trentina di centimetri dalla base.

Per questo, concludendo nel caso di un evento sismico di entità molto severa sarà questa la porzione di mantello che potrà per prima giungere a rottura, compromettendo il comportamento



dell'intera struttura. Ovviamente per quanto interessa serbatoi con le medesime caratteristiche geometriche di quello oggetto di studio e vincolato alla fondazione sottostante.

Di seguito una tabella riassuntiva dei valori ricavati in confronto con i valori di verifica della resistenza del mantello forniti dalla normativa americana

Acc.	Serbatoio appoggiato con peso copertura		Modello [Mpa]	API-650 [Mpa]	
1	Pressione di parallelo	max traz.	79,9	247,5	VERIFICATO
		max comp.	11,32		
	Pressione di meridiano	max traz.	8,14	41,96	VERIFICATO
		max comp.	8,78		
2	Pressione di parallelo	max traz.	76,96	247,5	VERIFICATO
		max comp.	20,5		
	Pressione di meridiano	max traz.	6,8	41,96	VERIFICATO
		max comp.	15,74		
4	Pressione di parallelo	max traz.	76,6	247,5	VERIFICATO
		max comp.	34		
	Pressione di meridiano	max traz.	4,8	41,96	VERIFICATO
		max comp.	22,11		
5	Pressione di parallelo	max traz.	73,5	247,5	VERIFICATO
		max comp.	14,3		
	Pressione di meridiano	max traz.	6,8	41,96	VERIFICATO
		max comp.	6,51		
7	Pressione di parallelo	max traz.	83,24	247,5	VERIFICATO
		max comp.	32,15		
	Pressione di meridiano	max traz.	8,7	41,96	VERIFICATO
		max comp.	12,62		

Tab. 7.23 – Confronto verifica resistenza mantello API – 650 std.

Dal confronto è quindi chiaro che per le sollecitazioni considerate, la configurazione in esame rispetta in tutti i casi riferiti ai differenti accelerogrammi le verifiche di resistenza del mantello della normativa americana.

Di seguito una tabella riassuntiva dei valori ricavati in confronto con i valori di verifica della resistenza del mantello forniti dalla normativa europea.

Acc.	Serbatoio appoggiato con copertura	Instab. Euler.	EC8 - 4 [Mpa]		
1	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			100,29	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
2	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			99,15	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
4	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			99,97	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
5	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			99,97	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
7	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	150	96,9	Instab. Elast.	VERIFICATO
			97,42	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO

Tab. 7.24 – Confronto verifica resistenza mantello EC8 - 4

Dal confronto è quindi chiaro che per le sollecitazioni considerate, la configurazione in esame rispetta in tutti i casi riferiti ai differenti accelerogrammi le verifiche di resistenza del mantello della normativa europea.

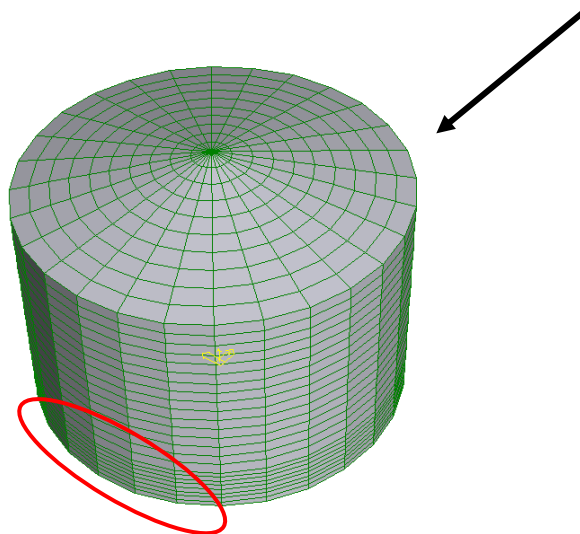


Fig. 7.99 – Schematizzazione direzione sisma e posizionamento zona più vulnerabile

### 7.5.2. Confronto risultati delle configurazioni

Come si è potuto vedere quindi dai risultati sopra esposti sui possibili meccanismi di collasso che possono interessare un serbatoio del tipo studiato in una zona con pericolosità sismica simile a quella del sito scelto, si è notato come tutte le differenti configurazioni studiate, presentino comportamento del tutto simile tra loro.

Non si sono notate differenze per quanto riguarda i punti più vulnerabili del serbatoio, ed anche se le varie configurazioni presentavano magari leggere differenze nelle distribuzioni degli sforzi si è potuto notare come le sezioni maggiormente sollecitate si sono sempre potute rintracciare in quella nella direzione di applicazione della forzante sismica e in quella opposta.

In particolare tra le due così selezionate si è successivamente andata a selezionare la seconda sulla parete opposta al sisma, nella quale si concentrano la massima pressione di parallelo di trazione e la massima pressione di meridiano di compressione.

Per tutte le configurazioni è stata poi affrontata la verifica per le sezioni individuate e per le azioni sismiche considerate sono sempre risultate verificate, sia seguendo la metodologia contenuta nell'API-650, sia in quella dell'EC8-4.

## 8. ANALISI PARAMETRICHE

Dopo l'analisi svolta al capitolo precedente sul serbatoio delle tavole che mi sono state gentilmente fornite dalla società Antea srl. , si vuole adesso affrontare un confronto più generale per andare a carpire meglio il comportamento durante gli eventi sismici dei serbatoi di stoccaggio. In particolar modo si vuole andare a vedere come diverse configurazioni del serbatoio possano influenzare la sua risposta.

Per questo motivo prima cosa che è stata fatta è stata quella di decidere quali parametri far variare per cercare di andare a coprire la più vasta variabilità di comportamento possibile.

### 8.1. Scelta parametri variabili

Per poter decidere quali parametri far variare, come prima cosa si è andato a vedere il tutto quello che è stato raccolto nell'analisi osservazionale degli effetti del sisma sui serbatoi di stoccaggio dell'industria di processo a seguito di una serie di terremoti di varia intensità (vedi cap. 3.7, NIST GCR 720, 1997).

Dai danni osservati si è visto come i parametri che influenzano maggiormente il comportamento sismico dei serbatoi di stoccaggio sono, il grado di riempimento ed il grado di snellezza della struttura, meglio descritti come:

- Grado di riempimento: è reso dal rapporto  $H / R$  dove  $H$  = all'altezza del pelo libero del fluido all'interno del serbatoio ed  $R$  = al raggio del serbatoio.
- Grado di snellezza: è resa dal rapporto  $D / H$  dove in questo caso  $H$  = altezza del mantello del serbatoio e  $D$  al diametro del serbatoio.

Dal database dei danni osservati consultato, si è scelto quindi di far variare questi parametri poiché, si è visto come i danni del serbatoio siano direttamente proporzionali al grado di riempimento dello stesso ed invece siano inversamente proporzionale al grado di snellezza.

Si è potuto osservare infatti che i maggiori danni a parità di caratteristiche globali della struttura sono stati ravvisati in quei casi in cui il serbatoio aveva un riempimento maggiore.

Parimenti invece è stato osservato che a parità di grado di riempimento i danni maggiori si sono ravvisati in quei serbatoi che presentavano una snellezza più elevata e quindi un diametro via via inferiore rispetto all'altezza delle pareti dello stesso.

Per questi motivi si è deciso di far variare questi parametri ed in particolar modo i valori considerati sono stati i seguenti:

	I°	II°	III°
H / R	Pieno	1/2 Pieno	1/4 Pieno

*Tab. 8.1 – Valori di H/R considerati*

	I°	II°	III°	IV°
D / H	0,5	1	2	3

Tab. 8.2 - Valori si D/H considerati

## 8.2. Descrizione modelli utilizzati

### 8.2.1. Decrizione serbatoio FE

Gli elementi utilizzati sono quindi elementi quadrangolari “plate” a 4 nodi, preferiti a quelli a 8 o 9 nodi, più dettagliati nella soluzione ma più onerosi in termini di tempo di analisi. Si accettano quindi lievi discontinuità nelle soluzioni, a vantaggio di tempi più ridotti per il calcolo.

Si è innanzitutto creato il mantello con gli elementi sopra descritti, seguendo la tabella delle virole riportata di seguito, si è utilizzato la medesima configurazione del mantello per tutte le configurazioni prese in considerazione in quanto si voleva mantenere il più possibile i modelli confrontabili fra di loro.

<b>N° virola</b>	<b>Altezza virola [mm]</b>	<b>Spessore nominale [mm]</b>
Virola n° 1	2300	11
Virola n° 2	1980	9
Virola n° 3	1980	8
Virola n° 4	1980	8
Virola n° 5	1980	7
Virola n° 6	1980	7

Tab. 8.3 – Descrizione dimensionale virole del mantello



Fig. 8.1 e 8.2 – Serbatoio con D/H=0,5 (destra) e D/H=1 (sinistra)

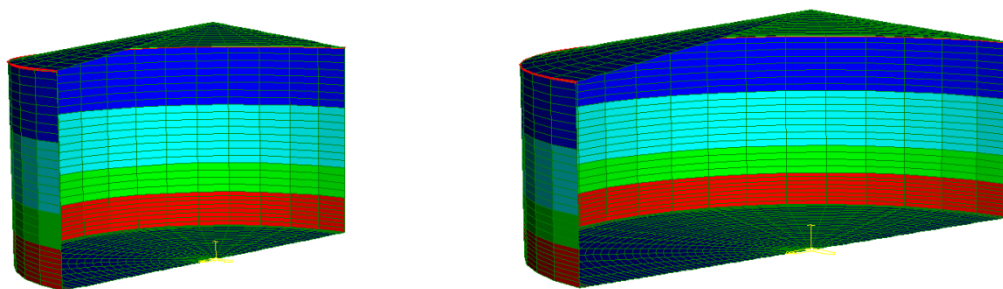


Fig. 8.3 e 8.4 – Serbatoio con  $D/H=2$  (destra) e  $D/H=3$  (sinistra)

### 8.2.2. Liquido stoccato FE

Come anticipato nell'introduzione di questo capitolo il software utilizzato per la realizzazione di questo modello agli elementi finiti è stato *straus7* ed in particolare l'ultima release 2.4.4. nella quale uno degli aggiornamenti effettuati è stato quello per la realizzazione di elementi brick Hexa20 schematizzanti il comportamento di un fluido grazie alla nuova proprietà del materiale (vedi cap7.1.2).

Per i vari modelli si sono considerate i tre gradi di riempimento illustrati in tab.8.1 e di seguito si inseriscono le immagini relative alle singole configurazioni.

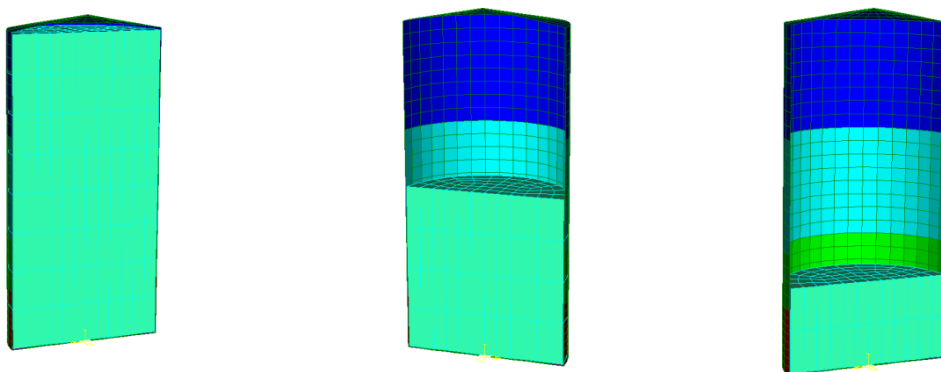


Fig. 8.5 ; 8.6 ; 8.7 – Diversi gradi di riempimento per serbatoio  $D/H=0,5$

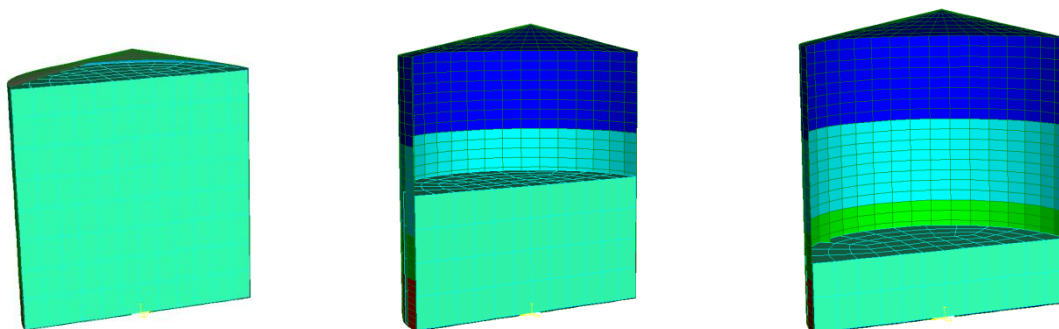


Fig. 8.8 ; 8.9 ; 8.10 – Diversi gradi di riempimento per serbatoio  $D/H=1$

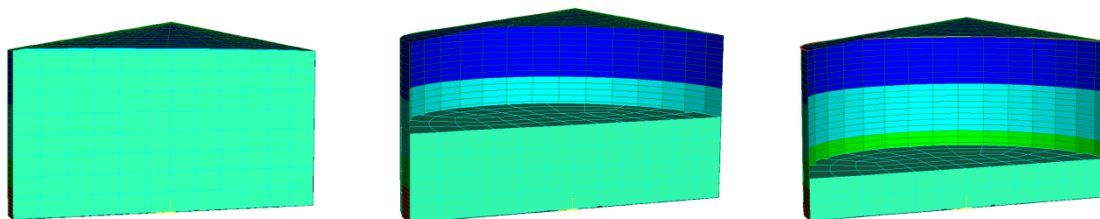


Fig. 8.11 ; 8.12 ; 8.13 – Diversi gradi di riempimento per serbatoio  $D/H=2$

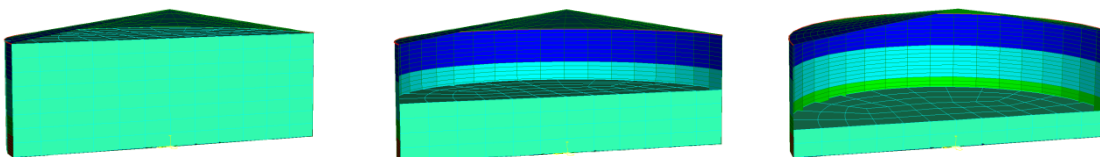


Fig. 8.14 ; 8.15 ; 8.16 – Diversi gradi di riempimento per serbatoio  $D/H=3$

## 8.2.3. Vincolamento

### 8.2.3.1. Serbatoio appoggiato

Poiché l'analisi numerica del serbatoio in esame mira a valutare il comportamento della struttura a seguito del sisma di progetto, è di fondamentale importanza cogliere l'aspetto del sollevamento del fondo, che conduce a ridistribuzioni delle tensioni, le quali portano in crisi il mantello.

Per ottenere questo risultato non è possibile utilizzare vincoli bidirezionali (come ad esempio i classici carrelli in corrispondenza dei nodi della virola di base), poiché sarebbe come analizzare un serbatoio ancorato al suolo. Il serbatoio di nostro interesse è di tipo non ancorato, per cui serve un vincolo che consenta di opporsi agli abbassamenti, ma che lasci liberi gli innalzamenti.

Un vincolo che svolge questo compito è quello del tipo "suolo alla Winkler", definito dal software come "face support", tramite il quale si dispone un letto di molle al di sotto delle lastre di fondo, specificandone la unidirezionalità; a queste si assegna una rigidità molto elevata (dell'ordine dei 10000MPa) poiché non interessa cogliere l'abbassamento del fondo, bensì il suo sollevamento.

Resta infine da vincolare la traslazione orizzontale, che è nulla per le condizioni idrostatiche (a causa della disposizione assialsimmetrica del carico), ma è da vincolare per quanto riguarda le sovrappressioni sismiche. Per ottenere questo risultato si sono utilizzati carrelli che impediscono

le traslazioni radiali (vedi cap.7.1.3.1)

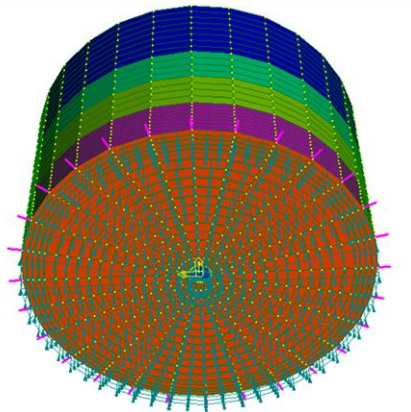


Fig. 8.17 – Vincolamento alla base serbatoio appoggiato

### 8.2.3.2. Serbatoio ancorato

In questa seconda configurazione del modello si vuole invece andare a cogliere il comportamento del serbatoio, nel caso questo (come risulta dai disegni delle tavole prese come riferimento) sia vincolato alla fondazione attraverso un collegamento bullonato distribuito lungo la lunghezza della circonferenza esterna della base del serbatoio.

Per rappresentare nel software questa condizione si sono andati a fissare rigidamente in tutte le direzioni i nodi del bordo del fondo.

Per quanto riguarda la parte interna della base, la quale nella realtà è poggiante su un magrone di fondazione in ghia, il suo vincolamento è stato realizzato attraverso elementi beam di tipo Spring/Damper per ogni nodo della mesh.

Come detto quindi nel mio modello FE per il comportamento del serbatoio bullonato sono andato ad impostare il comportamento degli spring/damper, esclusivamente come spring, e poiché l'unica componente della rigidità che mi interessava era quella assiale sono andato ad impostare le altre due componenti con un valore molto elevato ( $1 \cdot 10^{20}$  N/m).

La rigidità assiale è stata calcolata invece partendo da una rigidità del terreno pari a  $0,8 \text{Kg/cm}^3$ , che ben schematizza la situazione presente al di sotto del serbatoio.

Il modello ottenuto è il seguente:



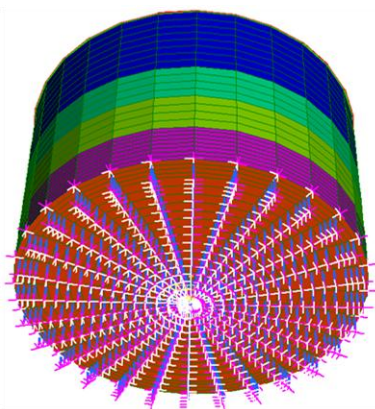


Fig. 8.18 – Vincolamento alla base serbatoio ancorato

#### 8.2.4. Azione sismica

La fase di analisi del modello è iniziata dalla definizione dell'azione da considerare nell'analisi, vista la decisione di procedere con analisi di tipo dinamico, è stato possibile inserire all'interno del software direttamente l'accelerogramma da applicare alla struttura.

Non è stato quindi necessario impostare alcuna combinazione di carico relativa alla situazione sismica.

L'accelerogramma da utilizzare nell'analisi è stato ricavato dal Pacific Earthquake Engineering Center Database (<http://peer.berkeley.edu>). Nella selezione sono stati utilizzati i seguenti criteri:

(1) stazioni *far field*: distanza dalla rottura della faglia superiore a 15 km, al fine di eliminare possibili effetti di direttività e pulsazioni nelle registrazioni; (2) suolo C-D in riferimento alla classificazione Geomatrix per evitare effetti di sito; (3) strumentazione a terra o, al più, su edifici ad un piano; (4) numero limitato di registrazioni riferite allo stesso evento, al fine di evitare il condizionamento della domanda.

L'accelerogramma utilizzato fa riferimento al sisma del 17/01/1994, avvenuto a Northridge e registrato dalla stazione, 24303 LA - Hollywood Stor FF. in particolare l'accelerogramma considerato rappresenta la componente orizzontale 360 la quale presenta un PGA massima pari a 0,358 (g).

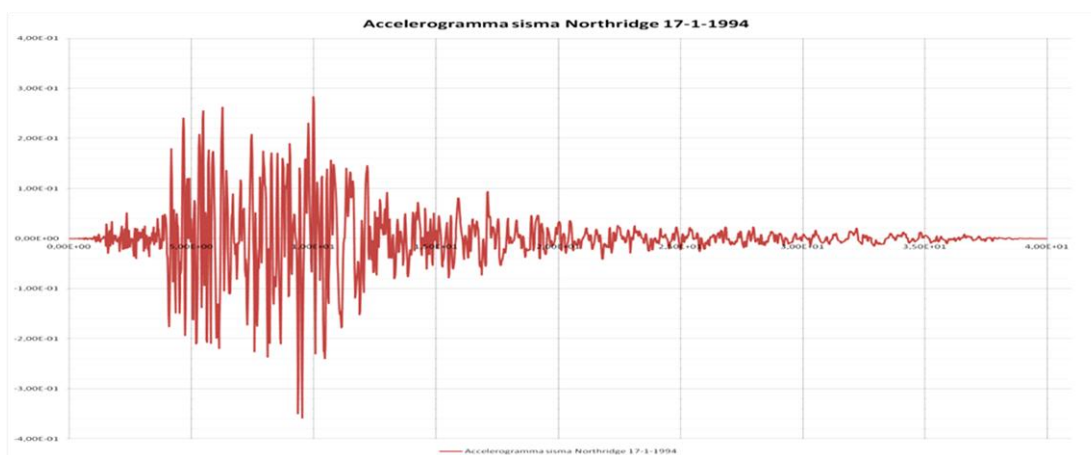


Fig. 8.19 – Accelerogramma non scalato Northridge 17-1- 1994

Per aumentare l'azione ulteriormente in modo da poter arrivare a comprendere al meglio le metodologie di collasso della struttura l'azione così ricavata è stata opportunamente scalata in modo tale da presentare una PGA max pari a 1 g.

### **8.2.5. Analisi agli elementi finiti**

Dopo aver impostato anche l'azione da considerare nell'analisi della struttura, attraverso l'inserimento dell'accelerogramma ricavato come tabelle Accelerazione vs tempo nel software Straus7, è stato possibile partire con l'analisi.

Come già detto il tipo di analisi scelto è quello di un'analisi dinamica, che può essere effettuata sia in campo lineare (cosa che verrà fatta per quanto riguarda il modello ancorato), sia in campo non lineare (come verrà invece compiuto per quanto riguarda l'analisi della struttura appoggiata). Questo tipo solutore di è utilizzato per calcolare la Time History della risposta dinamica di una struttura soggetta ad una forza arbitraria ed ad una determinata condizione iniziale.

Per quanto concerne l'azione arbitraria agente sulla struttura considerata, in questo caso si è utilizzato l'accelerogramma ricavato precedentemente.

L'azione così considerata è stata applicata a tutti i vari modelli e a tutte le varie configurazioni che si sono realizzate al variare dei parametri variabili precedentemente descritti.

## **8.3. Esposizione dei risultati dell'analisi agli elementi finiti**

Di seguito si inseriranno i risultati ottenuti, dividendoli in funzione della tipo di sollecitazione tra quelle prese in considerazione (taglio alla base, momento sopra alla base, pressione di parallelo e pressione di meridiano) ed in particolare si procederà con uno studio della loro andamento a causa della variazione dei parametri variabili introdotti precedentemente.

### **8.3.1. Taglio alla base**

Di seguito si inseriscono i risultati per quanto riguarda il valore del taglio alla base calcolato in tutte le configurazioni prese in considerazione, i risultati saranno sempre paragonati a quelli ottenuti analiticamente dalla normativa.

#### **8.3.1.1. Taglio alla base in funzione del rapporto d/h per i vari rapporti H/R**

Per questa prima sezione, si inizia con l'inserimento dei risultati ottenuti in termini di taglio alla base. Si farà una distinzione per quanto interessa la configurazioni con vincolo fisso o appoggiato e tra quelle con copertura o semplicemente con il peso della stessa.

• Serbatoio ancorato con copertura

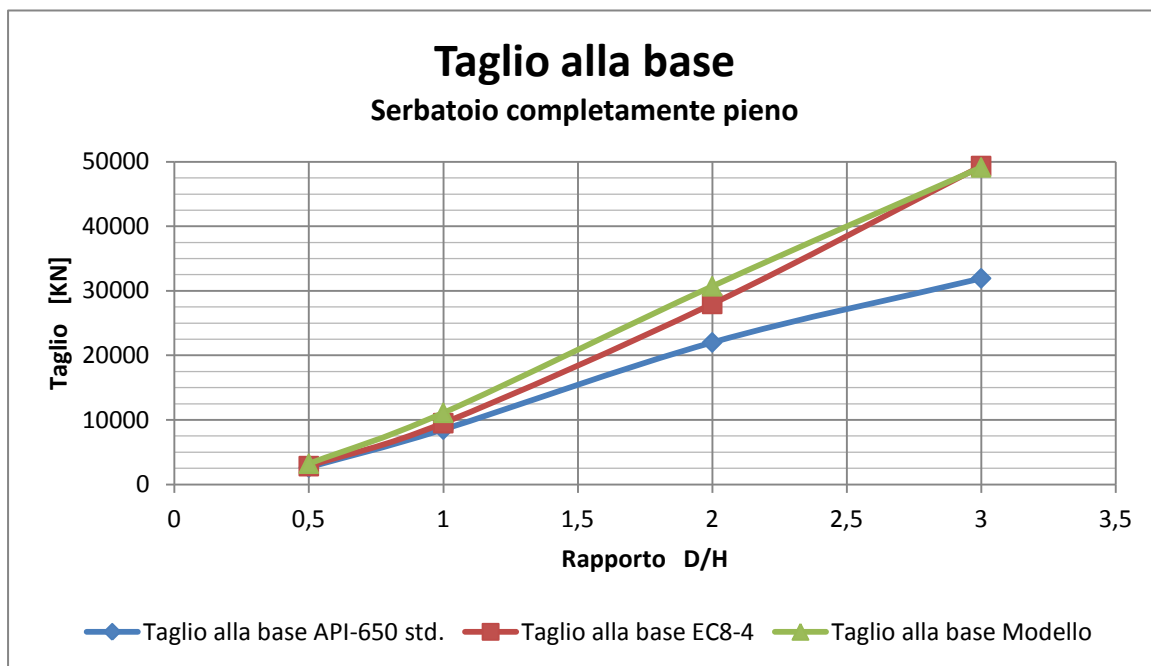


Fig. 8.20 – Grafico taglio alla base serbatoio completamente pieno

valori di D/H	valori del taglio serbatoio pieno [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	2630,6	2834,902	3220,036
1	8502,097	9496,271	11101,86
2	22006,3	27975,91	30708,73
3	31942,91	49345,75	49127,28

Tab. 8.4 – Valori taglio alla base serbatoio completamente pieno

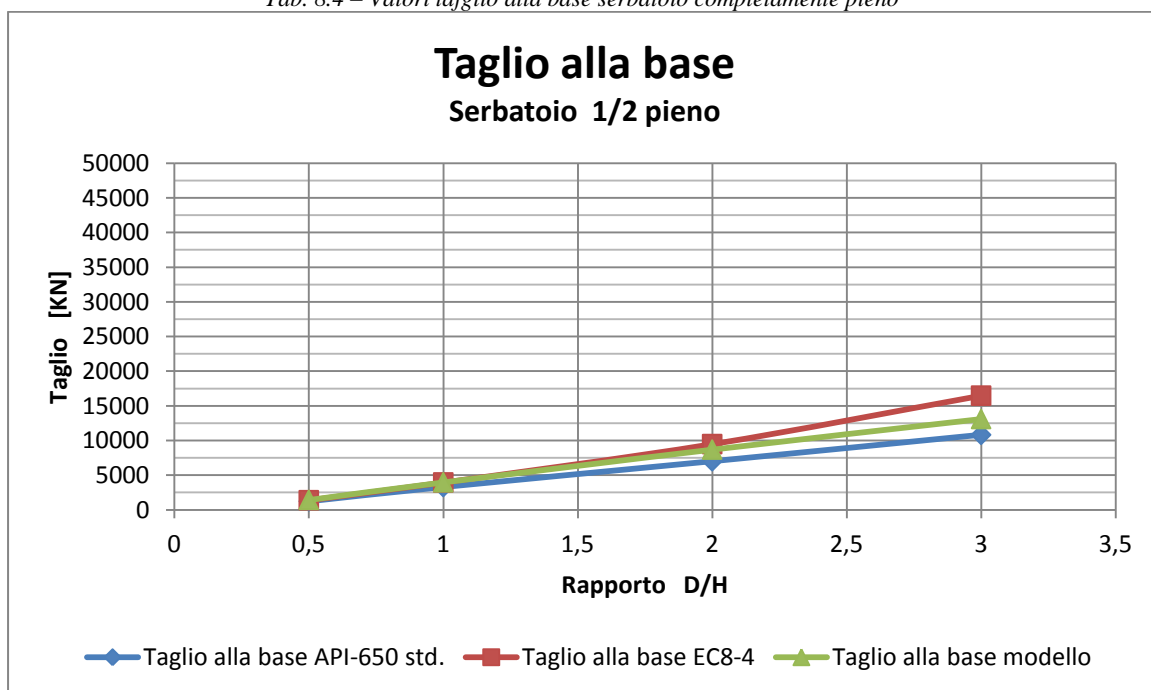


Fig. 8.21 grafico taglio alla base serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	valori del taglio serbatoio pieno a metà [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	1221,095	1372,649	1428,835
1	3278,078	3937,408	3960,763
2	6998,46	9472,403	8681,074
3	10806,82	16457,51	13086,56

Tab. 8.5 – Valori taglio alla base serbatoio 1/2 pieno

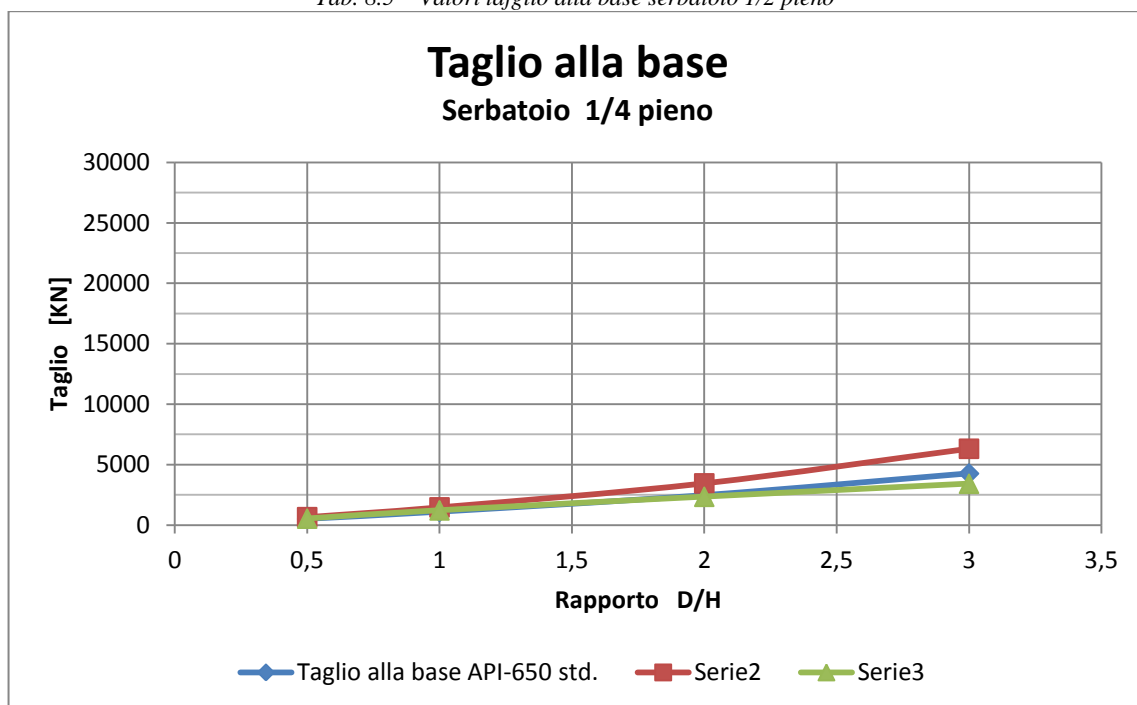


Fig. 8.22 grafico taglio alla base serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	valori del taglio per serbatoio pieno ad 1/4 [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	517,6528	658,9294	537,9005
1	1104,789	1469,679	1220,36
2	2468,25	3453,992	2345,713
3	4266,869	6317,482	3421,287

Tab. 8.6 – Valori taglio alla base serbatoio 1/4 pieno

Dai grafici inseriti si può notare come il valore del taglio alla base ottenuto con il modello per il caso con copertura ancorato porta a valori in questo caso in linea con la normativa europea, ed anche se questa come detto nei capitoli precedenti tende a sovrastimare il valore delle sollecitazioni agenti in questo caso a causa della forzante sismica molto elevata e poco realistica può essere presa come riferimento.

Si nota come la soluzione a seconda del grado di riempimento, ovviamente diminuisca a causa del fatto che la quantità di liquido che agisce sulla struttura, ma in particolare si nota come il

valore del taglio del modello agli elementi finiti, da superare quello ricavato dalla normativa europea, vada man mano diminuendo fino a scendere sotto a quello della normativa americana. Oltre a questo, quello che si nota è un dipendenza diretta del taglio rispetto al grado di snellezza del serbatoio, infatti man mano che il rapporto D/H aumenta si ha un aumento praticamente lineare del valore del taglio alla base.

- **Serbatoio ancorato senza copertura**

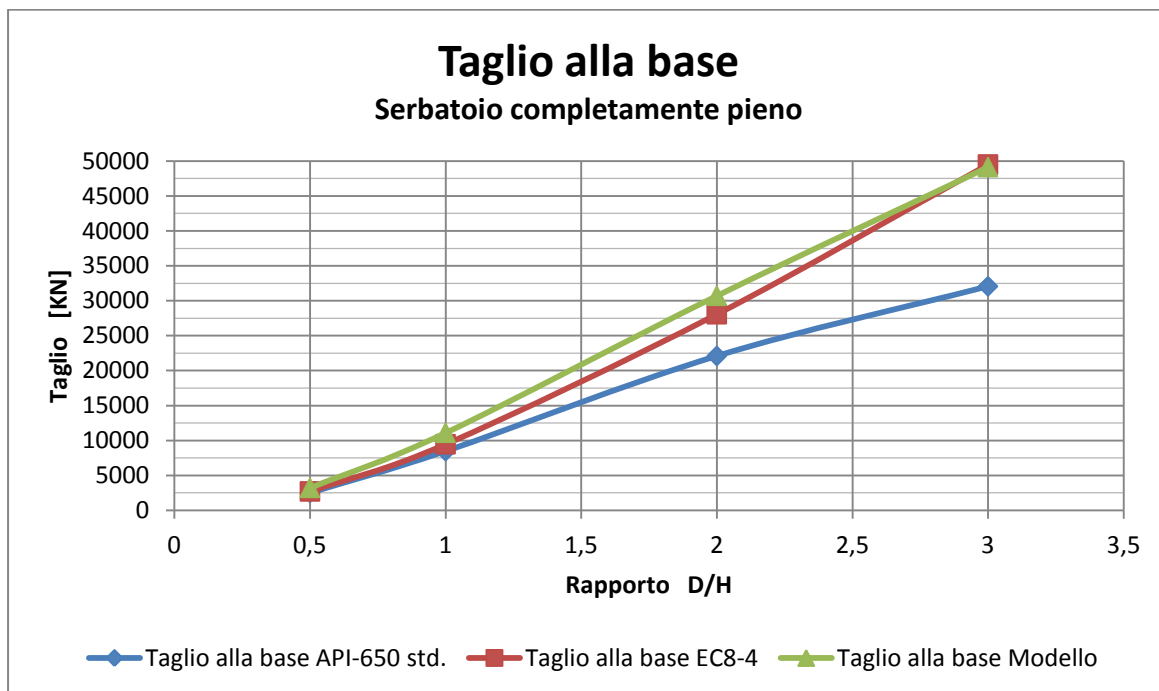


Fig. 8.23 grafico taglio alla base serbatoio completamente pieno

valori di D/H	valori del taglio serbatoio pieno [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	2508,217	2704,761	3220,036
1	8468,44	9459,743	11101,85
2	22089,08	28071,69	30708,73
3	32061	49500,77	49127,28

Tab. 8.7 – Valori taglio alla base serbatoio completamente pieno

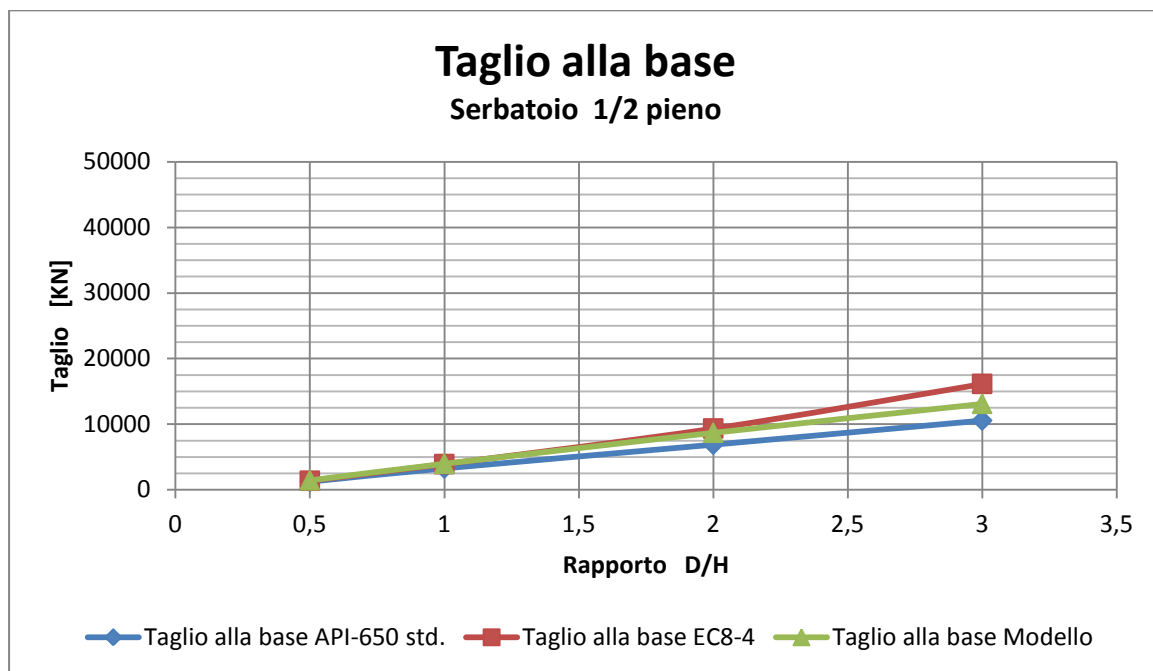


Fig. 8.24 – Grafico taglio alla base serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	valori del taglio serbatoio pieno a metà [kN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	1212,18	1363,502	1428,835
1	3242,991	3900,88	3960,761
2	6867,025	9326,196	8681,075
3	10547,04	16128,54	13086,56

Tab. 8.8 – Valori taglio alla base serbatoio 1/2 pieno

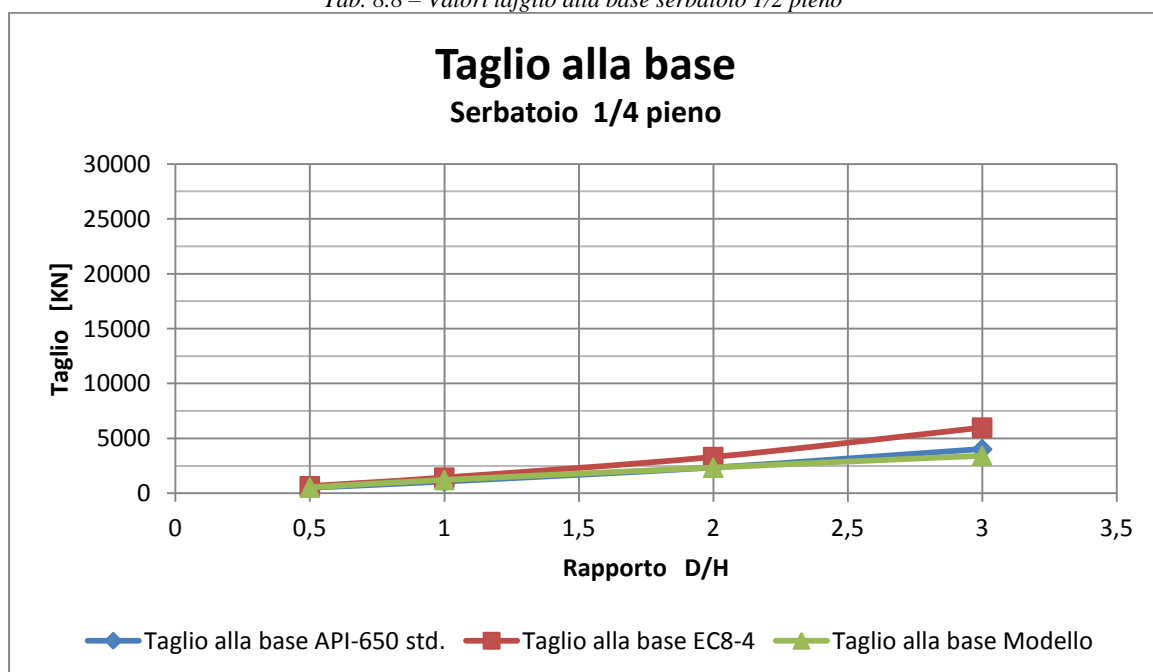


Fig. 8.25 grafico taglio alla base serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	valori del taglio per serbatoio pieno ad 1/4 [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	508,7197	649,7827	537,9005
1	1069,839	1433,152	1220,36
2	2343,627	3307,785	2345,714
3	4024,169	5988,515	3421,287

Tab. 8.9 – Valori tafglio alla base serbatoio 1/4 pieno

Dai grafici inseriti si può notare come il valore del taglio alla base ottenuto con il modello per il caso senza copertura ancorato porta a valori in questo caso in linea con la normativa europea, ed anche se questa come detto nei capitoli precedenti tende a sovrastimare il valore delle sollecitazioni agenti in questo caso a causa della forzante sismica molto elevata e poco realistica può essere presa come riferimento.

Si nota come la soluzione a seconda del grado di riempimento, ovviamente diminuisca a causa della diminuzione della quantità di liquido che agisce sulla struttura, ma in particolare si nota come il valore del taglio del modello agli elementi finiti ,da superare quello ricavato dalla normativa europea (nel caso completamente pieno), vada man mano diminuendo fino a scendere sotto a quello della normativa americana(nel caso ¼ pieno).

Oltre a questo, quello che si nota c'è un dipendenza diretta del taglio rispetto al grado di snellezza del serbatoio, infatti man mano che il rapporto D/H aumenta si ha un aumento praticamente lineare del valore del taglio alla base.

Dal confronto con il caso precedente si può notare come l'andamento del taglio alla base rimanga inalterato nel caso che sia o no presente la copertura, l'uguaglianza tra le due configurazioni si ha anche per il modulo stesso del parametro.

Questo conferma quanto già visto nelle analisi del capitolo 7.

- Serbatoio appoggiato con copertura

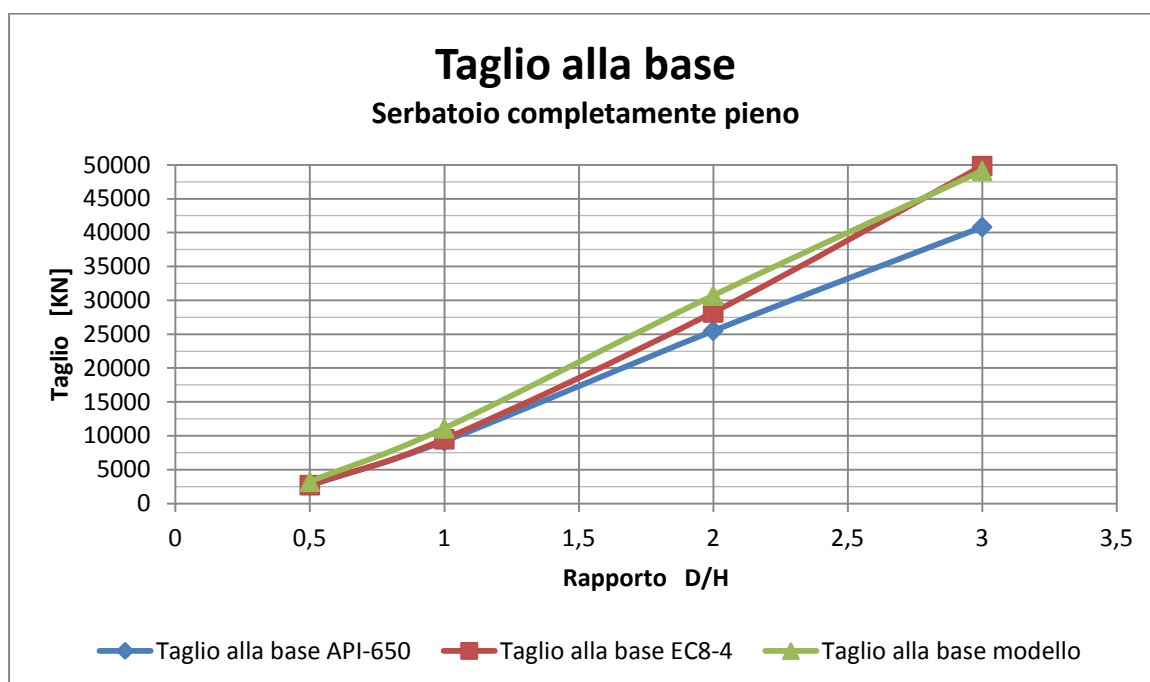


Fig. 8.26 – Grafico taglio alla base serbatoio completamente pieno

valori di D/H	valori del taglio serbatoio pieno [kN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	2673,742	2713,907	3220,036
1	9211,987	9496,271	11101,85
2	25502,23	28217,9	30708,73
3	40827,66	49829,74	49127,28

Tab. 8.9 – Valori taglio alla base serbatoio completamente pieno

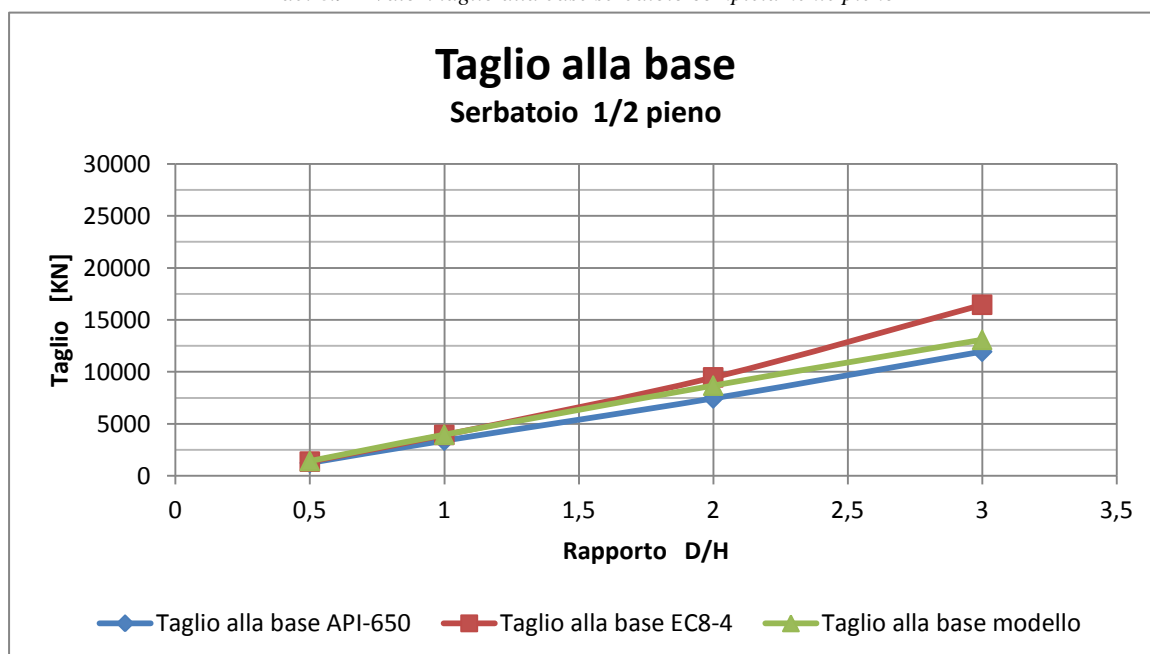


Fig. 8.27 grafico taglio alla base serbatoio 1/2 pieno



valori di D/H	valori del taglio serbatoio pieno a metà [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	1248,944	1372,649	1428,835
1	3390,964	3937,408	3960,761
2	7451,419	9472,403	8681,075
3	11948,17	16457,51	13086,56

Tab. 8.10 – Valori taglio alla base serbatoio 1/2 pieno

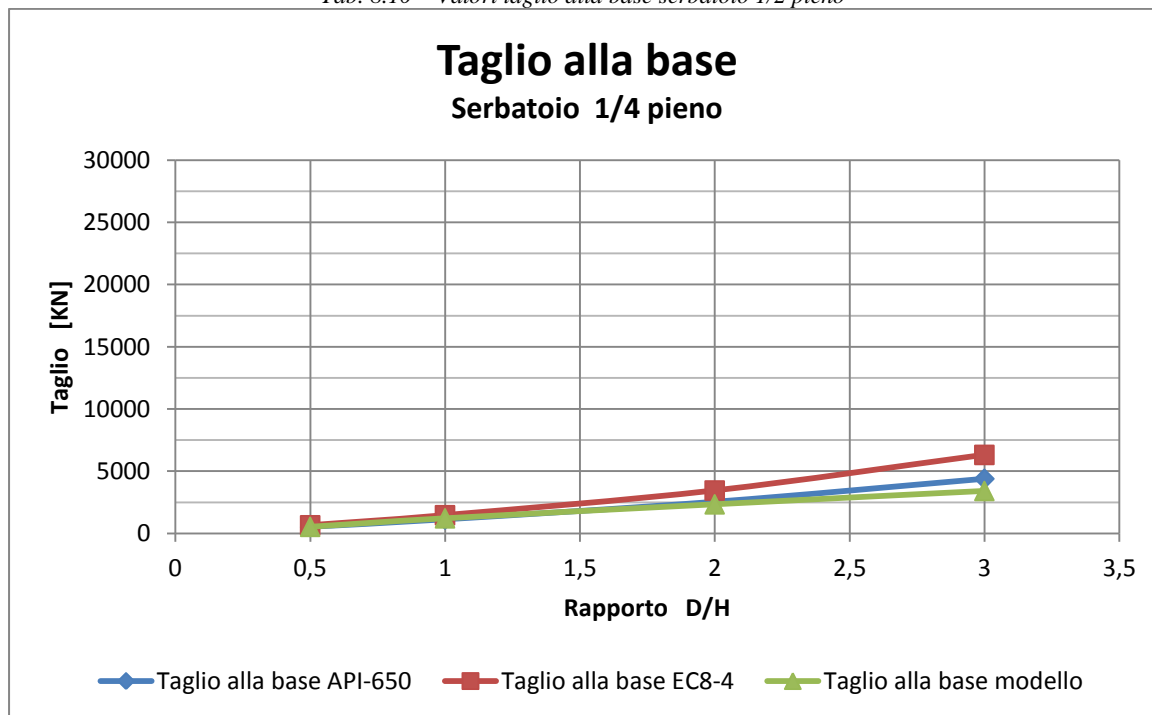


Fig. 8.28 grafico taglio alla base serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	valori del taglio per serbatoio pieno ad 1/4 [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	523,2025	658,9295	537,9005
1	1125,712	1469,679	1220,36
2	2540,188	3453,992	2345,714
3	4395,909	6317,482	3421,287

Tab. 8.11 – Valori tafaglio alla base serbatoio 1/4 pieno

Dai grafici inseriti si può notare come il valore del taglio alla base ottenuto con il modello per il caso senza copertura appoggiato porta a valori in questo caso in linea con la normativa americana, con la sola esclusione del caso di serbatoio completamente pieno per il quale invece l'andamento è più simile a quello della normativa europea, normativa che come detto nei capitoli precedenti tende a sovrastimare il valore delle sollecitazioni agenti, ma in questo caso a causa della forzante sismica, molto elevata e poco realistica, può essere preso come riferimento il valore analitico ricavato col suo metodo.

Si nota come la soluzione a seconda del grado di riempimento, ovviamente diminuisca a causa della diminuzione della quantità di liquido che agisce sulla struttura, ma in particolare si nota

come il valore del taglio del modello agli elementi finiti ,da superare quello ricavato dalla normativa europea (nel caso completamente pieno), vada man mano diminuendo fino a scendere sotto a quello della normativa americana(nel caso ¼ pieno).

Oltre a questo, quello che si nota 'è un dipendenza diretta del taglio rispetto al grado di snellezza del serbatoio, infatti man mano che il rapporto D/H aumenta si ha un aumento praticamente lineare del valore del taglio alla base.

Dal confronto con i casi precedentemente esposti per le configurazioni vincolate, si vede come questo parametro non subisca alcuna alterazione sostanziale a causa della variazione della configurazione considerata. Quindi si può affermare dopo quanto visto anche nel capitolo 7 come il taglio alla base rimanga inalterato qualunque configurazione si consideri ovviamente a parità di azione agente. Si potrebbe, quindi, non procedere con l'esposizione dell'andamento del taglio per il caso successivo, come ulteriore conferma si procede ugualmente alla sua esposizione.

- **Serbatoio appoggiato senza copertura**

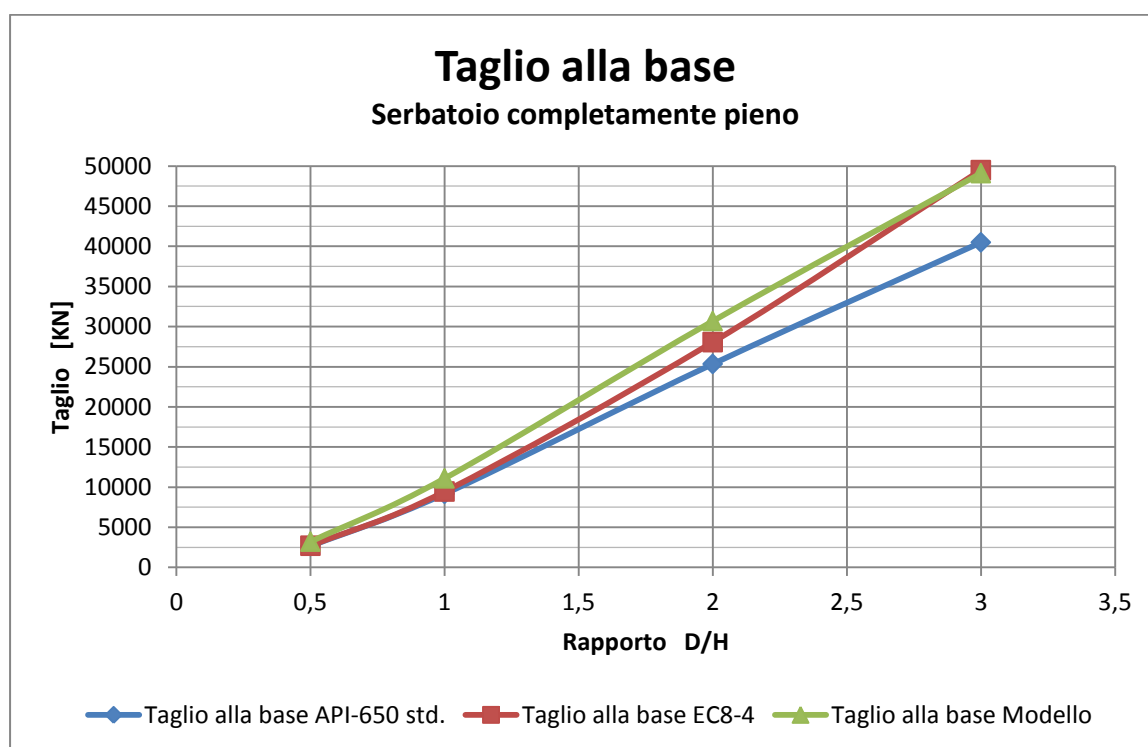


Fig. 8.29 grafico taglio alla base serbatoio completamente pieno

valori di D/H	valori del taglio serbatoio pieno [kN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	2664,603	2704,761	3220,036
1	9175,505	9459,743	11101,85
2	25356,72	28071,69	30708,73
3	40504,25	49500,77	49127,28

Tab. 8.12 – Valori tagli alla base serbatoio completamente pieno

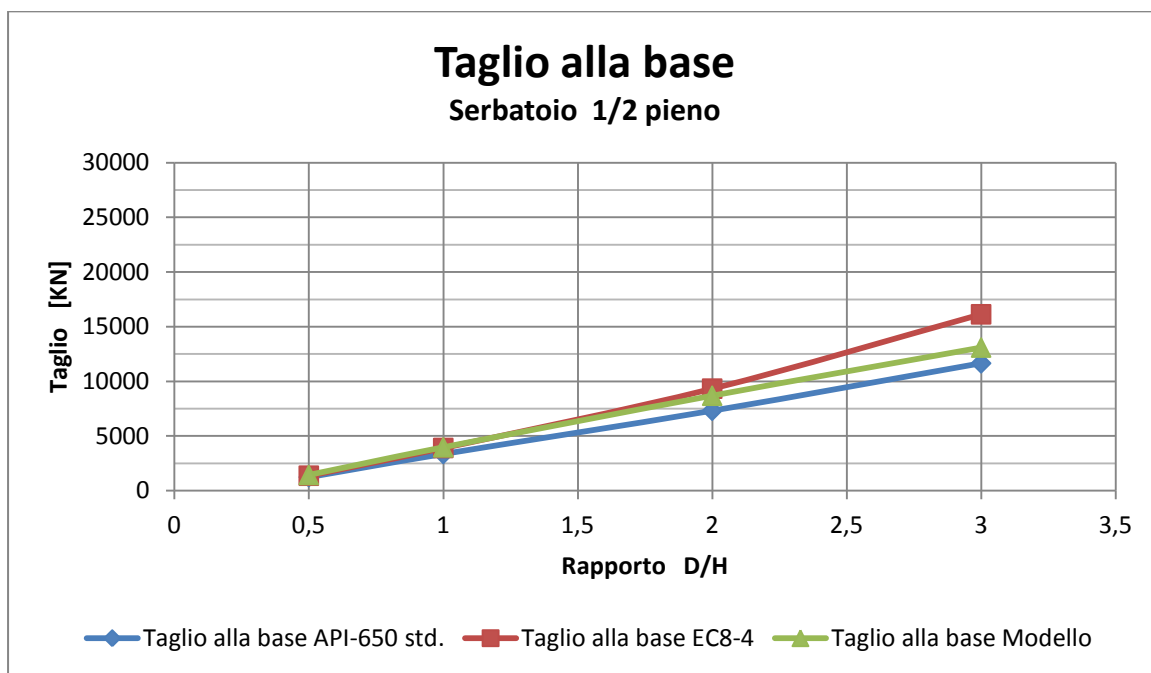


Fig. 8.30 – Grafico taglio alla base serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	valori del taglio serbatoio pieno a metà [kN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	1239,823	1363,502	1428,835
1	3354,64	3900,88	3960,761
2	7310,149	9326,196	8681,075
3	11647,84	16128,54	13086,56

Tab. 8.13 – Valori taglio alla base serbatoio 1/2 pieno

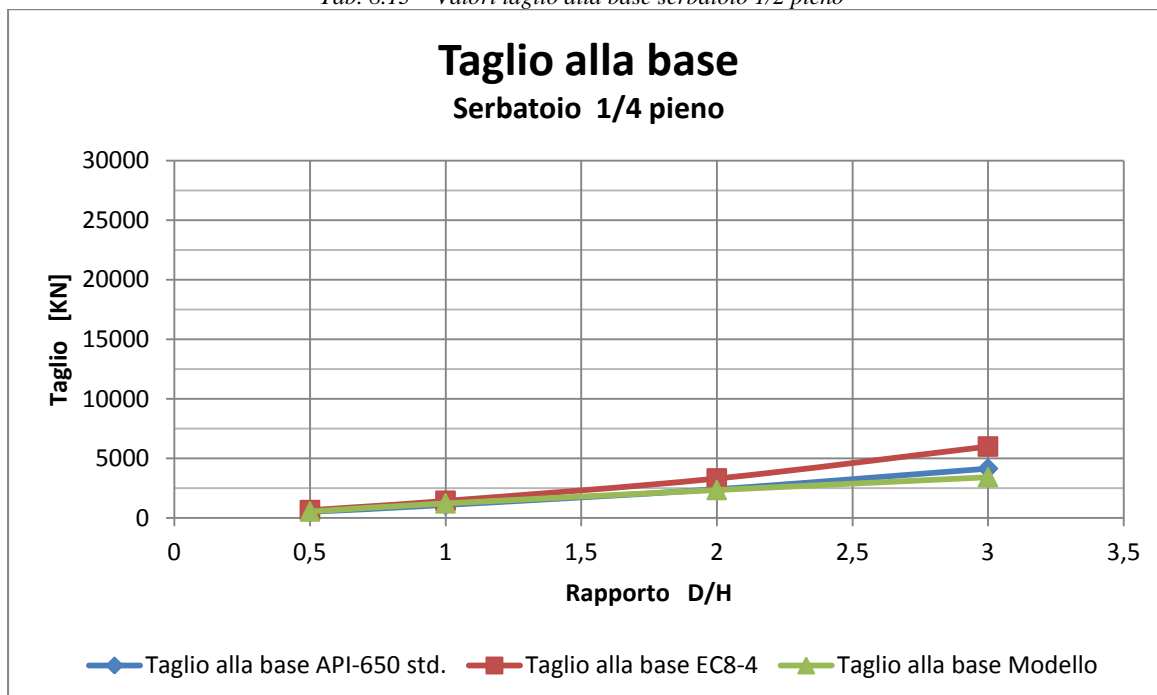


Fig. 8.31 grafico taglio alla base serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	valori del taglio per serbatoio pieno ad 1/4 [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	514,1688	649,7829	537,9005
1	1090,035	1433,152	1220,36
2	2409,999	3307,785	2345,714
3	4136,773	5988,515	3421,287

Tab. 8.14 – Valori taglio alla base serbatoio 1/4 pieno

Dai grafici inseriti si può notare come il valore del taglio alla base ottenuto con il modello per il caso con copertura appoggiato porta a valori in questo caso in linea con la normativa americana, con la sola esclusione del caso di serbatoio completamente pieno per il quale invece l'andamento è più simile a quello della normativa europea, normativa che come detto nei capitoli precedenti tende a sovrastimare il valore delle sollecitazioni agenti, ma in questo caso a causa della forzante sismica, molto elevata e poco realistica, può essere preso come riferimento il valore analitico ricavato col suo metodo.

Si nota come la soluzione a seconda del grado di riempimento, ovviamente diminuisca a causa della diminuzione della quantità di liquido che agisce sulla struttura, ma in particolare si nota come il valore del taglio del modello agli elementi finiti, da superare quello ricavato dalla normativa europea (nel caso completamente pieno), vada man mano diminuendo fino a scendere sotto a quello della normativa americana (nel caso  $\frac{1}{4}$  pieno).

Oltre a questo, quello che si nota è un dipendenza lineare del taglio rispetto al grado di snellezza del serbatoio, infatti man mano che il rapporto D/H aumenta si ha un aumento praticamente diretta del valore del taglio alla base.

Come esposto per la configurazione precedente, confronto con i casi precedentemente esposti per le configurazioni vincolate, mostra come questo parametro non subisca alcuna alterazione sostanziale a causa della variazione della configurazione considerata. Quindi si può affermare dopo quanto visto anche nel capitolo 7 come il taglio alla base rimanga inalterato qualunque configurazione si consideri ovviamente a parità di azione agente.

### 8.3.1.1.1. Considerazioni sui risultati ottenuti

Come già detto sopra, dall'analisi dettagliata dell'andamento di questo parametro in funzione del rapporto di snellezza per i vari gradi di riempimento, si è notato come per tutte le varie condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

Questo vale sia per la presenza o meno della copertura sia per il tipo di vincolo deciso alla base, se di semplice appoggio o fisso alla fondazione sottostante.

Nel confronto con la normativa, si vede come a causa della forzante sismica considerata, il valore ottenuto per i modelli vincolati sia maggiormente in linea con quelli della sovrastimante normativa europea. Cosa differente invece si nota nei casi appoggiati e in quelli con grado di riempimento

pari ad un quarto per i quali invece il valore torna a posizionarsi fra le due normative(come nei casi studiati al capitolo 7).

Discorso a parte può essere fatto sui valori di normativa americana ,dei casi appoggiati, nei quali il minore fattore di struttura (3,5 invece di 4) porta ad un aumento del valore assoluto che fa sì che il modello agli elementi finiti si adatti meglio in quei casi al suo andamento.

### 8.3.1.2. Taglio alla base in funzione del rapporto h/r per i vari rapporti D/H

Come già enunciato nel caso analizzato precedentemente si nota ovviamente che all'aumentare del grado di riempimento, ci sia un parimenti aumento del taglio alla base, questo è chiaramente dovuto all'aumento del liquido all'interno del serbatoio che fa sì che il taglio totale alla base aumenti.

A titolo di esempio si inseriscono di seguito i grafici relativi al solo caso relativo alla configurazione ancorata con copertura in quanto anche per quanto visto precedentemente il valore del taglio risulta sostanzialmente avere lo stesso valore per tutte le configurazioni.

- **Serbatoio ancorato con copertura**

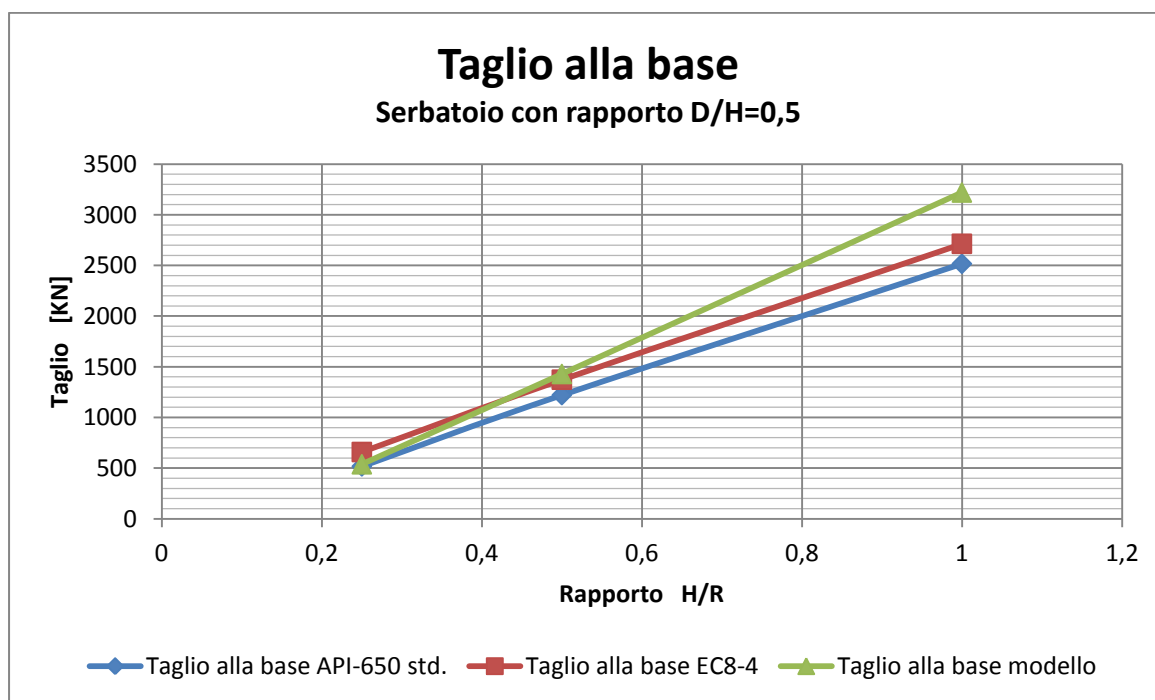


Fig. 8.32 grafico taglio alla base serbatoio rapporto D/H = 0,5

valori di H/R	valori del taglio serbatoio D/H=1 [kN]		
	API-650	EC8-4	modello
1	2516,818	2713,907	3220,038
0,50	1221,095	1372,649	1428,835
0,25	517,6528	658,9294	537,9005

Tab. 8.14 – Valori taglio alla base serbatoio rapporto D/H = 0,5

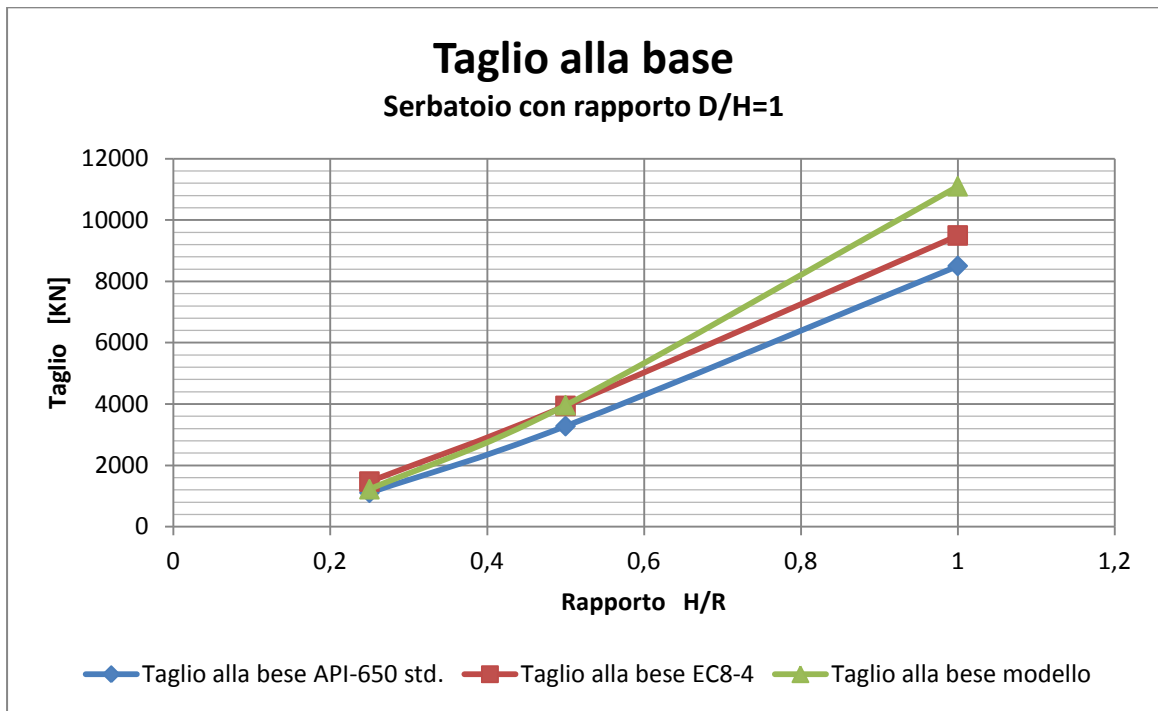


Fig. 8.33 grafico taglio alla base serbatoio rapporto D/H = 1

valori di H/R	valori del taglio serbatoio D/H=1 [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
1	8502,0967	9496,271017	11101,86034
0,50	3278,0782	3937,407921	3960,762559
0,25	1104,7891	1469,679253	1220,360067

Tab. 8.15 – Valori taglio alla base serbatoio rapporto D/H = 1

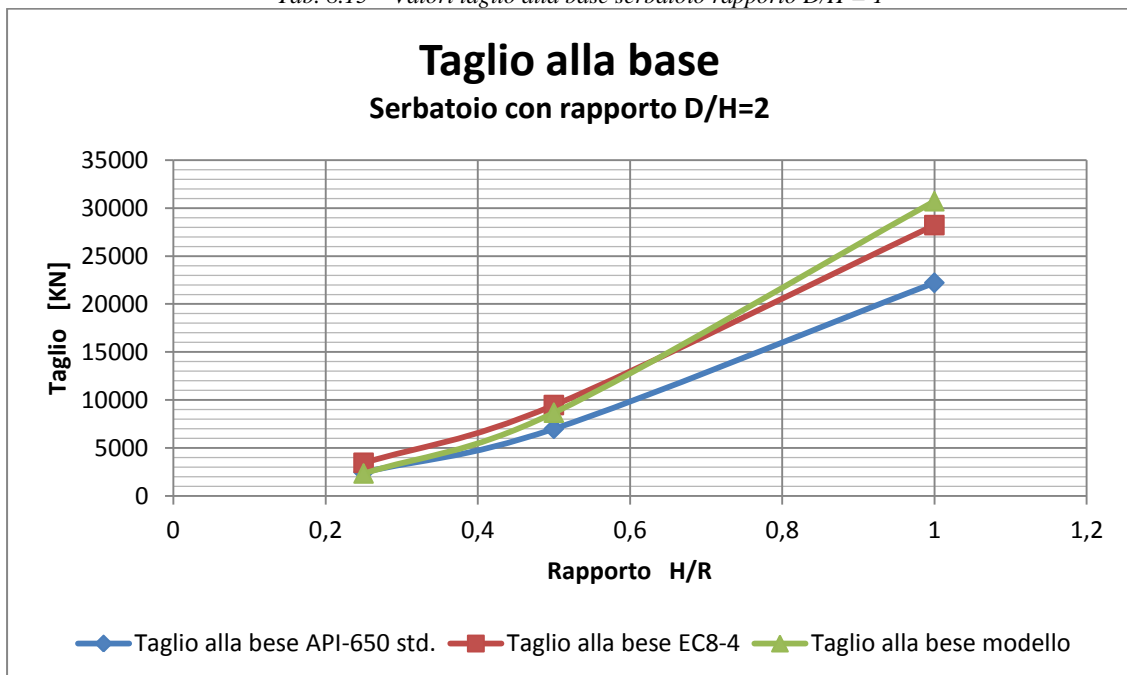


Fig. 8.34 grafico taglio alla base serbatoio rapporto D/H = 2

valori di H/R	valori del taglio serbatoio D/H=2 [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
1	22215,435	28217,89821	30708,72904
0,50	6998,46	9472,402743	8681,074046
0,25	2468,2505	3453,991995	2345,713416

Tab. 8.16 – Valori taglio alla base serbatoio rapporto D/H = 2

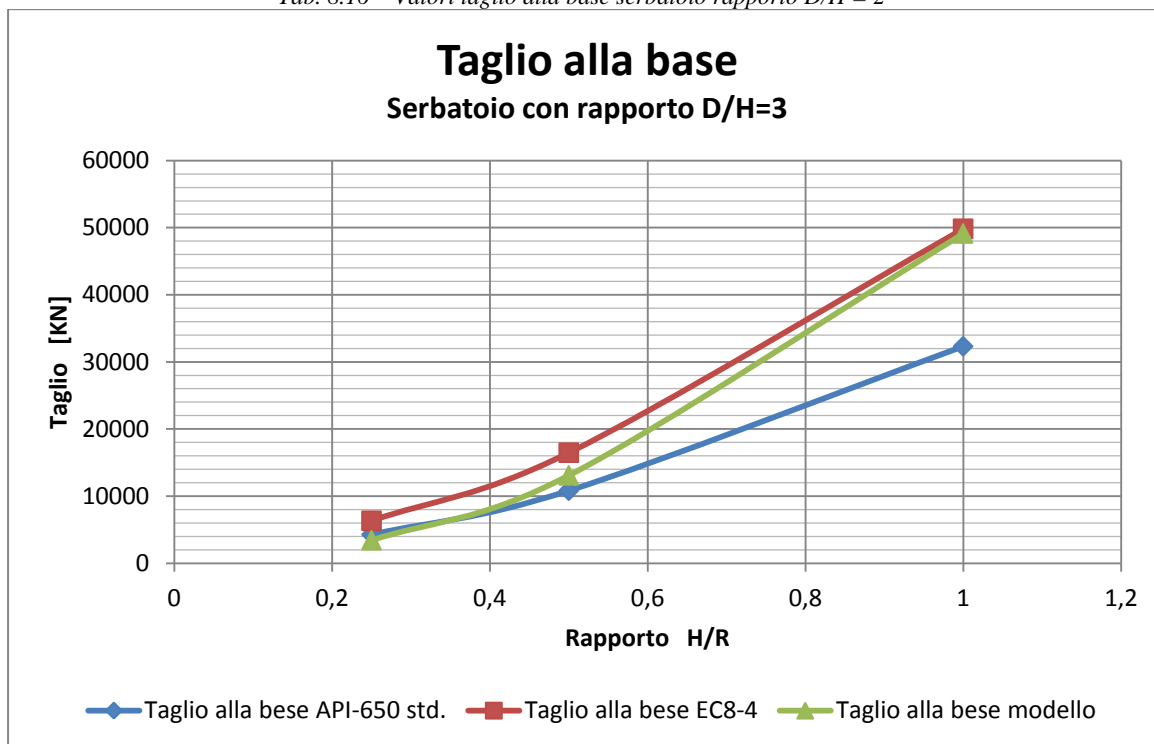


Fig. 8.35 grafico taglio alla base serbatoio rapporto D/H = 3

valori di H/R	valori del taglio serbatoio D/H=3 [KN]		
	API-650	EC8-4	modello
1	32311,683	49829,73579	49127,27627
0,50	10806,823	16457,50558	13086,55963
0,25	4266,8686	6317,481786	3421,287341

Tab. 8.17 – Valori taglio alla base serbatoio rapporto D/H = 3

Come già anticipato si può notare come ovviamente ci sia una relazione diretta tra il la quantità di liquido all'interno del serbatoio ed il corrispettivo valore del taglio alla base calcolato numericamente.

Dagli estremi tra i valori del rapporto di snellezza per i quali si sono inseriti gli andamenti del taglio si nota come all'aumentare di questo parametro lo sforzo di taglio vada ad assestarsi secondo un andamento più simile a quello della normativa europea rispetto a quella americana. Caso che si ravvisava già nel modello contraddistinto da maggior snellezza per il quale però si arriva anche a

superare il valore analitico dell'EC8-4 (caso completamente pieno).

Per tutti i valori inseriti si ravvisa una sostanziale uguaglianza con i casi non inseriti almeno per quanto interessa i valori ricavati dal modello numerico, per le normative invece è da ravvisare un leggero aumento in modulo dovuto come già detto al diverso fattore di struttura che viene utilizzato.

Questa differenza fa sì che i valori del modello agli elementi finiti per i quali si era ravvisata una maggior fedeltà nei confronti della normativa europea, in questo caso si avvicinano maggiormente a quella americana. Soprattutto per le configurazioni con un fattore di snellezza inferiore.

#### **8.3.1.2.1. Considerazione sui risultati ottenuti**

Come già detto sopra, dall'analisi dettagliata dell'andamento di questo parametro in funzione del rapporto di riempimento per i vari gradi di D/H, si è notato come per tutte le varie condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

Questo vale sia per la presenza o meno della copertura sia per il tipo di vincolo deciso alla base, se di semplice appoggio o fisso alla fondazione sottostante.

Nel confronto con la normativa, si vede come a causa della forzante sismica considerata, il valore ottenuto per i modelli vincolati sia maggiormente in linea con quelli della sovrastimante normativa europea. Cosa differente invece si nota nei casi appoggiati e in quelli con rapporto D/H maggiore.

Discorso a parte può essere fatto sui valori di normativa americana, dei casi appoggiati, nei quali il minore fattore di struttura (3,5 invece di 4) porta ad un aumento del valore assoluto che fa sì che il modello agli elementi finiti si adatti meglio in quei casi al suo andamento (sempre in maniera maggiore per il rapporto di D/H=3).

#### **8.3.2. Momento sopra alla base**

Di seguito si inseriscono i risultati per quanto riguarda il valore del taglio alla base calcolato in tutte le configurazioni prese in considerazione, i risultati saranno sempre paragonati a quelli ottenuti analiticamente dalla normativa.

##### **8.3.2.1. Momento alla base in funzione del rapporto d/h per i vari rapporti H/R**

Per questo secondo parametro, si inizia con l'inserimento dei risultati ottenuti in termini di momento sopra alla base. Si farà una distinzione per quanto interessa la configurazioni con vincolo fisso o appoggiato e tra quelle con copertura o semplicemente con il peso della stessa.



• Serbatoio ancorato con copertura

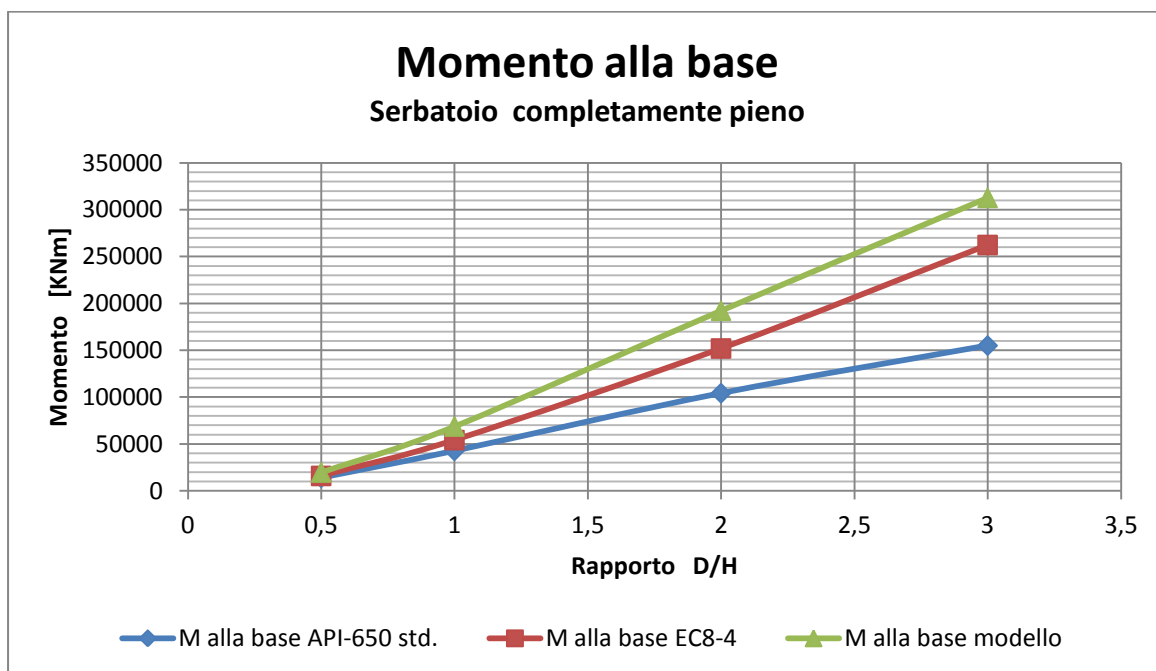


Fig. 8.36 – Grafico momento sopra alla base serbatoio completamente pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio pieno [kNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	14065,44	15955,57	19621,39
1	42752,73	54196,65	68698,68
2	104243,1	151956	192238,4
3	155072,4	262435,3	312663,5

Tab. 8.18 – Valori momento sopra alla base serbatoio completamente pieno

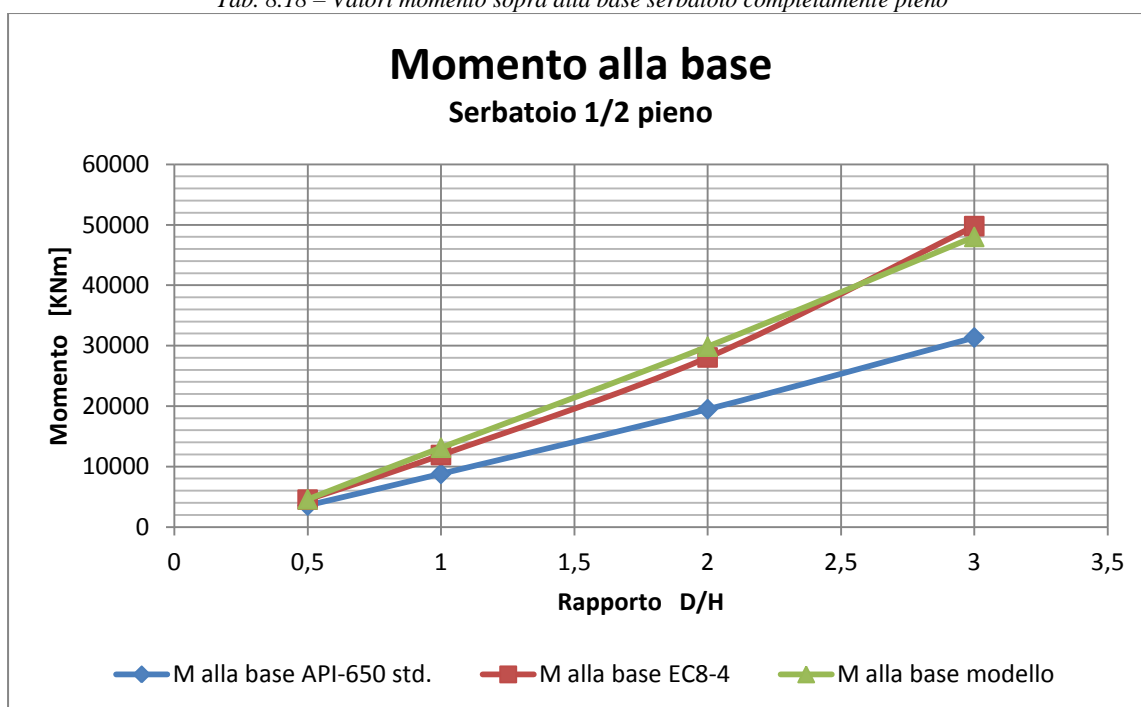


Fig. 8.37 Grafico momento sopra alla base serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio 1/2 pieno [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	3556,19	4530,457	4577,448
1	8794,322	11913,73	13123,7
2	19490,59	28052,67	29840,68
3	31353,46	49782,31	47994,7

Tab. 8.19 – Valori momento sopra alla base serbatoio 1/2 pieno

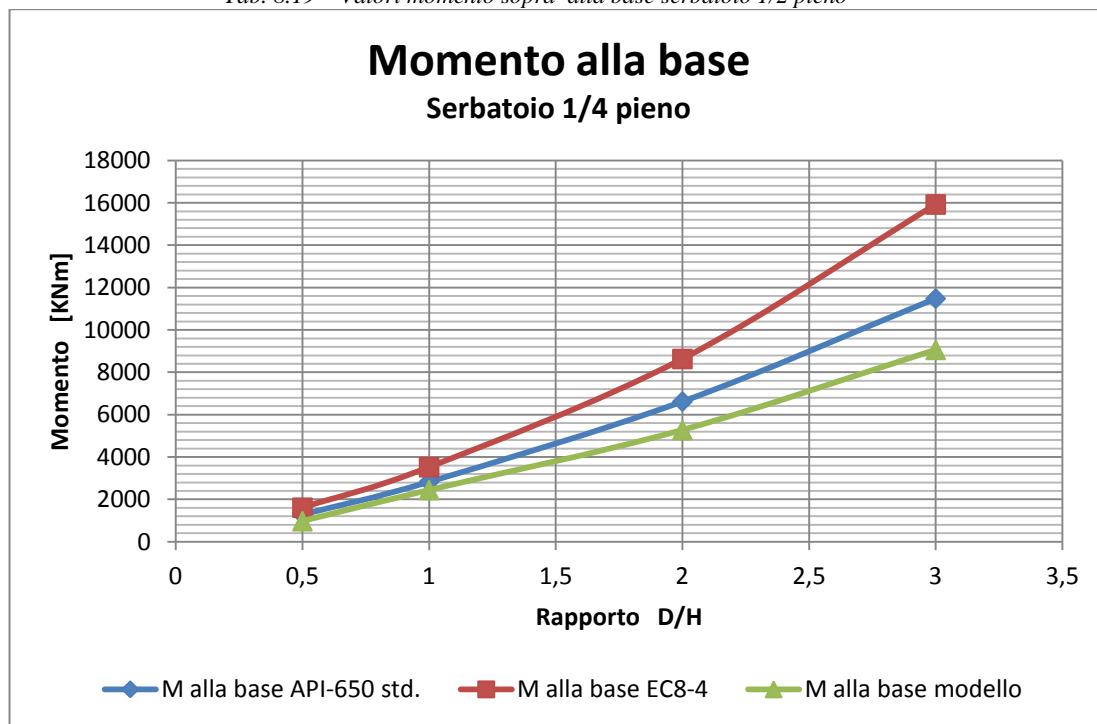


Fig. 8.38 grafico momento sopra alla base serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio pieno ad 1/4 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	1286,684	1608,352	972,6092
1	2832,446	3521,305	2438,615
2	6619,988	8629,95	5273,248
3	11481,21	15923,04	9060,857

Tab. 820 – Valori momento sopra alla base serbatoio 1/4 pieno

Dai grafici inseriti si può notare come il valore del momento sopra alla base ottenuto con il modello per il caso con copertura ancorato porta a valori in questo caso in linea con la normativa europea, ed anche se questa come detto nei capitoli precedenti tende a sovrastimare il valore delle sollecitazioni agenti in questo caso a causa della forzante sismica molto elevata e poco realistica può essere presa come riferimento.

Si nota come la soluzione a seconda del grado di riempimento, ovviamente diminuisca a causa del fatto che la quantità di liquido che agisce sulla struttura, ma in particolare si nota come il valore del momento del modello agli elementi finiti, da superare quello ricavato dalla normativa

europea, vada man mano diminuendo fino a scendere sotto a quello della normativa americana. Oltre a questo, quello che si nota è un dipendenza pressoché diretta del momento rispetto al grado di snellezza del serbatoio, infatti man mano che il rapporto D/H aumenta si ha un aumento praticamente lineare del valore del momento sopra alla base.

- **Serbatoio ancorato senza copertura**

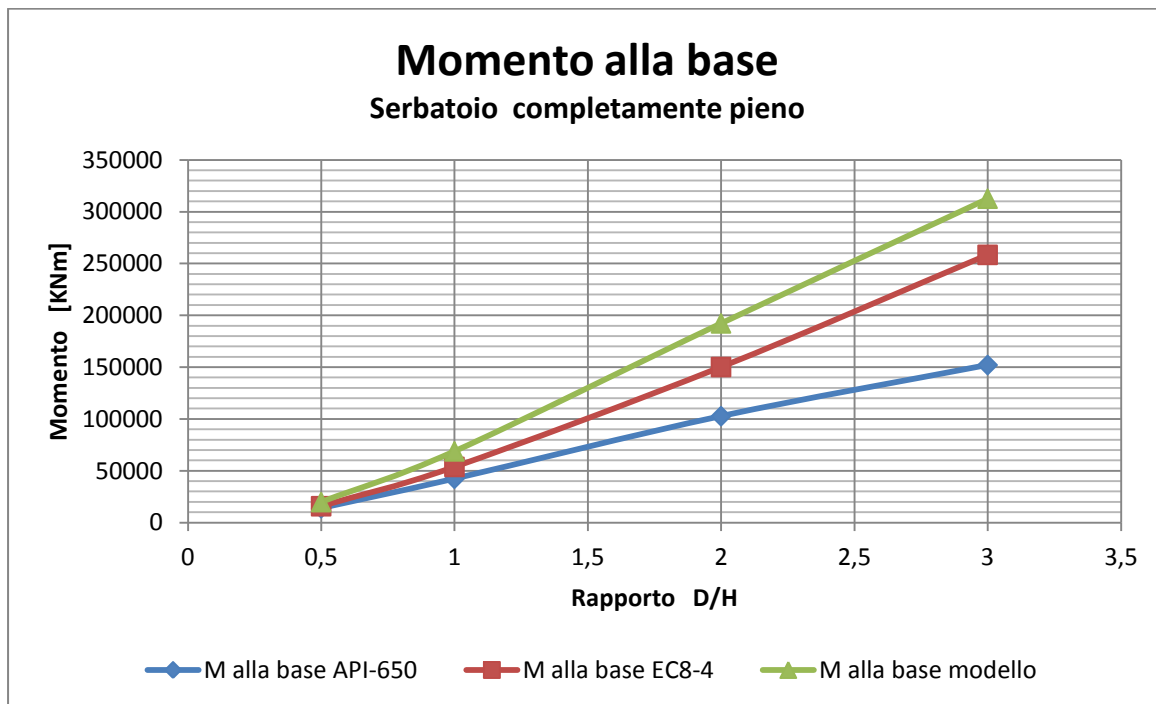


Fig. 8.39 grafico momento sopra alla base serbatoio completamente pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio pieno [kNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	13960,75	15843,98	19789,83
1	42343,48	53751,02	68785,27
2	102716,4	150172,3	192297,2
3	152102,3	258421,9	312663,5

Tab. 8.21 – Valori momento sopra alla base serbatoio completamente pieno

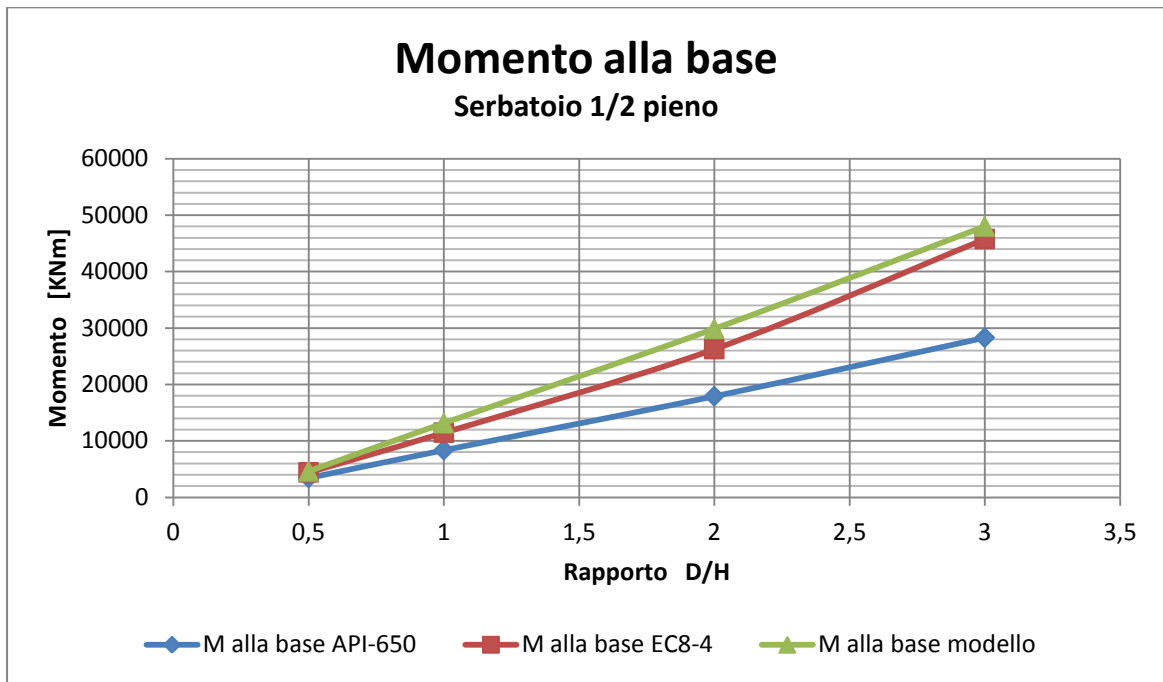


Fig. 8.40 – Grafico momento sopra alla base serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio 1/2 pieno [kNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	3447,909	4418,868	4599,904
1	8368,765	11468,09	13136,96
2	17916,82	26268,95	29851,34
3	28294,66	45768,92	47994,7

Tab. 8.22 – Valori momento sopra alla base serbatoio 1/2 pieno

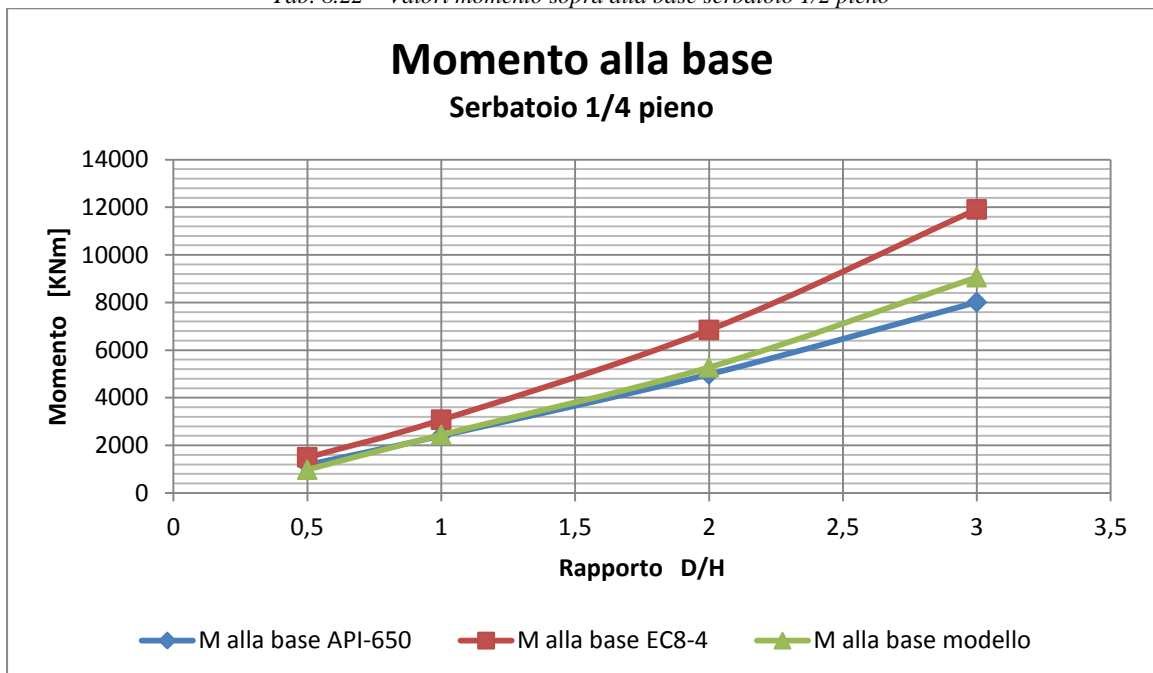


Fig. 8.41 Grafico momento sopra alla base serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio pieno ad 1/4 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	1177,13	1496,763	976,2753
1	2400,297	3075,669	2441,194
2	4981,043	6846,223	5275,48
3	8010,78	11909,64	9060,857

Tab. 8.23 – Valori momento sopra alla base serbatoio 1/4 pieno

Dai grafici inseriti si può notare come il valore del momento sopra alla base base ottenuto con il modello per il caso senza copertura ancorato porta a valori in questo caso in linea con la normativa europea, ed anche se questa come detto nei capitoli precedenti tende a sovrastimare il valore delle sollecitazioni agenti in questo caso a causa della forzante sismica molto elevata e poco realistica può essere presa come riferimento.

Si nota come la soluzione a seconda del grado di riempimento, ovviamente diminuisca a causa del fatto che la quantità di liquido che agisce sulla struttura, ma in particolare si nota come il valore del momento del modello agli elementi finiti, da superare quello ricavato dalla normativa europea, vada man mano diminuendo fino ad assestarsi fra i due estremi di normativa.

Oltre a questo, quello che si nota è un dipendenza pressoché lineare del momento rispetto al grado di snellezza del serbatoio, infatti man mano che il rapporto D/H aumenta si ha un aumento praticamente lineare del valore del momento sopra alla base.

Dal caso con copertura si nota come la mancanza del peso della copertura faccia diminuire i valori di normativa facendo sì che i valori del modello si che invece si riducono in maniera sostanziale, non si avvicinino più come prima ai valori dell'API-650.

- Serbatoio appoggiato con copertura

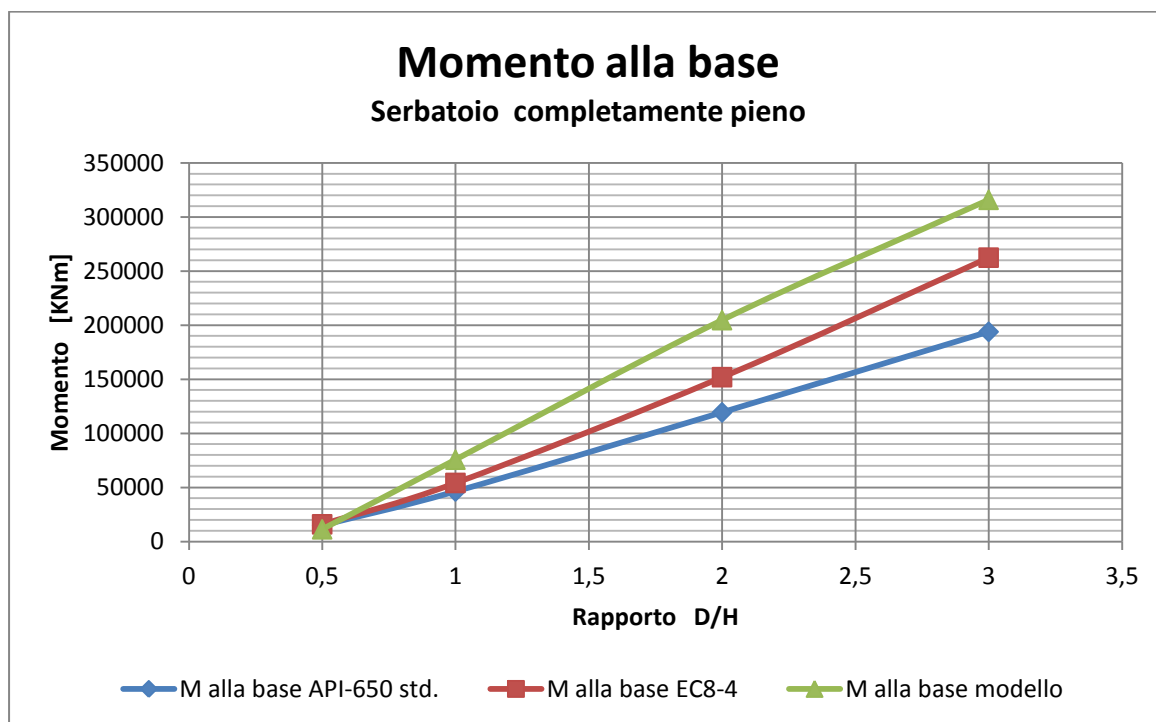


Fig. 8.42 Grafico momento sopra alla base serbatoio completamente pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio pieno [kNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	14938,41	15955,57	11332,71
1	46300,11	54196,65	75687,47
2	119394,1	151956	204692,3
3	193913,6	262435,3	315910,7

Tab. 8.24 – Valori momento sopra alla base serbatoio completamante pieno

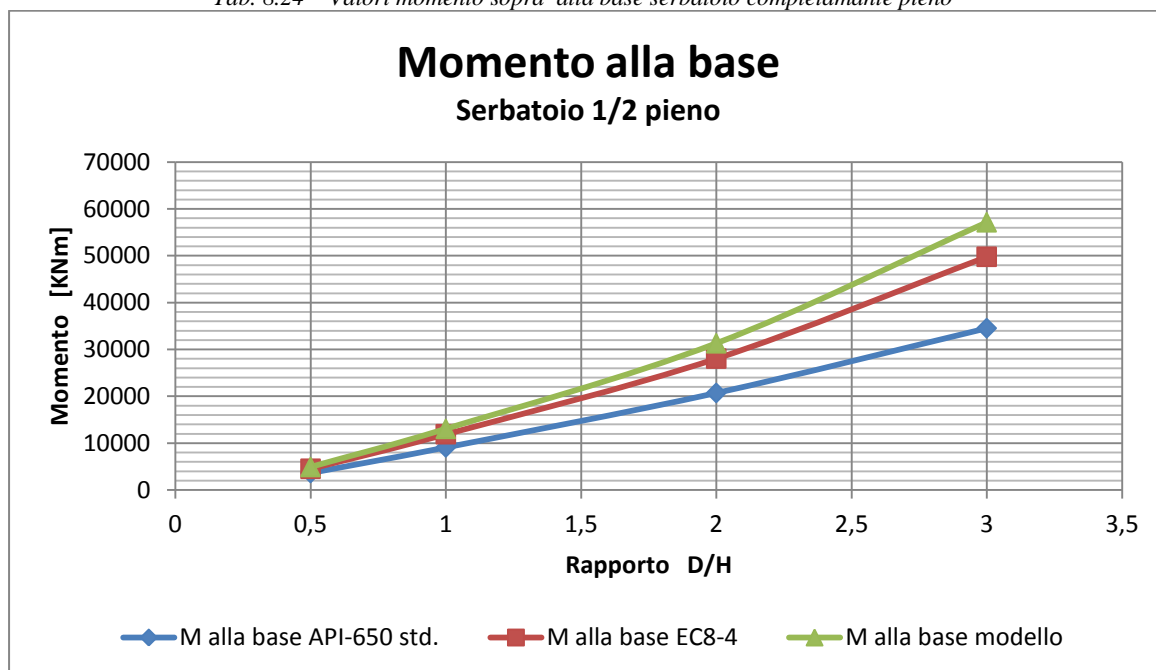


Fig. 8.43 grafico momento sopra alla base serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio 1/2 pieno [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	3636,62	4530,458	4905,689
1	9093,998	11913,73	13056,06
2	20716,98	28052,67	31314,91
3	34530,23	49782,31	57143,6

Tab. 8.25 – Valori momento sopra alla base serbatoio 1/2 pieno

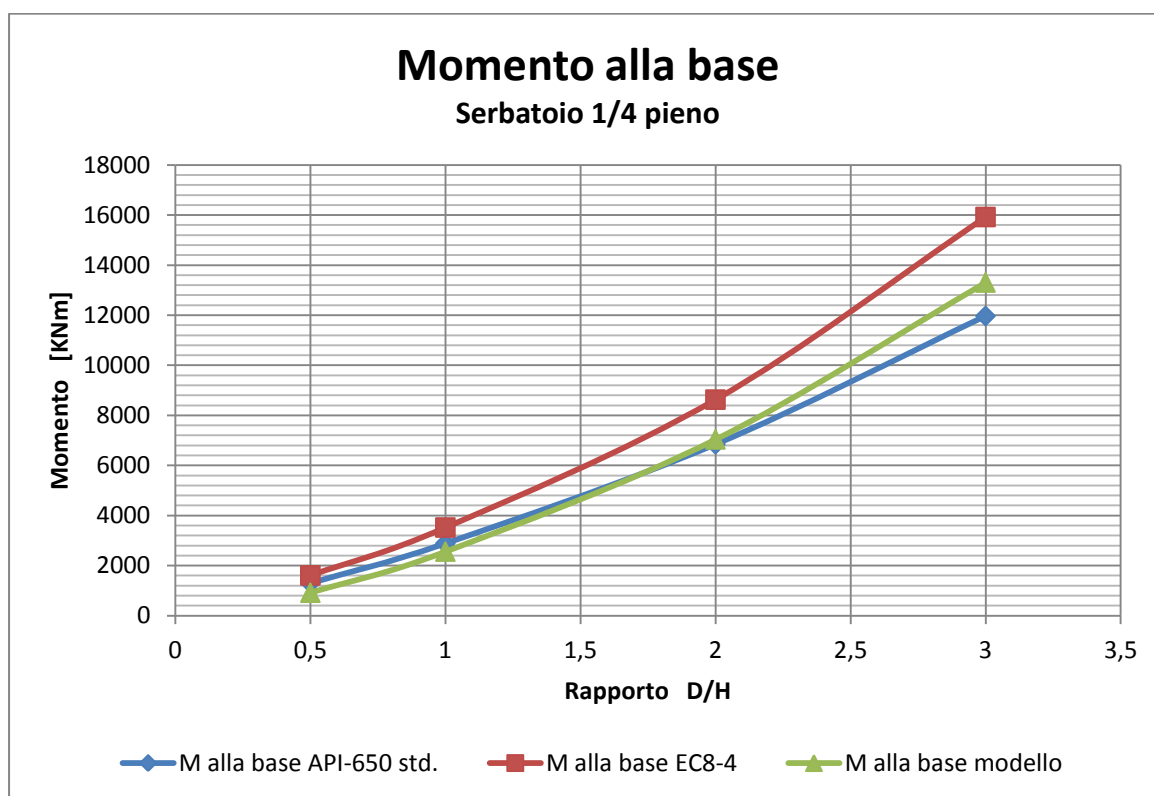


Fig. 8.44 Grafico momento sopra alla base serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio pieno ad 1/4 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	1300,634	1608,353	918,774
1	2887,631	3521,305	2560,465
2	6846,109	8629,95	7040,97
3	11968,19	15923,04	13307,5

Tab. 8.26 – Valori momento sopra alla base serbatoio 1/4 pieno

Dai grafici inseriti si può notare come il valore del momento sopra alla base ottenuto con il modello per il caso con copertura appoggiato porta a valori in questo caso in linea con la normativa europea, ed anche se questa come detto nei capitoli precedenti tende a sovrastimare il valore delle sollecitazioni agenti in questo caso a causa della forzante sismica molto elevata e poco realistica può essere presa come riferimento.

Si nota come la soluzione a seconda del grado di riempimento, ovviamente diminuisca a causa

del fatto che la quantità di liquido che agisce sulla struttura, ma in particolare si nota come il valore del momento del modello agli elementi finiti, da superare quello ricavato dalla normativa europea, vada man mano diminuendo fino ad assestarsi sui valori della stessa normativa EC8-4. Oltre a questo, quello che si nota è una dipendenza diretta del momento rispetto al grado di snellezza del serbatoio, infatti man mano che il rapporto D/H aumenta si ha un aumento del valore del momento sopra alla base.

Da notare come la differenza notevole che si viene a creare tra i valori del modello e quelli delle normative per la configurazione completamente piena sia da prendere come poco affidabile in quanto il valore a cui si fa riferimento nel modello relativo all'ultimo incremento dell'analisi, si riferisce ad una deformata che porta la struttura a ribaltare completamente.

Anche il caso relativo al serbatoio ½ pieno in realtà è da prendere con le dovute accortezze in quanto anche in questo caso il sollevamento finale dell'analisi interessa a causa della sua entità l'intera base dell'elemento.

- **Serbatoio appoggiato senza copertura**

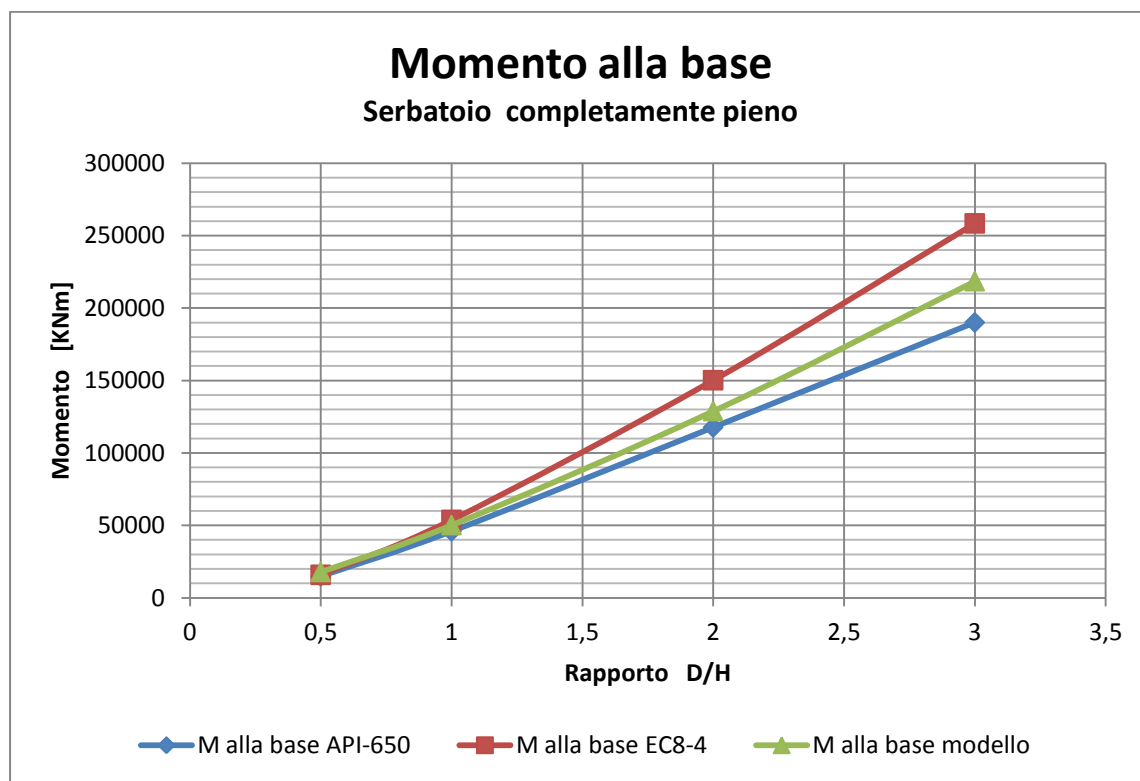


Fig. 8.45 grafico momento sopra alla base serbatoio completamente pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio pieno [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	14827,15	15843,98	17839,98
1	45856,28	53751,02	50150
2	117632	150172,3	128860,8
3	190040,5	258421,9	218509,4

Tab. 8.27 – Valori momento sopra alla base serbatoio completamente pieno



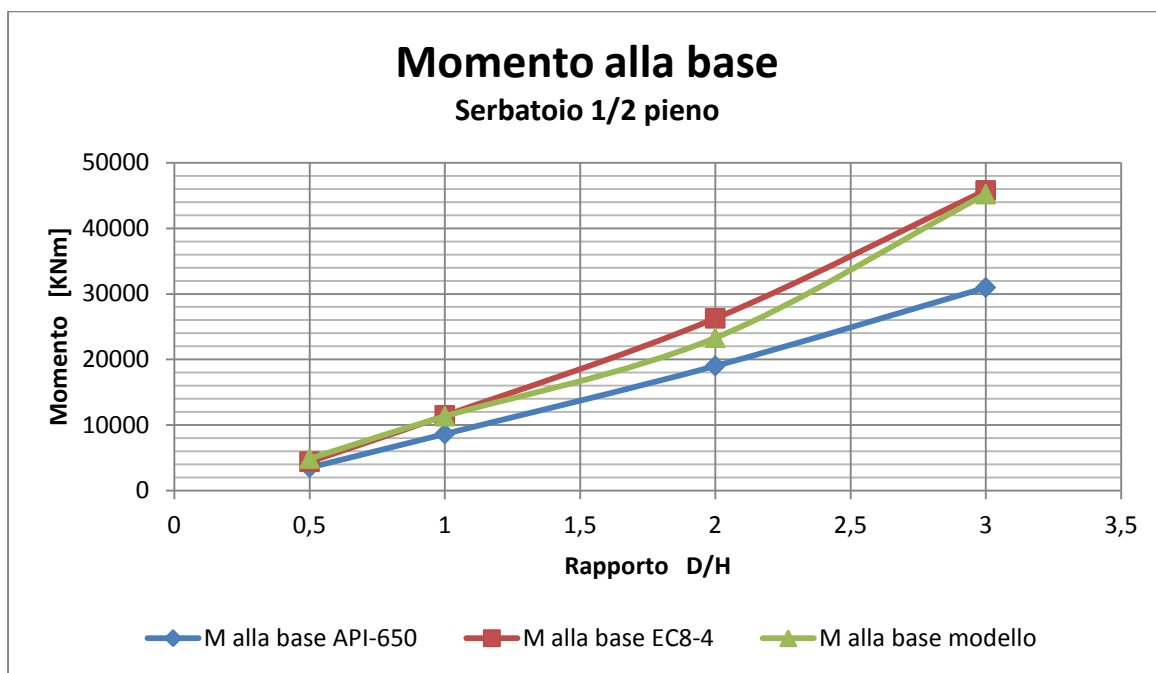


Fig. 8.46 – Grafico momento sopra alla base serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio 1/2 pieno [kNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	3525,819	4418,869	4890,334
1	8653,272	11468,09	11345,47
2	19021,78	26268,95	23308,23
3	30972,02	45768,92	45204,36

Tab. 8.28 – Valori momento sopra alla base serbatoio 1/2 pieno

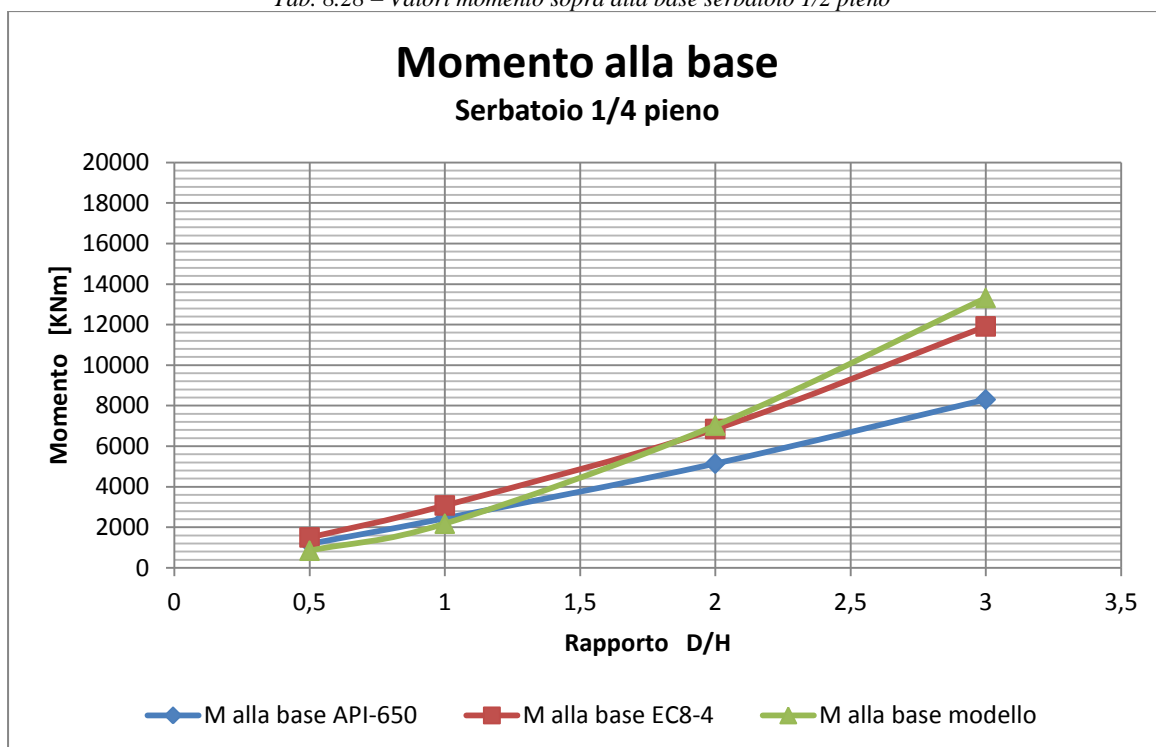


Fig. 8.47 Grafico momento sopra alla base serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	valori del momento per serbatoio pieno ad 1/4 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
0,5	1189,859	1496,764	843,328
1	2446,719	3075,669	2175,531
2	5141,58	6846,223	7017,859
3	8300,946	11909,64	13312,72

Tab. 8.29 – Valori momento sopra alla base serbatoio 1/4 pieno

Dai grafici inseriti si può notare come il valore del momento sopra alla base ottenuto con il modello per il caso senza copertura appoggiato porta a valori in questo caso in linea con la normativa europea, ed anche se questa come detto nei capitoli precedenti tende a sovrastimare il valore delle sollecitazioni agenti in questo caso a causa della forzante sismica molto elevata e poco realistica può essere presa come riferimento.

Si nota come la soluzione a seconda del grado di riempimento, ovviamente diminuisca a causa del fatto che la quantità di liquido che agisce sulla struttura.

Oltre a questo, quello che si nota è una dipendenza diretta del momento rispetto al grado di snellezza del serbatoio, infatti man mano che il rapporto D/H aumenta si ha un aumento del valore del momento sopra alla base.

Da notare come la vicinanza del valore numerico con quelli analitici per la configurazione completamente piena sia da prendere come poco affidabile in quanto il valore a cui si fa riferimento nel modello relativo all'ultimo incremento dell'analisi, si riferisce ad una deformata che porta la struttura a ribaltare completamente.

Dal caso con copertura si nota come la mancanza del peso della copertura faccia diminuire i valori di normativa facendo sì che i valori del modello, i quali si riducono ma non in maniera così elevata, non si avvicinino più come prima ai valori dell'API-650.

### 8.3.2.1.1. Considerazione sui risultati ottenuti

Come già detto sopra, dall'analisi dettagliata dell'andamento di questo parametro in funzione del rapporto di riempimento per i vari gradi di D/H, si è notato come per tutte le varie condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

Questo vale sia per la presenza o meno della copertura sia per il tipo di vincolo deciso alla base, se di semplice appoggio o fisso alla fondazione sottostante.

Nel confronto con la normativa, si vede come a causa della forzante sismica considerata, il valore ottenuto per i modelli vincolati sia maggiormente in linea con quelli della sovrastimante normativa europea.

Da notare come l'andamento del momento nelle varie configurazioni considerate presenti un'ampia variabilità, questo è dovuto essenzialmente al grado di sollevamento che interessa la struttura e porta variazione a questo parametro.

In particolare non sono da considerarsi completamente attendibili i risultati ottenuti dai modelli completamente pieni per i quali il sollevamento della base interessa una porzione troppo elevata,

portando in alcuni casi fino al ribaltamento completo.

In linea generale comunque la sollecitazione troppo severa considerata genera un andamento del parametro che supera, in molti casi, anche quello della stessa normativa europea.

### 8.3.2.2. Momento alla base in funzione del rapporto h/r per i vari valori di D/H

Come già enunciato nel caso analizzato precedentemente si nota ovviamente che all'aumentare del grado di riempimento, ci sia un parimenti aumento del momento alla base, questo è chiaramente dovuto all'aumento del liquido all'interno del serbatoio che fa sì che il momento totale alla base aumenti.

A titolo di esempio si inseriscono di seguito i grafici relativi ai soli casi relativi alle configurazioni appoggiato ed ancorato con copertura in quanto anche per quanto visto precedentemente il valore del momento risulta avere il suo valore maggiore in questa configurazione rispetto a tutte le altre.

- **Serbatoio ancorato con copertura**

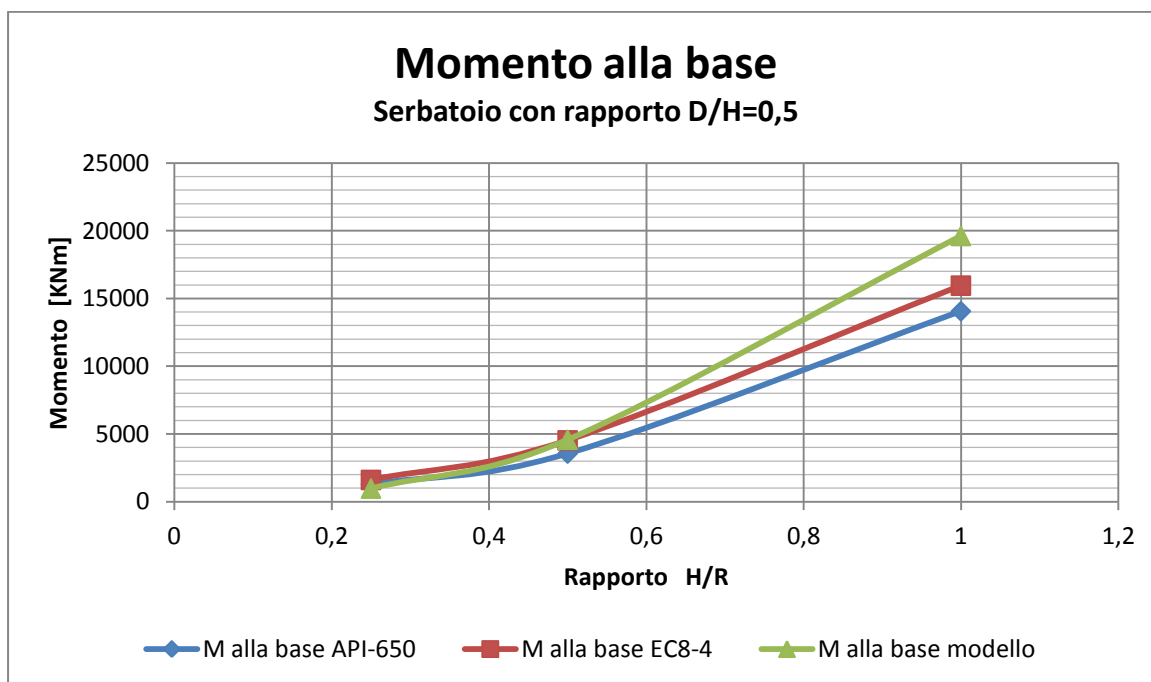


Fig. 8.48 – Grafico momento sopra alla base serbatoio D/H=0,5

valori di H/R	Valori del momento per serbatoio con D/H=1 [kNm]		
	API-650	EC8-4	modello
1	14065,44	15955,57	19621,39
0,50	3556,19	4530,457	4577,448
0,25	1286,684	1608,352	972,6092

Tab. 8.30 – Valori momento sopra alla base serbatoio D/H=0,5

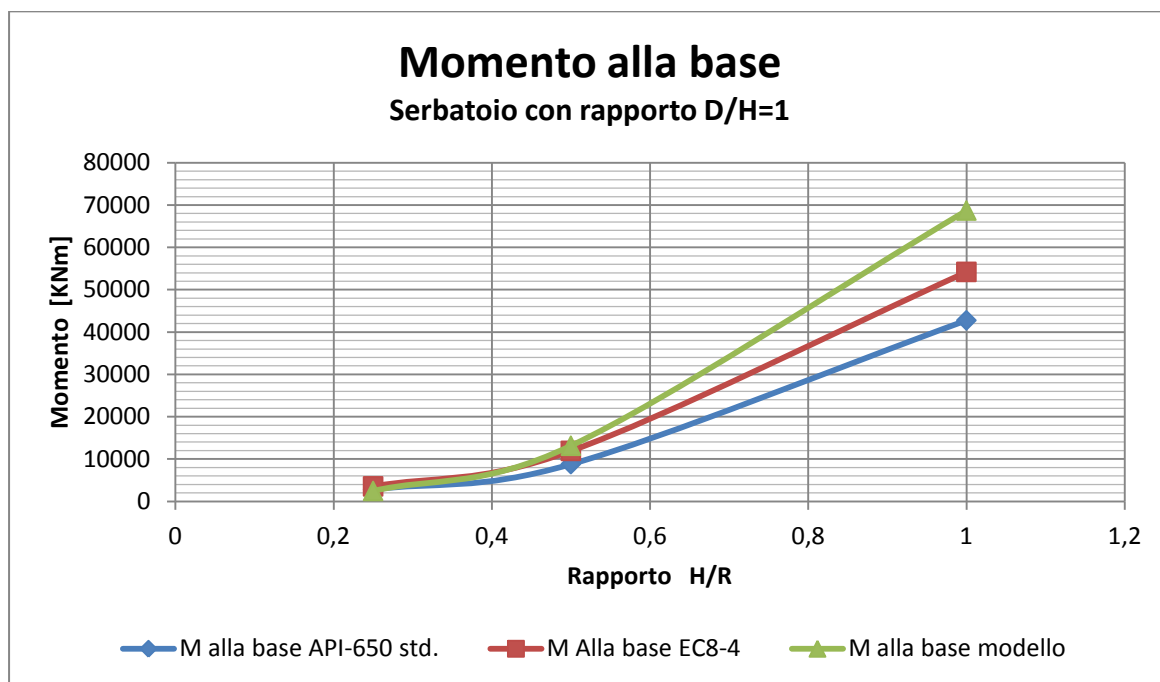


Fig. 8.49 – Grafico momento sopra alla base serbatoio D/H= 1

valori di H/R	Valori del momento per serbatoio con D/H=1 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
1	42752,731	54196,65206	68698,67625
0,50	8794,322	11913,72639	13123,70226
0,25	2832,4458	3521,305241	2438,615147

Tab. 8.31 – Valori momento sopra alla base serbatoio D/H=1

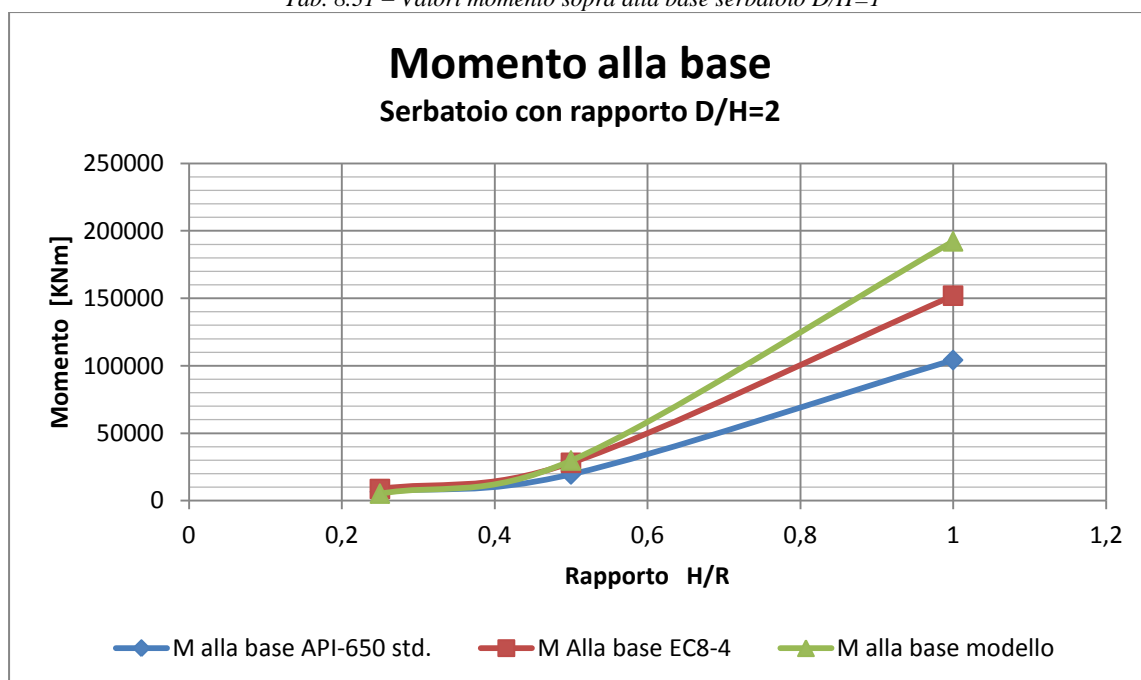


Fig. 8.50 Grafico momento sopra alla base serbatoio D/H=2

valori di H/R	Valori del momento per serbatoio con D/H=2 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
1	104243,08	151956,0434	192238,4432
0,50	19490,594	28052,67334	29840,68135
0,25	6619,9878	8629,949784	5273,248366

Tab. 8.32 – Valori momento sopra alla base serbatoio D/H=2

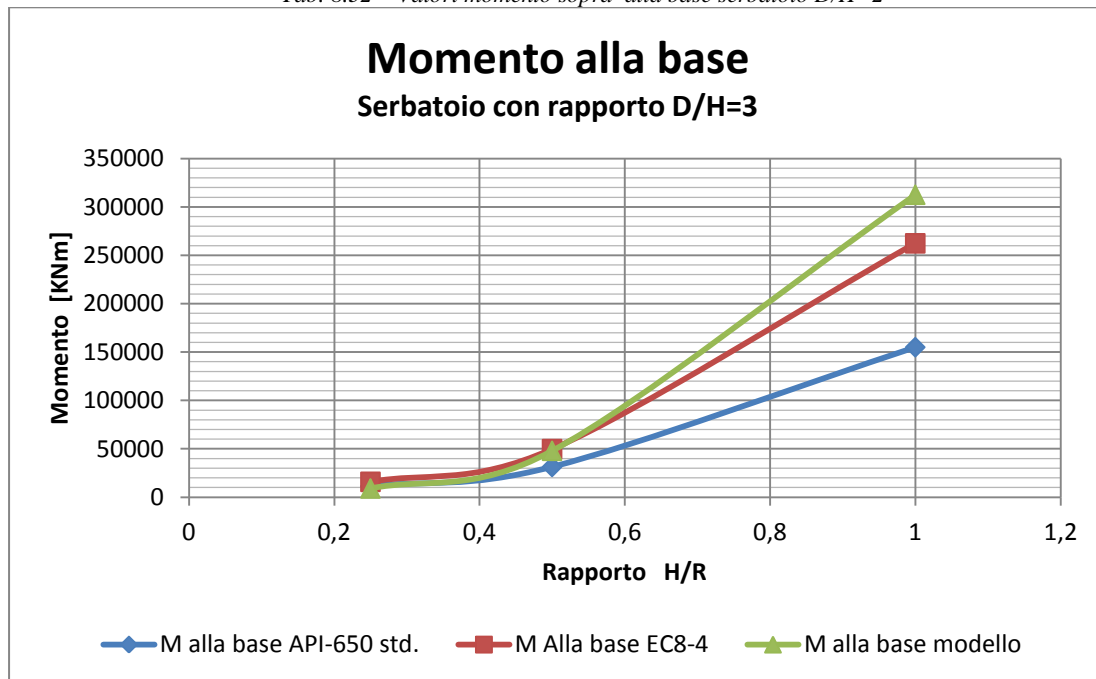


Fig. 8.51 – Grafico momento sopra alla base serbatoio D/H= 3

valori di H/R	Valori del momento per serbatoio con D/H=3 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
1	155072,36	262435,2938	312663,4835
0,50	31353,462	49782,30868	47994,69608
0,25	11481,207	15923,03644	9060,857401

Tab. 8.33 – Valori momento sopra alla base serbatoio D/H=3

Come già anticipato si può notare come ovviamente ci sia una relazione diretta tra la quantità di liquido all'interno del serbatoio ed il corrispettivo valore del momento alla base calcolato numericamente.

Dagli estremi tra i valori del rapporto di snellezza per i quali si sono inseriti gli andamenti del taglio si nota come all'aumentare di questo parametro il momento alla base vada ad assestarsi secondo un andamento più simile a quello della normativa europea rispetto a quella americana. Caso che si ravvisava già nel modello contraddistinto da maggior snellezza per il quale però si arriva anche a superare il valore analitico dell'EC8-4 (caso completamente pieno).

È stato possibile non procedere con l'inserimento del caso senza copertura poiché il caso esaminato rappresenta il peggior caso possibile, in quanto il carico aggiuntivo dato dalla copertura causa un aumento del momento calcolato alla base. L'andamento però presenta le

medesime

- Serbatoio appoggiato con copertura

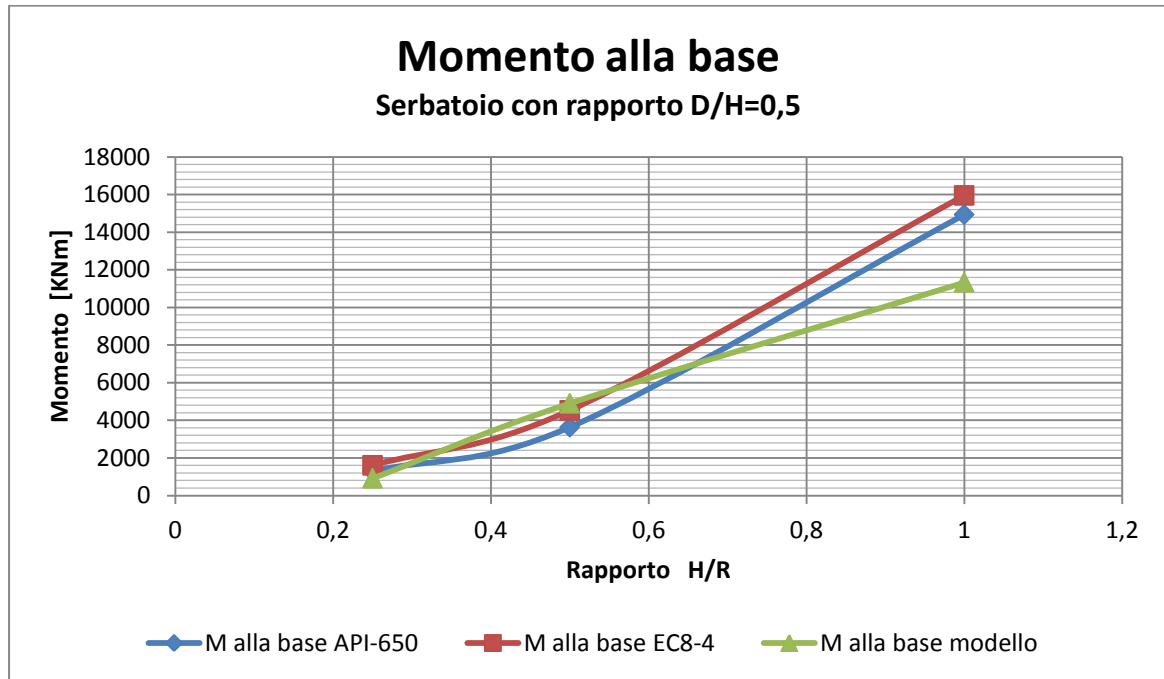


Fig. 8.48 – Grafico momento sopra alla base serbatoio D/H=0,5

valori di H/R	Valori del momento per serbatoio con D/H=0,5		
	API-650	EC8-4	modello
1	14938,41	15955,57	11332,71
0,50	3636,62	4530,458	4905,689
0,25	1300,634	1608,353	918,774

Tab. 8.30 – Valori momento sopra alla base serbatoio D/H=0,5

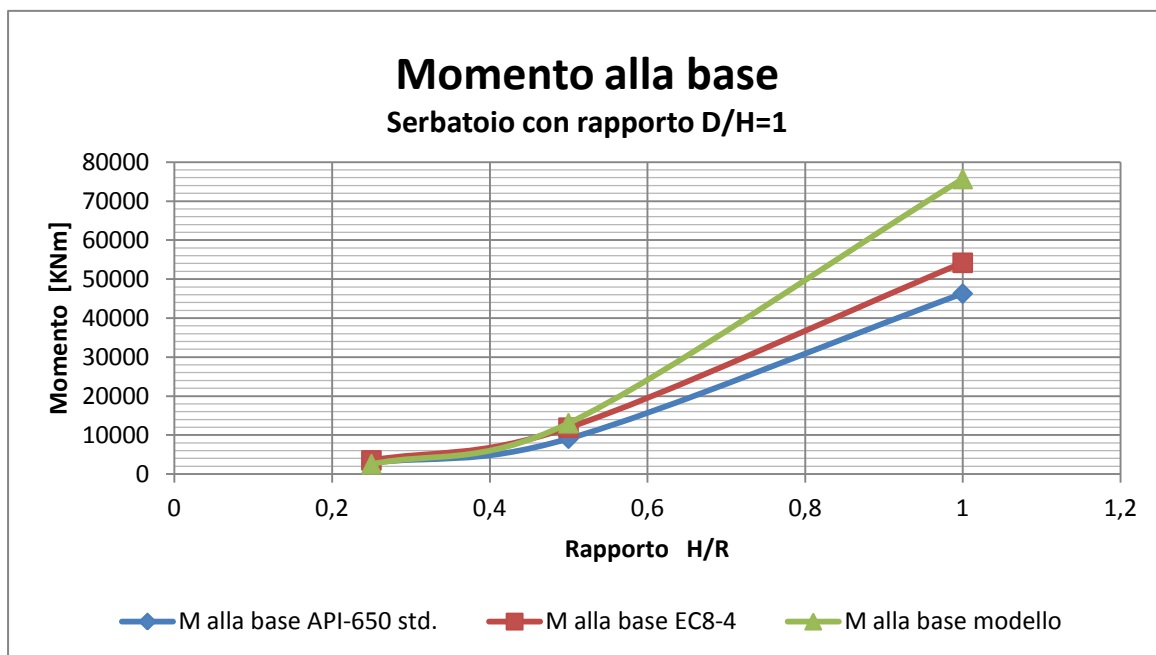


Fig. 8.49 – Grafico momento sopra alla base serbatoio D/H= 1

valori di H/R	Valori del momento per serbatoio con D/H=1 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
1	46300,111	54196,65206	75687,47
0,50	9093,9977	11913,72639	13056,0573
0,25	2887,631	3521,305241	2560,46497

Tab. 8.31 – Valori momento sopra alla base serbatoio D/H=1

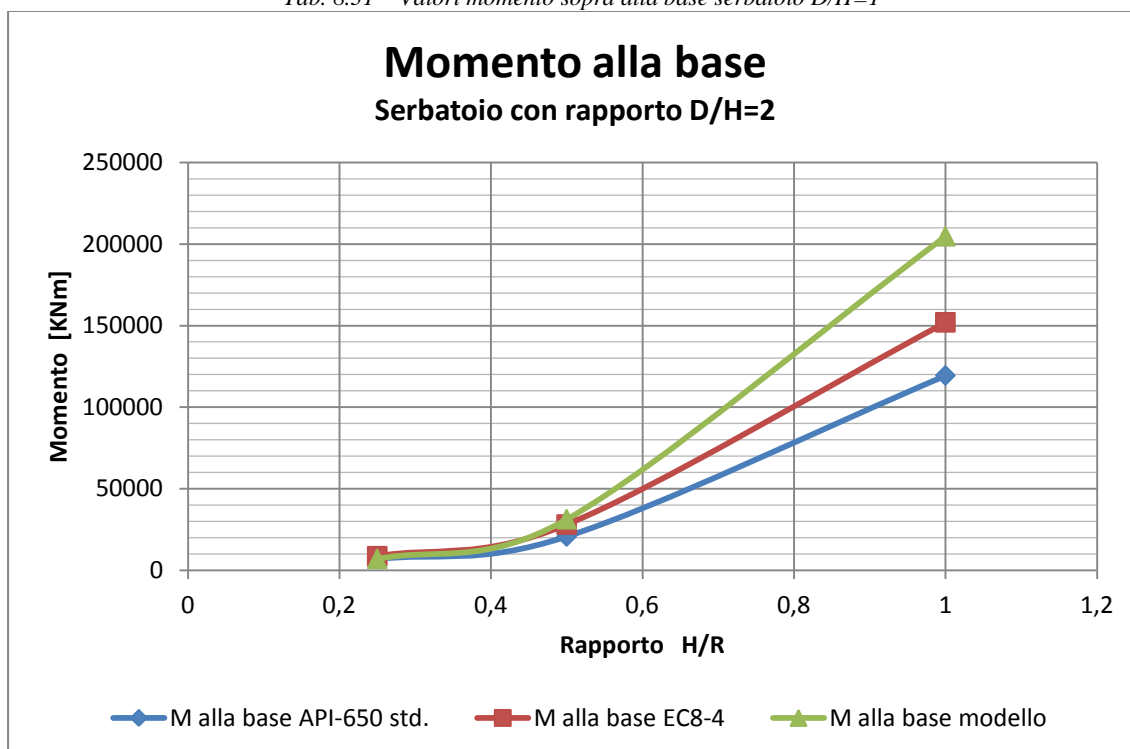


Fig. 8.50 Grafico momento sopra alla base serbatoio D/H=2

valori di H/R	Valori del momento per serbatoio con D/H=2 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
1	119394,06	151956,0434	204692,2589
0,50	20716,978	28052,67334	31314,91292
0,25	6846,1085	8629,949784	7040,96962

Tab. 8.32 – Valori momento sopra alla base serbatoio D/H=2

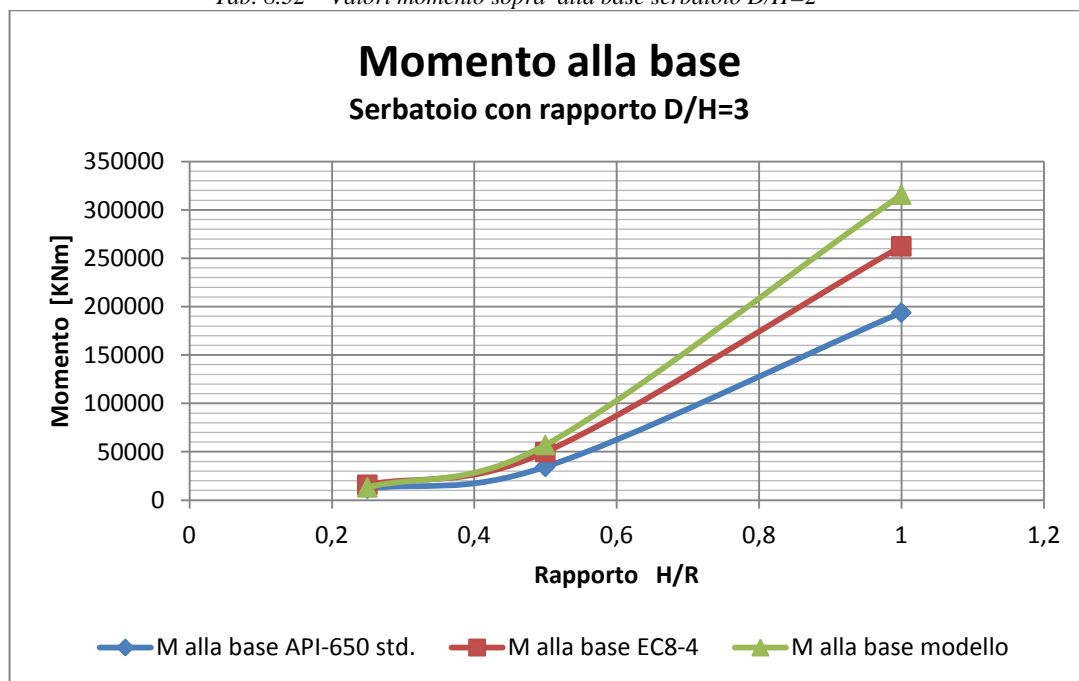


Fig. 8.51 – Grafico momento sopra alla base serbatoio D/H= 3

valori di H/R	Valori del momento per serbatoio con D/H=3 [KNm]		
	API-650	EC8-4	modello
1	193913,56	262435,2938	315910,6678
0,50	34530,228	49782,30868	57143,59636
0,25	11968,191	15923,03644	13307,4999

Tab. 8.33 – Valori momento sopra alla base serbatoio D/H=3

Come già anticipato si può notare come ovviamente ci sia una relazione diretta tra la quantità di liquido all'interno del serbatoio ed il corrispettivo valore del momento alla base calcolato numericamente.

Dagli estremi tra i valori del rapporto D/H, per i quali si sono inseriti gli andamenti del momento si nota come all'aumentare di questo parametro il momento alla base vada ad assestarsi secondo un andamento più simile a quello della normativa europea rispetto a quella americana. Anche se in realtà i valori ricavati numericamente risultano in modulo, maggiori in tutti i casi a quelli invece ottenuti numericamente.

Da mettere in evidenza come già detto in precedenza come il valore ottenuto con il serbatoio completamente pieno sia da non considerare affidabile a causa della elevata deformazione che contraddistingue la configurazione e porta quindi ad uno scostamento maggiore del valore



ricavato rispetto a quelli di normativa.

È stato possibile non procedere con l'inserimento del caso senza copertura poiché il caso esaminato rappresenta il peggior caso possibile, in quanto il carico aggiuntivo dato dalla copertura causa un aumento del momento calcolato alla base. L'andamento però presenta le medesime

#### 8.3.2.2.1. Considerazione sui risultati ottenuti

Come già detto sopra, dall'analisi dettagliata dell'andamento di questo parametro in funzione del rapporto di riempimento per i vari gradi di H/R, si è notato come per tutte le varie condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

Questo vale sia per la presenza o meno della copertura sia per il tipo di vincolo deciso alla base, se di semplice appoggio o fisso alla fondazione sottostante.

Nel confronto con la normativa, si vede come a causa della forzante sismica considerata, il valore ottenuto per i modelli vincolati sia maggiormente in linea con quelli della sovrastimante normativa europea, ed in molti casi sono così elevati da superare i valori dell'EC8-4.

Da notare come l'andamento del momento nelle varie configurazioni considerate presenti un'ampia variabilità, questo è dovuto essenzialmente al grado di sollevamento che interessa la struttura e porta variazione a questo parametro.

In particolare non sono da considerarsi completamente attendibili i risultati ottenuti dai modelli completamente pieni per i quali il sollevamento della base interessa una porzione troppo elevata, portando in alcuni casi fino al ribaltamento completo.

In linea generale comunque la sollecitazione troppo severa considerata genera un andamento del parametro che supera, in molti casi, anche quello della stessa normativa europea.

#### 8.3.3. Pressione di parallelo

Di seguito si inseriscono i risultati per quanto riguarda il valore della pressione di parallelo, calcolata in tutte le configurazioni prese in considerazione, i risultati saranno sempre paragonati a quelli ottenuti analiticamente dalla normativa.

Valori analitici che prevedono l'utilizzo della sola normativa americana, in quanto come già detto precedentemente quella europea non fornisce formulazione dirette per il calcolo delle pressioni che si sviluppano nel mantello.

##### 8.3.3.1. Pressione di parallelo in funzione del rapporto d/h per i vari valori di H/R

Per questo terzo parametro, si inizia con l'inserimento dei risultati ottenuti in termini di pressione di parallelo nel mantello. Si farà una distinzione per quanto interessa la configurazioni con vincolo fisso o appoggiato e tra quelle con copertura o semplicemente con il peso della stessa.

- Serbatoio ancorato con copertura

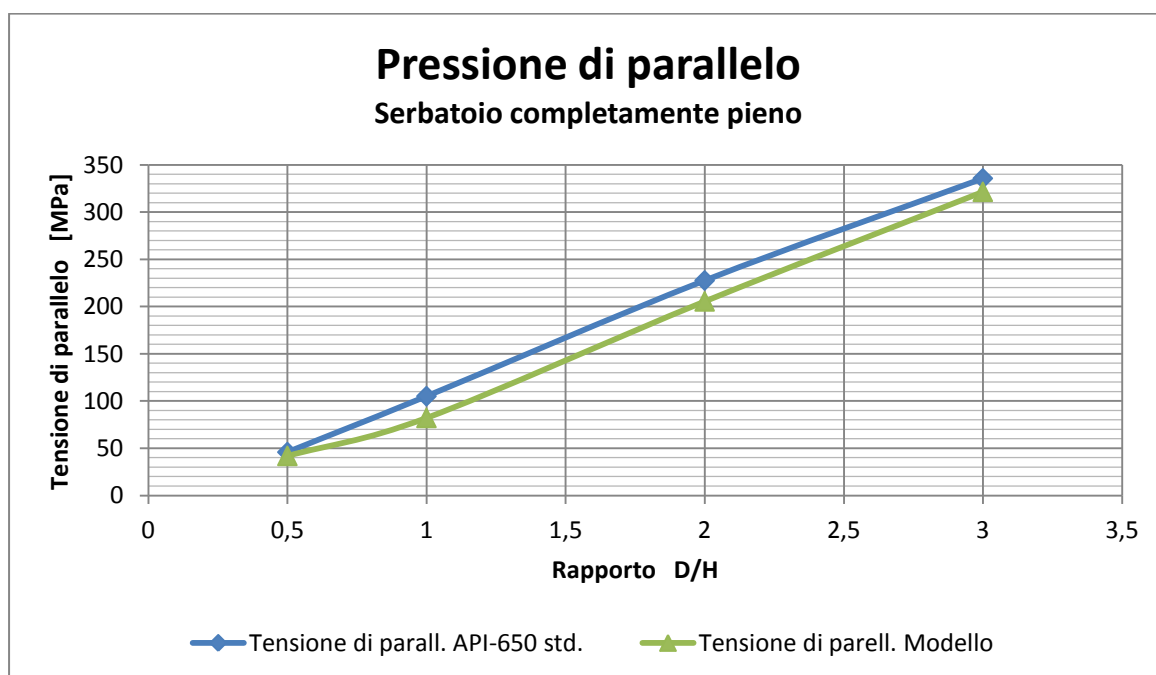


Fig. 8.52 – Grafico pressione di parallelo serbatoio completamente pieno

valori di D/H	tens. di paral. Serb. pieno [MPa]	
	API-650	modello
0,5	45,97876	41,98912
1	105,1501	82,21176
2	227,6936	205,5451
3	335,7868	321,5567

Tab. 8.34 – Valori momentopressione di parallelo serbatoio completamente pieno

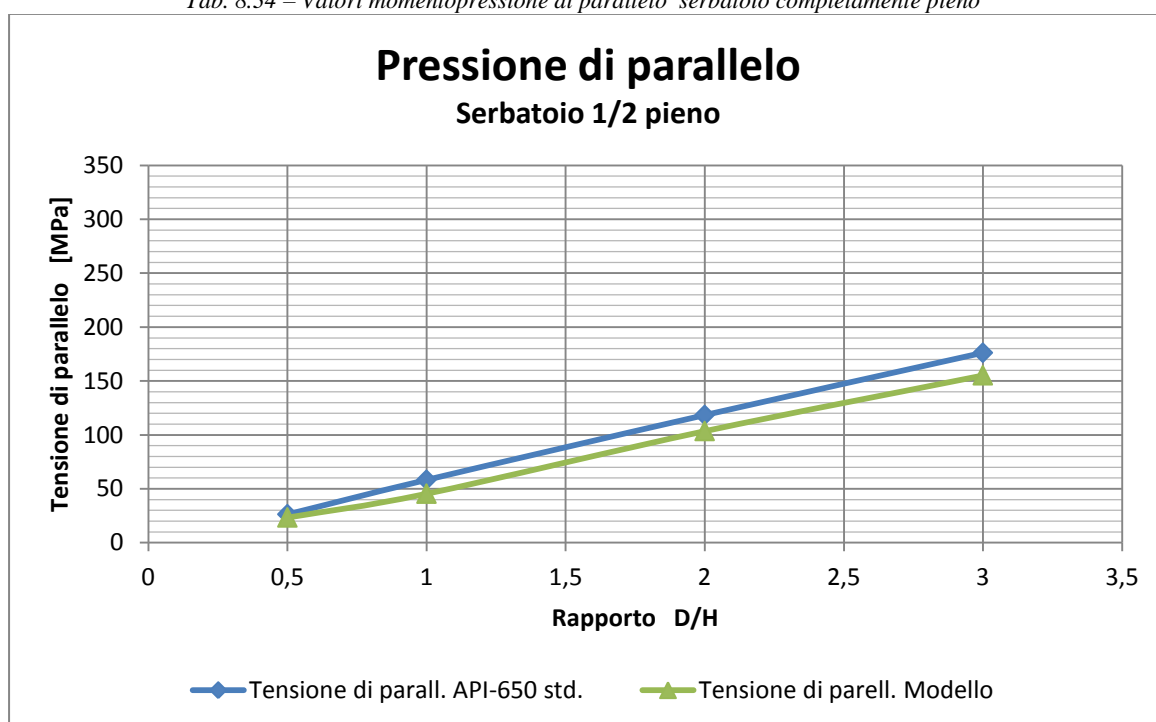


Fig. 8.53 Grafico pressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	tens. di paral. Serb. 1/2 pieno [MPa]	
	API-650	modello
0,5	47,39088	23,35886
1	49,56297	45,45114
2	48,52402	103,5424
3	47,93216	155,233

Tab. 8.35 – Valori pressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno

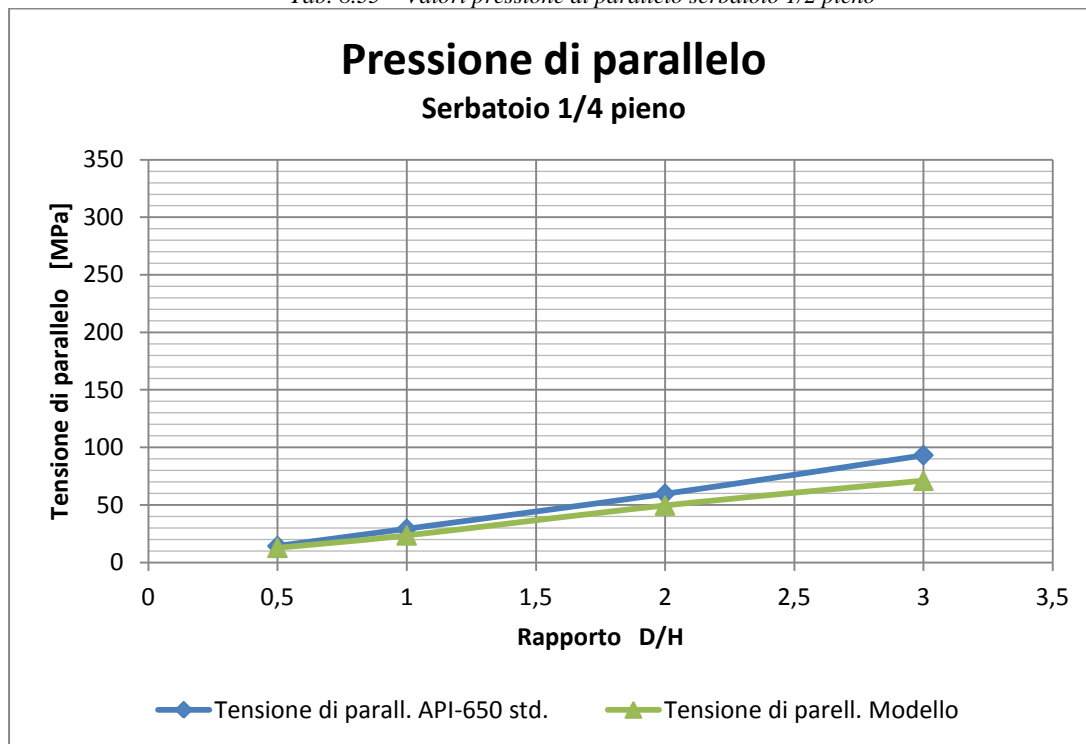


Fig. 8.54 graficopressione di parallelo serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	tens. di paral. Serb. 1/4 pieno [MPa]	
	API-650	modello
0,5	14,2116	12,74064
1	29,15419	23,51843
2	59,63825	49,44624
3	93,22006	70,98825

Tab. 8.36 – Valori pressione di parallelo serbatoio 1/4 pieno

Da come si può notare dai grafici sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto D/H, questa risulta essere come per i parametri precedenti di tipo diretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è essenzialmente governato dalla pressione idrostatica, quindi all'aumentare del liquido contenuto c'è un corrispettivo aumento della sollecitazione di parallelo.

Anche in questo caso come per i parametri precedenti la presenza della copertura non sembra essere così importante per quanto interessa l'intensità di questo valore (influisce come visto nel capitolo 7, nella sua distribuzione). Per questo motivo si è deciso di non inserire i grafici relativi al caso senza copertura. L'andamento anche in quel caso comunque segue in maniera fedele quello ricavato in via analitica.

- **Serbatoio appoggiato con copertura**

Prima dell'inserimento dei grafici per questa configurazione e della loro discussione, si mette in evidenza il fatto che non sono stati considerati nella valutazione della variazione di questo parametro i modelli per i quali con l'ultima iterazione di carico si è giunti al completo rovesciamento della struttura in quanto avrebbero potuto modificare in maniera sostanziale l'andamento della pressione esaminato.

In particolare non si sono presi in considerazione tutti i modelli completamente pieni di fluido.

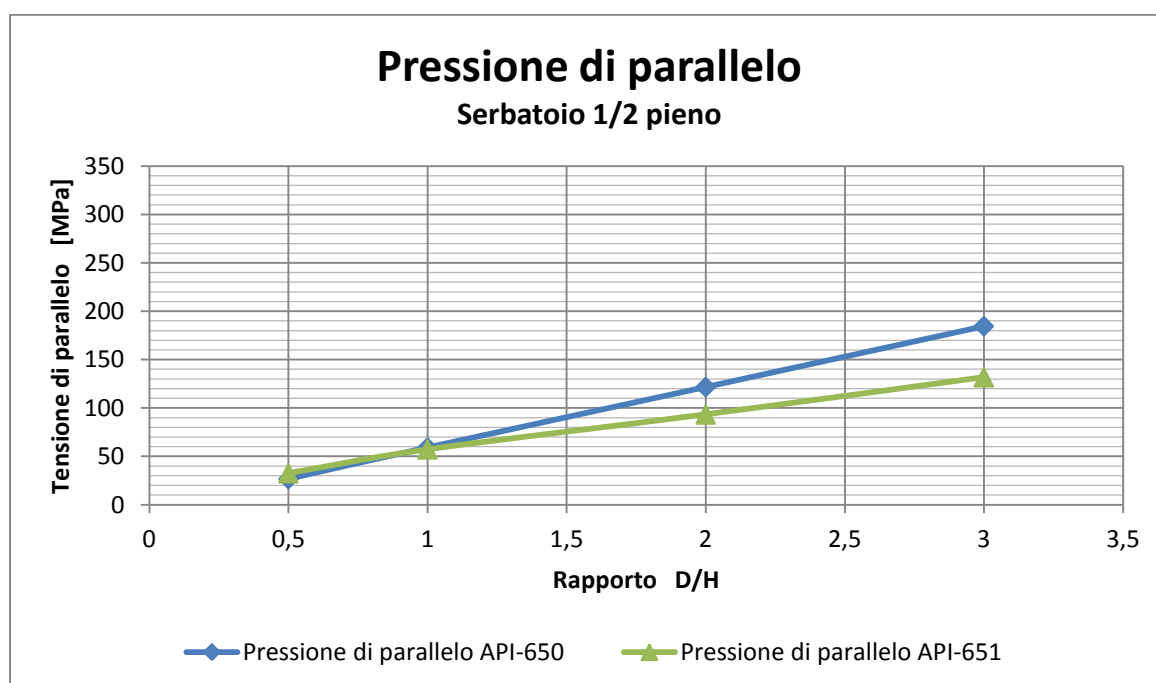


Fig. 8.55 – Grafico pressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	tens. di paral. Serb. 1/2 pieno [MPa]	
	API-650	modello
0,5	26,49579	32,5883
1	59,04895	57,20404
2	121,5946	93,36789
3	184,4836	131,7938

Tab. 8.37– Valori momentopressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno

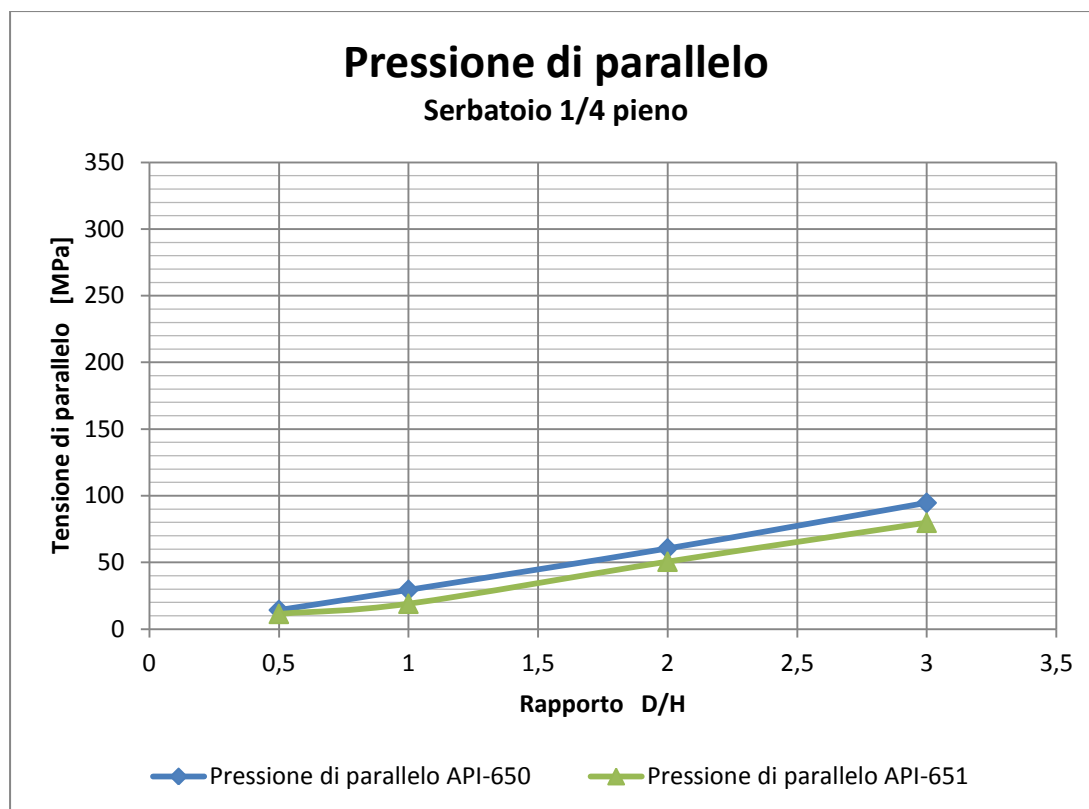


Fig. 8.56 Grafico pressione di parallelo serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	tens. di paral. Serb. 1/2 pieno [MPa]	
	API-650	modello
0,5	14,27522	11,41957
1	29,39415	19,02694
2	60,4577	50,54345
3	94,66993	79,74994

Tab. 8.38 – Valori pressione di parallelo serbatoio 1/4 pieno

Da come si può notare dai grafici sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto D/H, questa risulta essere come per i parametri precedenti di tipo diretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è essenzialmente governato dalla pressione idrostatica, quindi all'aumentare del liquido contenuto c'è un corrispettivo aumento della sollecitazione di parallelo.

Anche in questo caso come per i parametri precedenti la presenza della copertura non sembra essere così importante per quanto interessa l'intensità di questo valore (influisce come visto nel capitolo 7, nella sua distribuzione). Per questo motivo si è deciso di non inserire i grafici relativi al caso senza copertura. L'andamento anche in quel caso comunque segue in maniera fedele quello ricavato in via analitica.

In particolare la differenza fra le due configurazioni con rigidità differente porta ad una piccolo

aumento della pressione registrata, infatti a causa della basso grado di rigidità che è in grado di offrire il modello senza copertura, si ha in quel caso un sollevamento di entità maggiore ma che interessa una porzione più limitata di mantello in quanto non è presente l'elemento in grado di permettere un'adeguata redistribuzione della pressione.

Questo fenomeno porta quindi all'aumento del modulo della pressione rispetto al caso precedente, per la minor superficie di mantello interessata.

Visto che però l'andamento è del tutto simile a quello per il caso sopra illustrato, si inseriscono di seguito solamente le tabelle relative alle pressioni rilevate con e senza copertura per far meglio capire quale sia la differenza che si è notata.

valori di D/H	tens. di paral. Serb. 1/2 pieno [MPa]	
	API-650	modello
0,5	26,49579	32,5883
1	59,04895	57,20404
2	121,5946	93,36789
3	184,4836	131,7938

*Tab. 8.39 – Valori pressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno con copertura*

valori di D/H	tens. di paral. Serb. 1/2 pieno [MPa]	
	API-650	modello
0,5	26,49579	31,68842
1	60,98507	55,63567
2	121,5946	108,1185
3	184,4836	154,9728

*Tab. 8.40 – Valori pressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno senza copertura*

### 8.3.3.1.1. Considerazione sui risultati ottenuti

Come precedentemente detto si è quindi visto come il parametro preso in esame in questo caso segui in tutte le configurazioni studiate i valori calcolati analiticamente.

Nei confronti della variazione del parametro D/H si è evidenziata una relazione di tipo diretto, che porta la tensione di parallelo ad aumentare, all'aumentare delle dimensioni del serbatoio.

La variazione, al variare della rigidità della struttura, a causa della presenza o meno della copertura, come visto sopra porta ad un cambiamento non sostanziale nel modulo del valore analizzato.

### 8.3.3.2. Pressione di parallelo in funzione del rapporto h/r per i vari valori di D/H

Come già enunciato nel caso analizzato precedentemente, si nota che all'aumentare del grado di riempimento, ci sia un pari aumento della pressione di parallelo, questo è chiaramente dovuto all'aumento del liquido all'interno del serbatoio che fa sì che la pressione di parallelo aumenti.

A titolo di esempio si inseriscono di seguito i grafici relativi ai soli casi relativi alle configurazioni appoggiato ed ancorato senza copertura in quanto anche per quanto visto precedentemente il valore della pressione di parallelo risulta avere il suo valore maggiore in questa configurazione per il caso appoggiato, e vista l'indifferenza nel caso ancorato, l'omissione è permessa.

In particolare si inseriscono solo ed esclusivamente gli andamenti delle pressioni per i soli casi limite dell'intervallo di variazione considerato. Per i casi non inseriti si denota un andamento del

tutto simile a quelli sotto riportati.

- **Serbatoio ancorato senza copertura**

Visto l'andamento costante che si è ravvisato, al variare del rapporto D/H si inseriscono di seguito i grafici relativi esclusivamente ai due estremi del parametro.

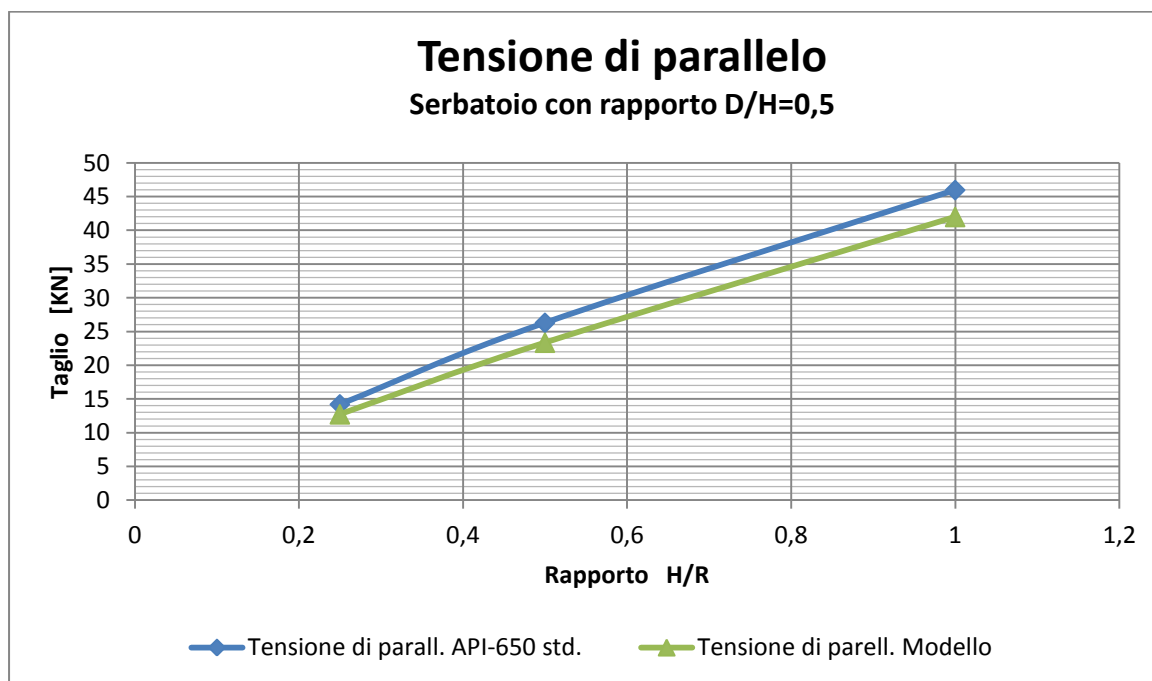


Fig. 8.57 – Grafico pressione di parallelo serbatoio D/H=0,5

valori di H/R	tens. di paral. Serb. D/H=0,5 [MPa]	
	API-650	modello
1	45,97876	41,99222
0,50	26,29832	23,35875
0,25	14,2116	12,74006

Tab. 8.41– Valori momentoppressione di parallelo serbatoio D/H=0,5

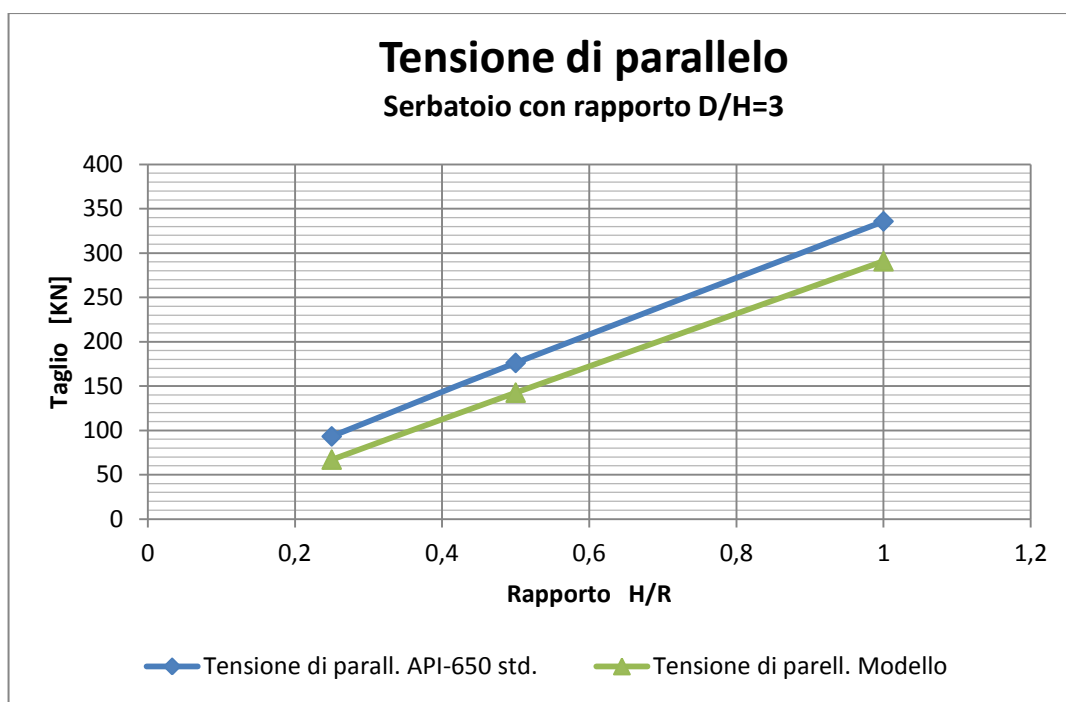


Fig. 8.58 Grafico pressione di parallelo serbatoio D/H=3

valori di H/R	tens. di paral. Serb. D/H= 3 [MPa] API-650	modello
1	335,7868	290,8055
0,50	176,1282	142,5794
0,25	93,22006	67,08629

Tab. 8.42 – Valori pressione di parallelo serbatoio D/H=3

Da come si può notare dai grafici sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto H/R, questa risulta essere ,come per i parametri precedenti, di tipo diretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è essenzialmente governato dalla pressione idrostatica, quindi all'aumentare del liquido contenuto c'è un corrispettivo aumento della sollecitazione di parallelo.

Anche in questo caso come per i parametri precedenti la presenza della copertura non sembra essere così importante per quanto interessa l'intensità di questo valore (influisce come visto nel capitolo 7, nella sua distribuzione). Per questo motivo si è deciso di non inserire i grafici relativi al caso con copertura. L'andamento anche in quel caso comunque segue in maniera fedele quello ricavato in via analitica.



- Serbatoio appoggiato senza copertura

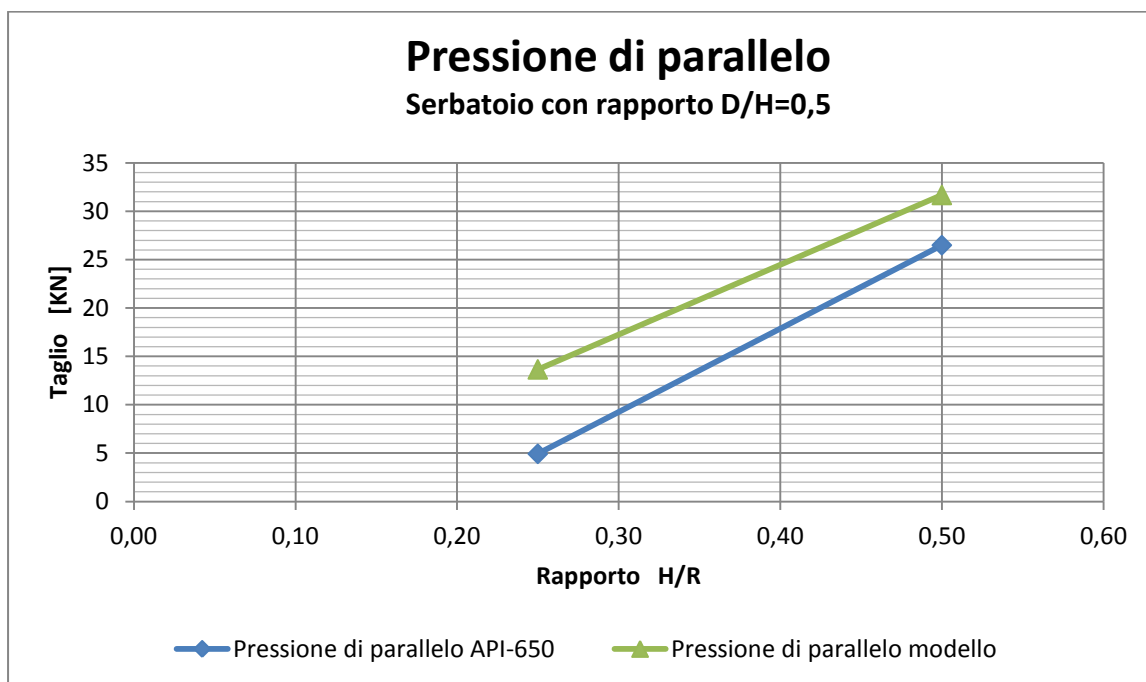


Fig. 8.59 – Grafico pressione di parallelo serbatoio D/H=0,5

valori di H/R	tens. di paral. Serb. D/H=0,5 [MPa]	
	API-650	modello
0,50	26,49579	31,68842
0,25	4,932526	13,66035

Tab. 8.43– Valori momentopressione di parallelo serbatoio D/H=0,5

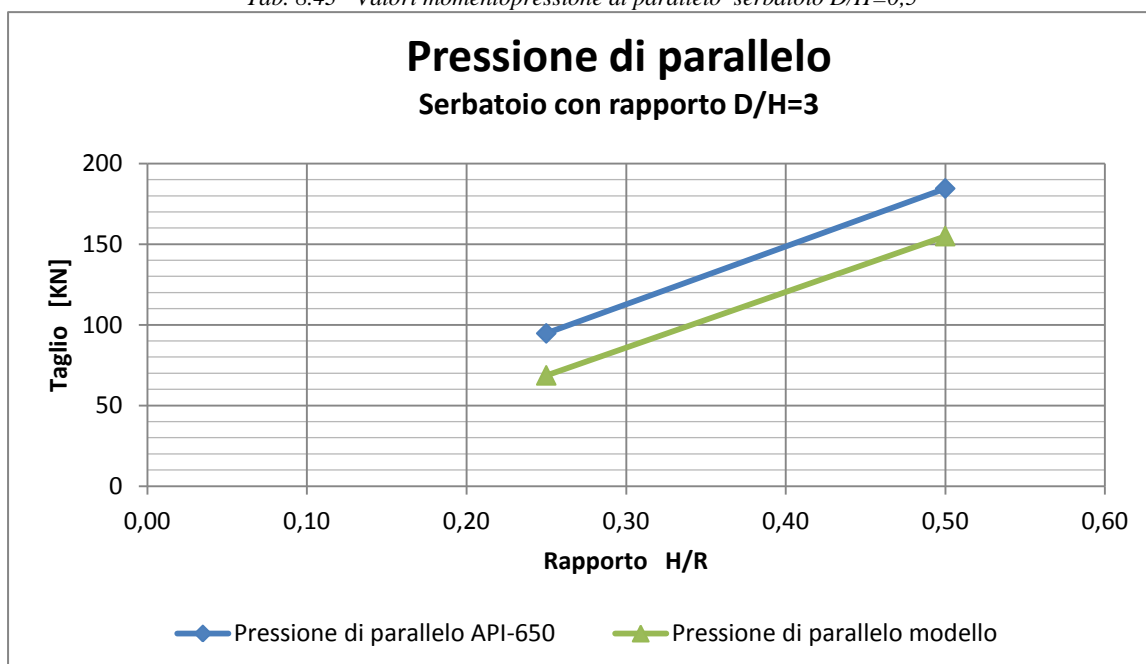


Fig. 8.60 Grafico pressione di parallelo serbatoio D/H=3

valori di H/R	tens. di paral. Serb. D/H=3 [MPa]	
	API-650	modello
0,50	184,4836	154,9728
0,25	94,66993	68,64203

Tab. 8.44 – Valori pressione di parallelo serbatoio D/H=3

Da come si può notare dai grafici sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto H/R, questa risulta essere, come per i parametri precedenti, di tipo diretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è essenzialmente governato dalla pressione idrostatica, quindi all'aumentare del liquido contenuto c'è un corrispettivo aumento della sollecitazione di parallelo.

Anche in questo caso come per i parametri precedenti la presenza della copertura non sembra essere così importante per quanto interessa l'intensità di questo valore (influisce come visto nel capitolo 7, nella sua distribuzione). Per questo motivo si è deciso di non inserire i grafici relativi al caso con copertura. L'andamento anche in quel caso comunque segue in maniera fedele quello ricavato in via analitica.

Dal confronto con il caso ancorato si nota il medesimo andamento, ed anche la una parità tra i valori ricavati, che mostra come anche questo cambiamento della configurazione non influenzi in maniera sostanziale il valore di questa particolare sollecitazione.

### 8.3.3.2.1. Considerazione sui risultati ottenuti

Come già enunciato nel caso analizzato precedentemente, si nota che all'aumentare del rapporto D/H, ci sia un parimenti aumento della pressione di parallelo, questo è chiaramente dovuto all'aumento del liquido all'interno del serbatoio che fa sì che la pressione di parallelo aumenti.

Come precedentemente detto si è quindi visto come il parametro preso in esame in questo caso segui in tutte le configurazioni studiate i valori calcolati analiticamente.

Nei confronti della variazione del parametro H/R si è evidenziata una relazione di tipo diretto, che porta la tensione di parallelo ad aumentare, all'aumentare della quantità di liquido contenuta all'interno del serbatoio.

La variazione, al variare della rigidità della struttura, a causa della presenza o meno della copertura, come visto sopra porta ad un cambiamento non sostanziale nel modulo del valore analizzato. Stesso comportamento di non sostanziale variabilità è stato notato anche al variare del tipo di vincolo considerato alla base.

### 8.3.4. Pressione di meridiano

Di seguito si inseriscono i risultati per quanto riguarda il valore del taglio alla base calcolato in tutte le configurazioni prese in considerazione, i risultati saranno sempre paragonati a quelli ottenuti analiticamente dalla normativa.

Valori analitici che prevedono l'utilizzo della sola normativa americana, in quanto come già detto precedentemente quella europea non fornisce formulazione dirette per il calcolo delle pressioni che si sviluppano nel mantello.

#### 8.3.4.1. Pressione di meridiano in funzione del rapporto d/h per i vari valori di H/R

Per questo terzo parametro, si inizia con l'inserimento dei risultati ottenuti in termini di pressione di parallelo nel mantello. Si farà una distinzione per quanto interessa la configurazioni con vincolo fisso o appoggiato e tra quelle con copertura o semplicemente con il peso della stessa.

- **Serbatoio ancorato con copertura**

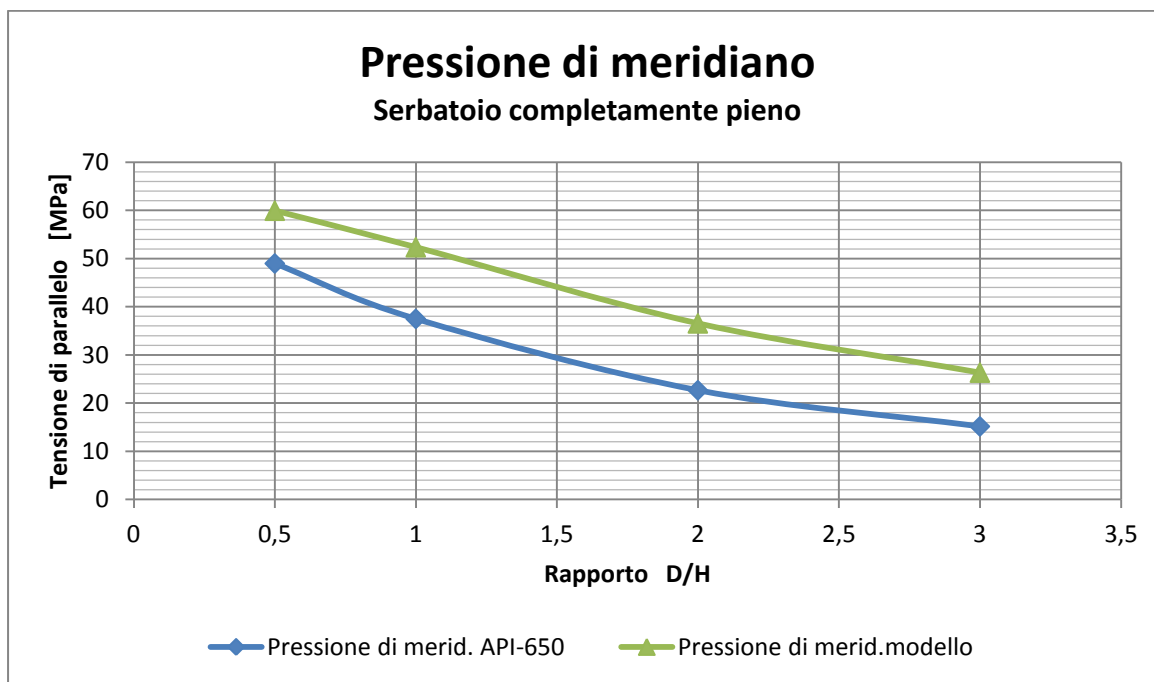


Fig. 8.59 – Grafico pressione di meridiano serbatoio completamente pieno

valori di D/H	tens. di merid. Serb. pieno [MPa]	
	API-650	modello
0,5	48,968474	59,91896
1	37,473941	52,33775
2	22,652146	36,53072
3	15,149725	26,31396

Tab. 8.43 – Valori momentoppressione di parallelo serbatoio completamente pieno

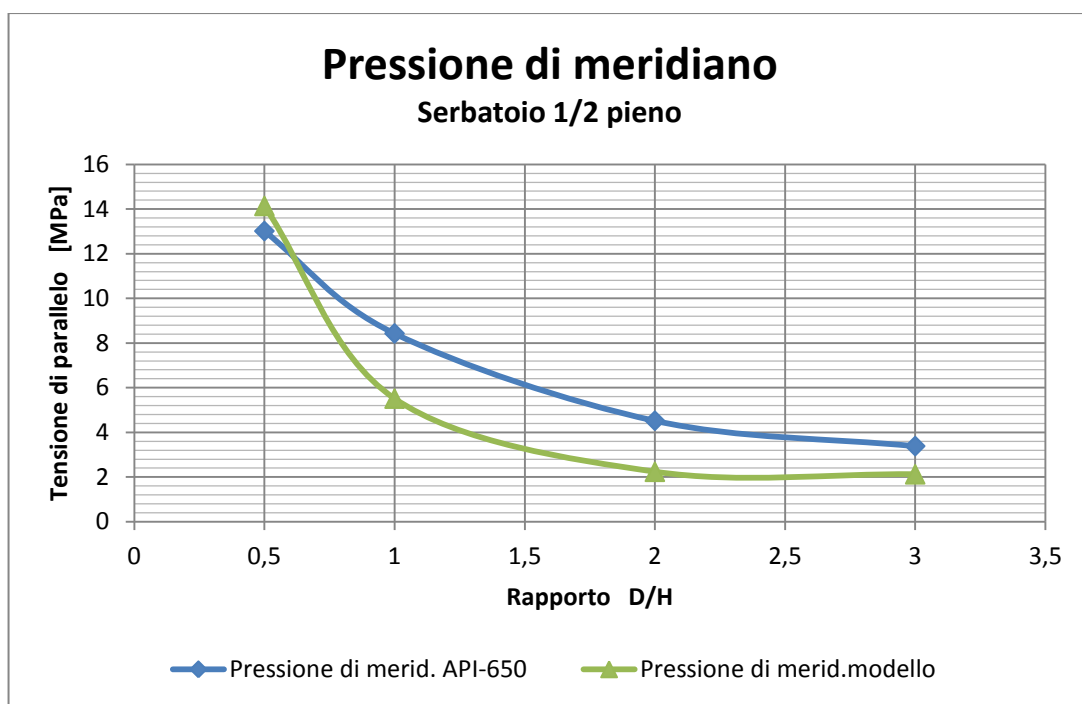


Fig. 8.60 Grafico pressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	tens. di merid. Serb. 1/2 pieno	
	API-650	modello
0,5	13,01505	14,1397
1	8,429965	5,512084
2	4,521778	2,235276
3	3,385397	2,1234

Tab. 8.44 – Valori pressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno

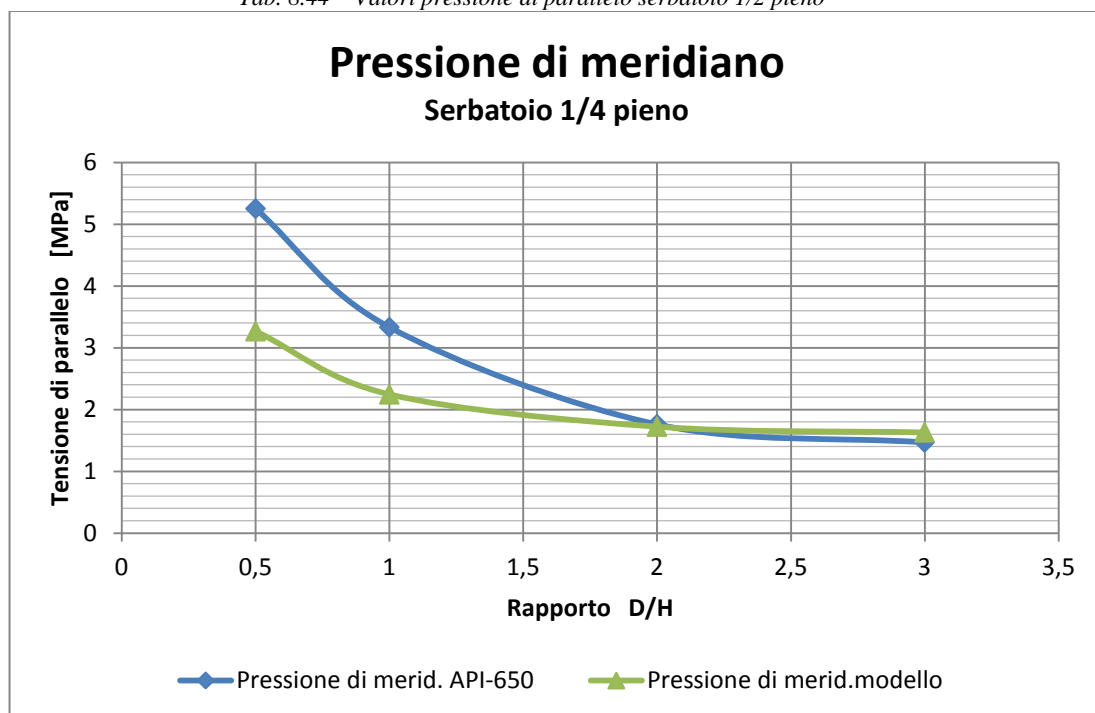


Fig. 8.61 graficopressione di parallelo serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	tens. di merid. Serb. 1/4 pieno [MPa]	
	API-650	modello
0,5	5,2507868	3,265698
1	3,3308862	2,244767
2	1,7577089	1,721936
3	1,4664603	1,62877

Tab. 8.45– Valori pressione di parallelo serbatoio 1/4 pieno

Da come si può notare dai grafici sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento, per i due gradi di riempimento minori.

Al contrario per il caso completamente pieno, si registrano invece risultati numerici superiori rispetto a quelli analitici, questo potrebbe essere dovuto all'intensità molo severa presa in considerazione nell'analisi, che si trasforma a causa dell'azione del liquido in una pressione di meridiano molto elevata. La differenza comunque non supera mai il 20% del valore di normativa.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto D/H, questa risulta essere, al contrario di tutti gli altri parametri precedentemente analizzati, di tipo indiretto. Per questo motivo si avrà una riduzione della pressione di meridiano all'aumentare del raggio del serbatoio (a parità di raggio come è stato considerato in questo lavoro).

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è collegato all'estensione della circonferenza del mantello sul quale agisce quindi, all'aumentare di questa dimensione, si avrà una riduzione del modulo di questo sforzo.

- **Serbatoio ancorato senza copertura**

Per quanto interessa la configurazione ancorata senza copertura, per il parametro in esame si nota un leggera diminuzione del suo valore assoluto.

Questo è dovuto alla mancanza della copertura, che non insite sul mantello, nello stesso tempo però si potrebbe notare (aggiungendo nel modello una condizione di carico del tutto simile a quello dovuto dalla copertura, ved. 7.4.4.1.2), che la mancanza dell'elemento irrigidente, come già detto non permette un'efficace redistribuzione dello sforzo nel mantello, aumentandone se pur di poco il valore assoluto. La diminuzione del valore totale, mostra come sia preponderante il contributo del peso della copertura.

La differenza è sempre molto limitata, raggiungerà il suo massimo nella configurazione di maggior diametro dove ovviamente il peso della copertura è maggiormente influenzante.

L'andamento in generale risulta seguire quello del caso sopra riportato per il massimo riempimento e per quello con riempimento medio, ma cambierà leggermente nel caso con meno fluido.

Questo è dovuto appunto al poco liquido contenuto, che fa sì che il contributo più importante sia dato dalla copertura stessa. Si inserisce di seguito il grafico relativo a questo unico caso, per il quale si è registrato questo andamento differente.

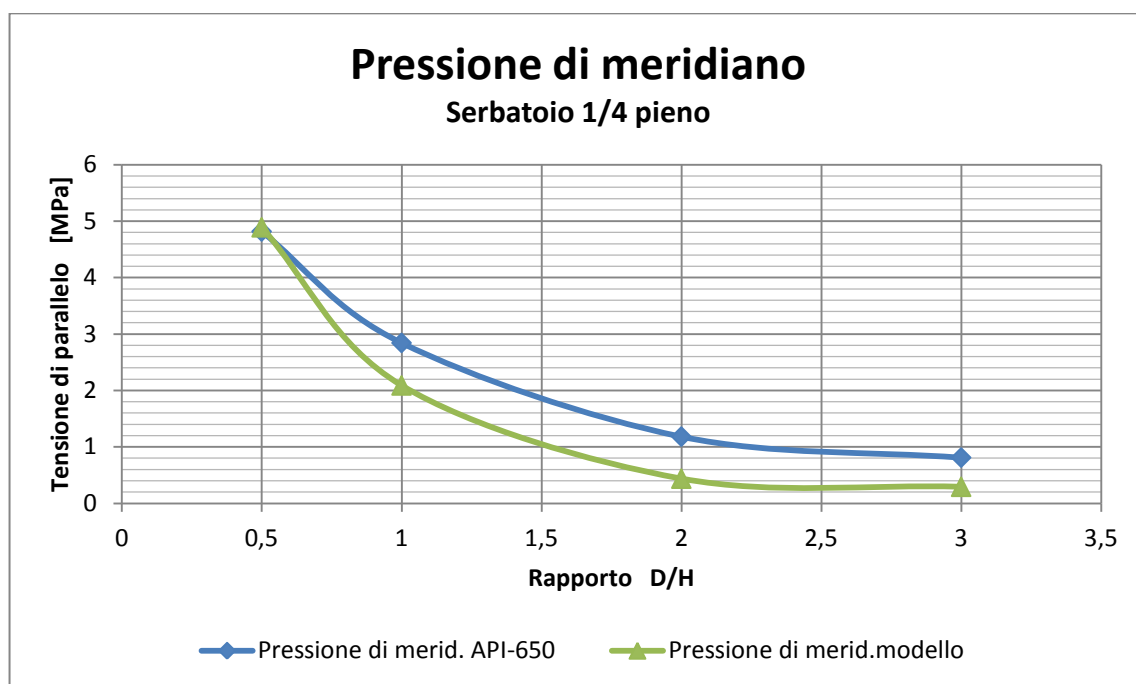


Fig. 8.62 – Grafico pressione di meridiano serbatoio completamente pieno

valori di D/H	tens. di merid. Serb. 1/4 pieno	
	API-650	modello
0,5	4,816328	4,890495
1	2,842148	2,088349
2	1,181795	0,436744
3	0,810034	0,292663

Tab. 8.46 – Valori momentoppressione di parallelo serbatoio completamente pieno

Come sopra descritto si nota una diminuzione dello sforzo di meridiano nel mantello, rispetto al caso con la copertura, lo scarto tra i due valori risulta aumentare in maniera diretta all'aumentare del diametro del serbatoio, e quindi all'aumentare del peso della copertura.

Vista la poca differenza ritrovata, come nel caso precedente anche in questo si ravvisa un andamento del tutto in linea con quello della normativa americana.

- **Serbatoio appoggiato con copertura**

Prima dell'inserimento dei grafici per questa configurazione e della loro discussione, si mette in evidenza il fatto che non sono stati considerati nella valutazione della variazione di questo parametro i modelli per i quali con l'ultima iterazione di carico si è giunti al completo rovesciamento della struttura in quanto avrebbero potuto modificare in maniera sostanziale l'andamento della pressione esaminato.

In particolare non si sono presi in considerazione tutti i modelli completamente pieni di fluido.

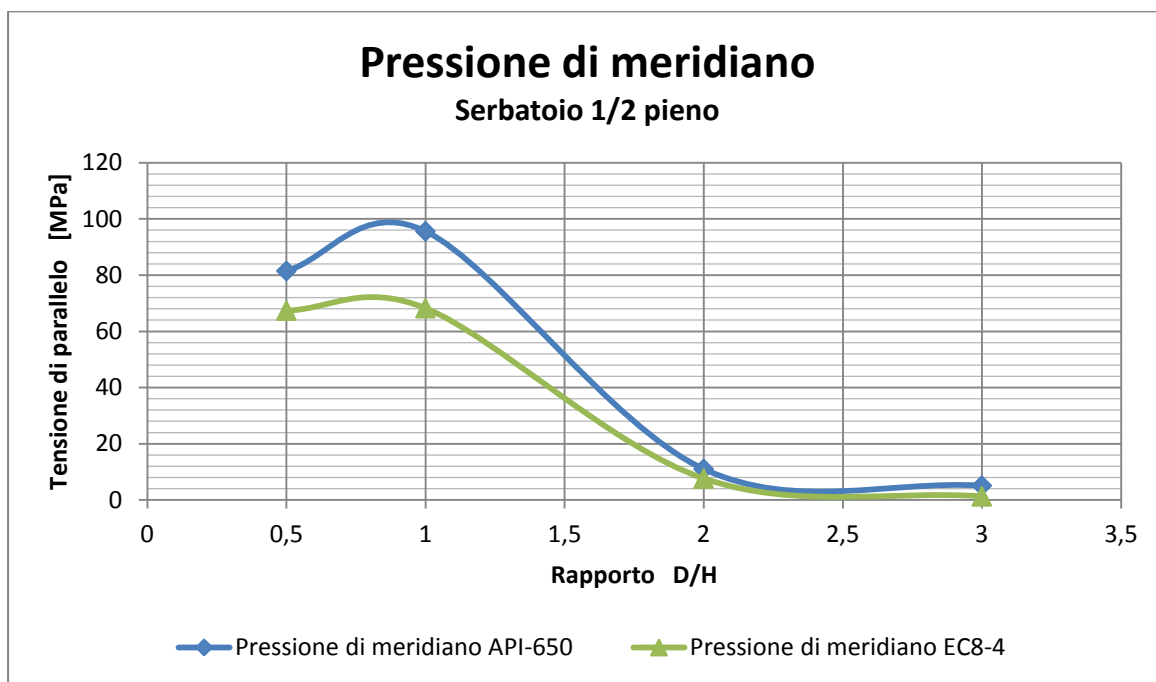


Fig. 8.63 – Grafico pressione di meridiano serbatoio 1/2 pieno

valori di D/H	tens. di merid. Serb. 1/2 pieno	
	API-650	modello
0,5	81,456	67,37089
1	95,56682	68,2362
2	10,987	7,614054
3	5,099211	1,290516

Tab. 8.47 – Valori momentopressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno

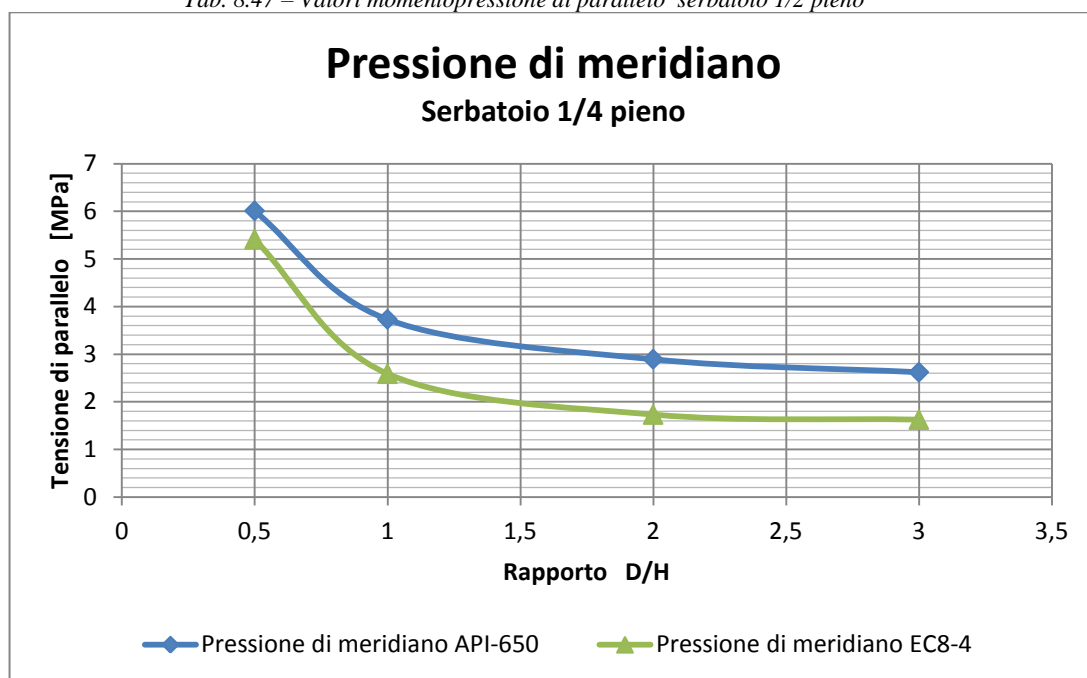


Fig. 8.64 Grafico pressione di parallelo serbatoio 1/4pieno

valori di D/H	tens. di merid. Serb. 1/4 pieno	
	API-650	modello
0,5	6,009316	5,414042
1	3,730187	2,587547
2	2,891938	1,730049
3	2,619868	1,623436

Tab. 8.48 – Valori pressione di parallelo serbatoio 1/4 pieno

Da come si può notare dai grafici sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto D/H, questa risulta essere, al contrario dei parametri precedenti di tipo indiretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è collegato all'estensione della circonferenza del mantello sul quale agisce quindi, all'aumentare di questa dimensione, si avrà una riduzione del modulo di questo sforzo.

Rispetto al caso ancorato si nota un aumento del modulo del parametro analizzato questo come detto è dato dal sollevamento della struttura stessa che provoca una riduzione della superficie di mantello a contatto con il terreno e quindi una minor superficie nella quale si possa ridistribuire la pressione considerata.

Al contrario del caso precedente, vista l'importanza del peso della copertura e del suo contributo in rigidità non è stato possibile omettere la trattazione del caso senza copertura.

- **Serbatoio appoggiato senza copertura**

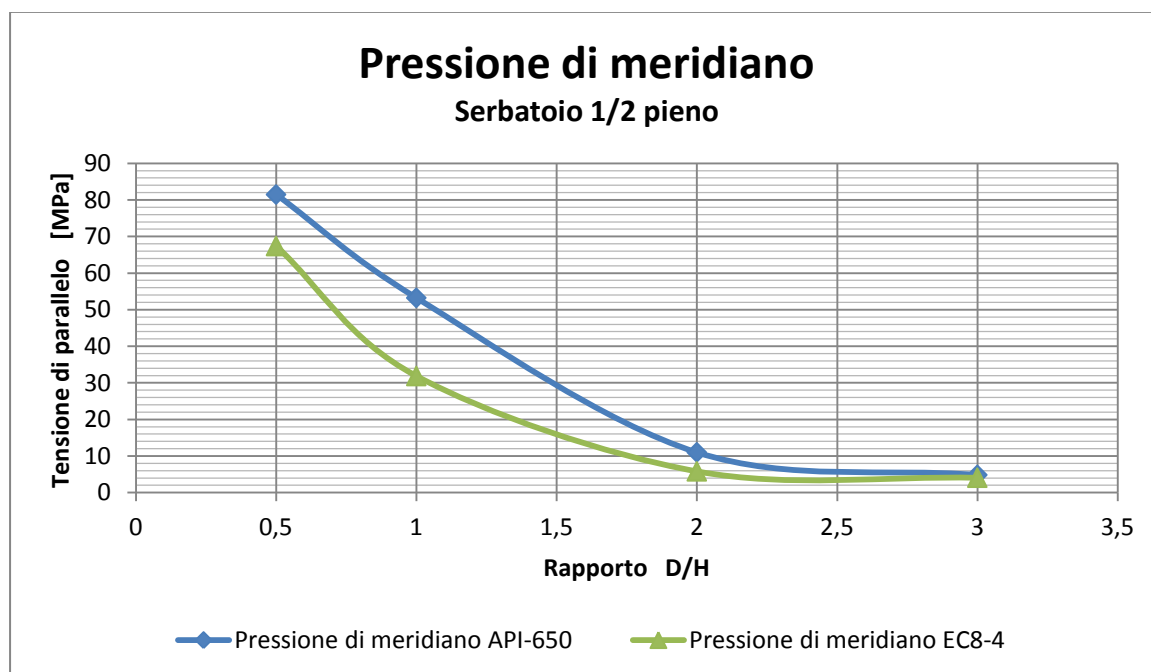


Fig. 8.65 – Grafico pressione di meridiano serbatoio 1/2 pieno



valori di D/H	tens. di merid. Serb. 1/2 pieno	
	API-650	modello
0,5	81,456	67,37089
1	53,20922	31,84804
2	10,987	5,804044
3	4,817427	4,059964

Tab. 8.49 – Valori momentopressione di parallelo serbatoio 1/2 pieno

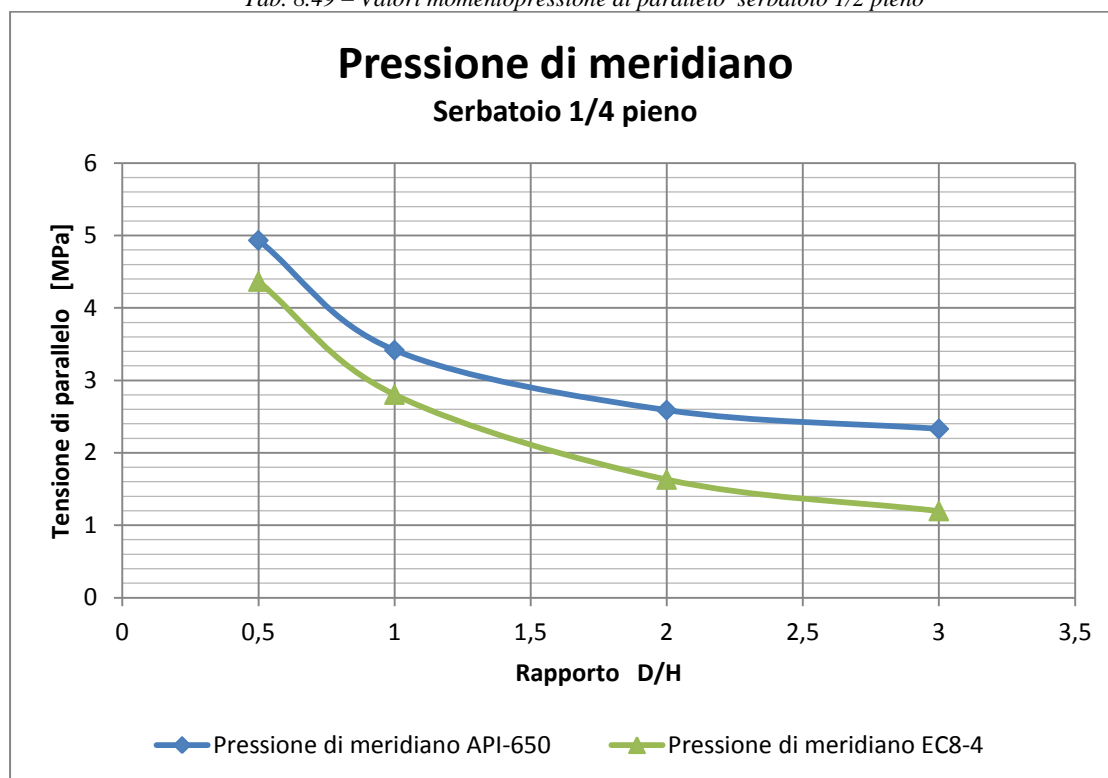


Fig. 8.66 Grafico pressione di parallelo serbatoio 1/4 pieno

valori di D/H	tens. di merid. Serb. 1/4 pieno	
	API-650	modello
0,5	4,932526	4,364387
1	3,415934	2,803756
2	2,588219	1,631597
3	2,329449	1,196247

Tab. 8.50 – Valori pressione di parallelo serbatoio 1/4 pieno

Da come si può notare dai grafici sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto D/H, questa risulta essere, al contrario dei parametri precedenti di tipo indiretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è collegato all'estensione della circonferenza del mantello sul quale agisce quindi, all'aumentare di questa dimensione, si avrà una riduzione del modulo di questo sforzo.

Per quanto interessa la configurazione ancorata senza copertura, per il parametro in esame si nota un leggera diminuzione del suo valore assoluto.

Per quanto interessa la configurazione in esame, si nota un leggera diminuzione del valore assoluto della pressione di meridiano.

Questo è dovuto alla mancanza della copertura, che non insiste sul mantello, nello stesso tempo però si potrebbe notare (aggiungendo nel modello una condizione di carico del tutto simile a quello dovuto dalla copertura, ved. 7.4.4.2.2), che la mancanza dell'elemento irrigidente, come già detto non permette un'efficace redistribuzione dello sforzo nel mantello, aumentandone se pur di poco il valore assoluto. La diminuzione del valore totale, mostra come sia preponderante il contributo del peso della copertura.

La differenza è sempre molto limitata, raggiungerà il suo massimo nella configurazione di maggior diametro dove ovviamente il peso della copertura è maggiormente influenzante.

#### 8.3.4.1.1. Considerazioni sui risultati ottenuti

Come precedentemente detto si è quindi visto come il parametro preso in esame in questo caso segui in tutte le configurazioni studiate i valori calcolati analiticamente.

Nei confronti della variazione del parametro D/H si è evidenziata una relazione di tipo indiretto, che porta la tensione di meridiano a diminuire, all'aumentare delle dimensioni del serbatoio.

La variazione, al variare della rigidità della struttura, a causa della presenza o meno della copertura, come visto sopra porta ad un cambiamento, ed in particolare porta ad una riduzione del valore considerato, a causa della assenza del peso della copertura gravante sul mantello.

L'aumento che si dovrebbe avere invece per la mancata presenza del vincolo fisso alla base, non si è registrato in quanto risulta preponderante il contributo del peso della copertura.

#### 8.3.4.2. Pressione di meridiano in funzione del rapporto h/r per i vari valori di D/H

Come già enunciato nel caso analizzato precedentemente, si nota che all'aumentare del grado di riempimento, ci sia un pari aumento della pressione di parallelo, questo è chiaramente dovuto all'aumento del liquido all'interno del serbatoio che fa sì che la pressione di parallelo aumenti.

A titolo di esempio si inseriscono di seguito i grafici relativi ai soli casi relativi alle configurazioni appoggiato ed ancorato con copertura in quanto anche per quanto visto precedentemente il valore della pressione di meridiano risulta avere il suo valore maggiore in questa configurazione, sia per il caso appoggiato, che per quello ancorato, l'omissione è permessa.

In particolare si inseriscono solo ed esclusivamente gli andamenti delle pressioni per i soli casi limite dell'intervallo di variazione considerato. Per i casi non inseriti si denota un andamento del tutto simile a quelli sotto riportati.

• Serbatoio ancorato con copertura

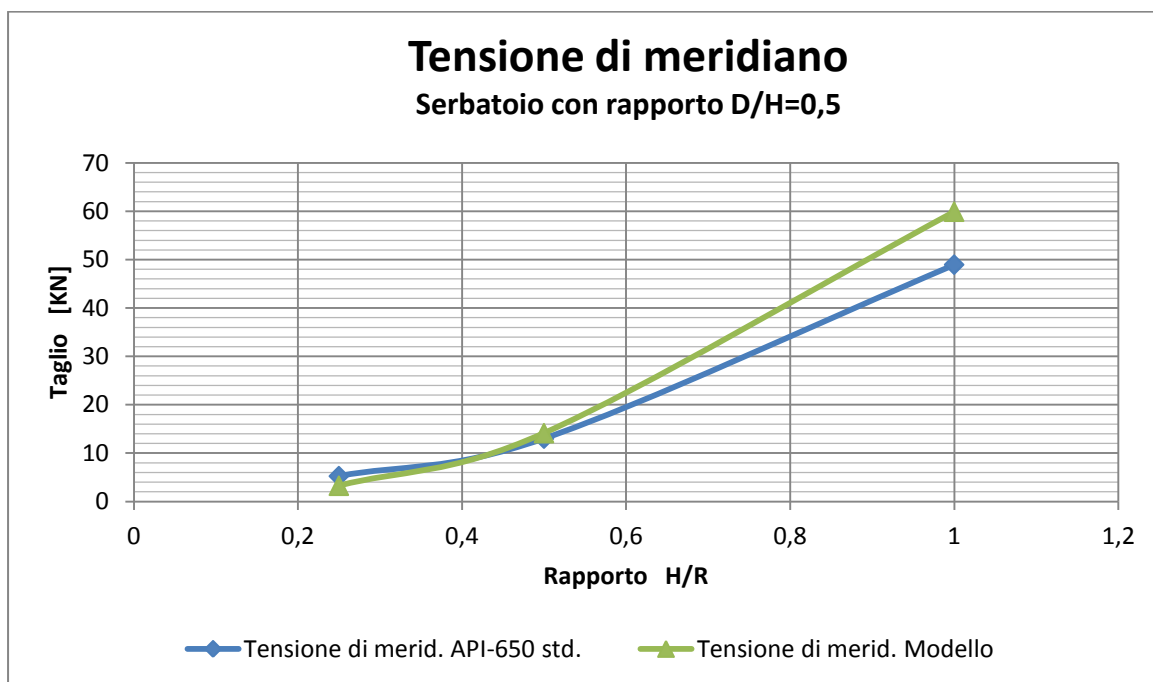


Fig. 8.67 – Grafico pressione di meridiano serbatoio D/H=0,5

valori di H/R	tens. di merid. Serb. D/H=0,5	
	API-650	modello
1	48,96847	59,91896
0,50	13,01505	14,1397
0,25	5,250787	3,265698

Tab. 8.51– Valori momentopressione di meridiano serbatoio D/H=0,5

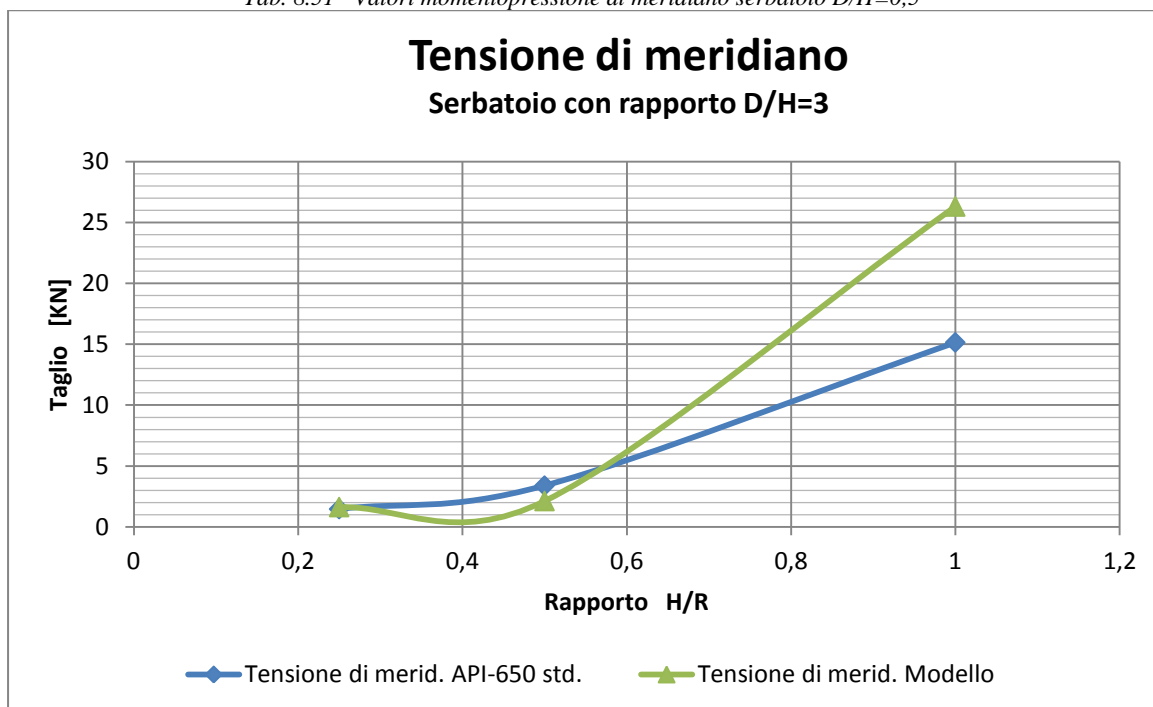


Fig. 8.68 Grafico pressione di meridiano serbatoio D/H=3

valori di H/R	Serb. D/H=3 [MPa]	
	API-650	modello
1	15,14973	26,31396
0,50	3,385397	2,1234
0,25	1,46646	1,62877

Tab. 8.52 – Valori pressione di meridiano serbatoio D/H=3

Da come si può notare dai grafici sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, come andamento, ma si registra un aumento in modulo rispetto al valore analitico soprattutto nel caso completamente pieno. Aumento che comunque non supera per nessun caso il 60% del valore di normativa. Per quanto riguarda la relazione con il rapporto H/R, questa risulta essere, come per i parametri precedenti, di tipo diretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è essenzialmente dovuto all'aumento del liquido all'interno del serbatoio che eccitato porta a tensioni maggiori nel mantello.

- **Serbatoio appoggiato con copertura**

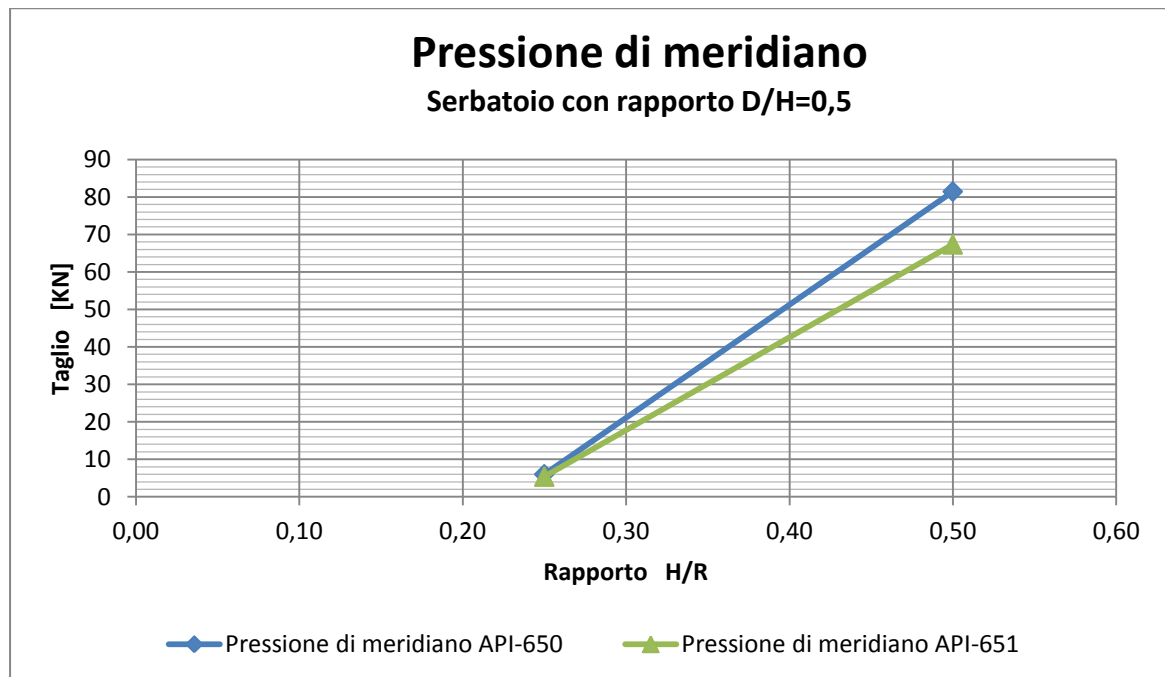


Fig. 8.69 – Grafico pressione di meridiano serbatoio D/H=0,5

valori di H/R	Serb. D/H=0,5 [MPa]	
	API-650	modello
0,50	81,456	67,37089
0,25	6,009316	5,414042

Tab. 8.53– Valori momentopressione di meridiano serbatoio D/H=0,5

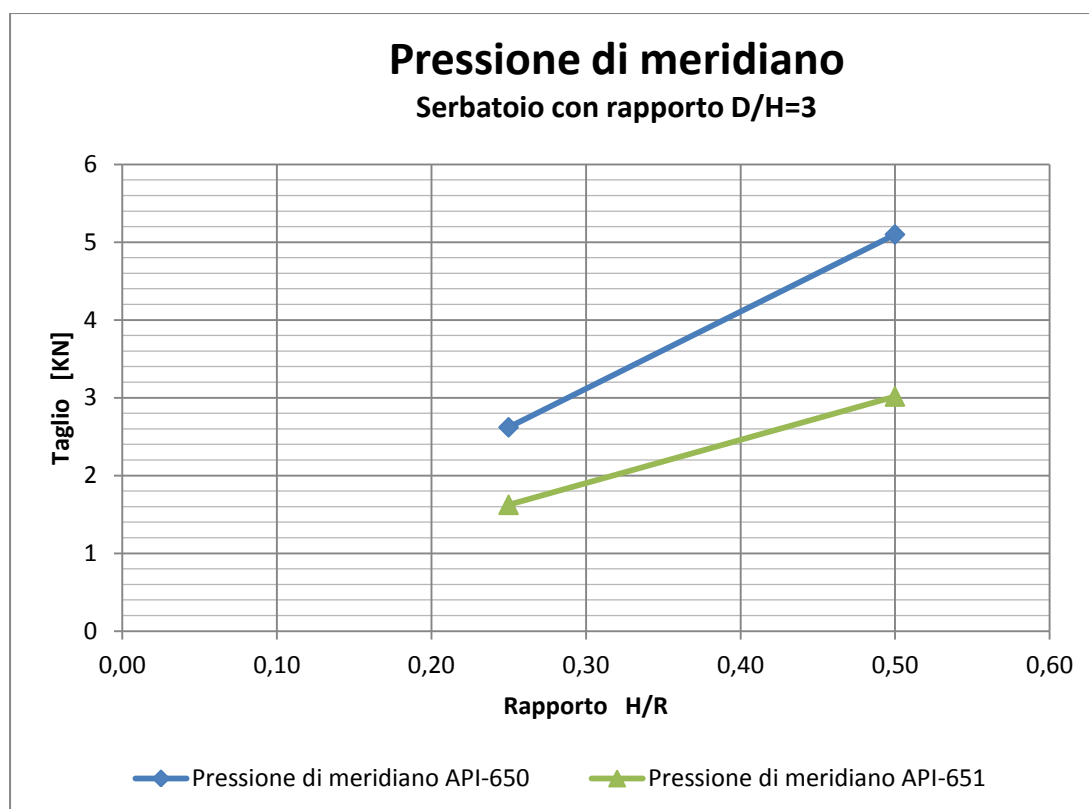


Fig. 8.70 Grafico pressione di meridiano serbatoio D/H=3

valori di H/R	tens. di merid. Serb. D/H= 0,5	
	API-650	modello
0,50	5,099211	3,0154
0,25	2,619868	1,623436

Tab. 8.54 – Valori pressione di meridiano serbatoio D/H=3

Da come si può notare dai grafici sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto H/R, questa risulta essere ,come per i parametri precedenti, di tipo diretto.

Dal confronto con il caso ancorato si nota il medesimo andamento, ma a differenza del precedente si nota un leggero aumento del modulo del parametro in esame, questo è legato al sollevamento, il quale provoca come già detto una aumento legato al fatto che la porzione di mantello ancora a contatto col suolo che può sostenere quindi i carichi verticali è ridotta di superficie.

#### 8.3.4.2.1. Considerazione sui risultati ottenuti

Come già enunciato nel caso analizzato precedentemente, si nota che all'aumentare del rapporto H/R, ci sia in questo caso, come per i casi precedenti, un aumento della pressione di meridiano,

questo è chiaramente dovuto all'aumento di liquido contenuto, che agisce sulla struttura.

Come precedentemente detto, si è quindi visto come il parametro preso in esame in questo caso segui in tutte le configurazioni studiate i valori calcolati analiticamente, superando solo in alcuni casi relativi alla configurazione completamente piena il valore della normativa considerata.

Nei confronti della variazione del parametro H/R si è evidenziata una relazione di tipo diretto, che porta la tensione di parallelo ad aumentare, all'aumentare della quantità di liquido contenuta all'interno del serbatoio.

La variazione, al variare della rigidità della struttura, a causa della presenza o meno della copertura, come visto sopra porta ad un cambiamento non sostanziale nel modulo del valore analizzato. In realtà si ha una diminuzione della pressione di meridiano, nel caso non si presenti la copertura, differenza che però è veramente minima.

La poca differenza è dovuta all'effetto combinato del comportamento di diminuzione dato dall'assenza di copertura ed a quello di aumento che invece è causato dalla minor rigidità del sistema. Il risultato totale di diminuzione quindi dimostra come sia predominante l'effetto dovuto all'assenza di copertura.

### 8.3.5. Confronto dei risultati ottenuti

A seguito dell'analisi fin qui svolta si espongono qui i risultati ottenuti, andando a schematizzare quanto già esposto nelle considerazioni alla fine dei capitoli precedenti.

Si andranno ad esporre le differenze sul comportamento della struttura, che questa sia stata considerata con l'elemento irrigidente della copertura oppure semplicemente con il suo peso e inoltre si analizzeranno anche le differenze a causa del diverso tipo di vincolamento.

Ovviamente si vedrà anche il rapporto dei vari parametri studiati con i rapporti di riempimento e con quelli diametro/altezza del serbatoio.

Si procederà ad analizzare ogni parametro separatamente:

- **Taglio alla base del serbatoio**

Come già detto sopra, dall'analisi dettagliata dell'andamento di questo parametro in funzione del rapporto D/H e per i vari gradi di riempimento, si è notato come per tutte le varie condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

Questo vale sia per la presenza o meno della copertura sia per il tipo di vincolo deciso alla base, se di semplice appoggio o fisso alla fondazione sottostante.

Nel confronto con la normativa, si vede come a causa della forzante sismica considerata, il valore ottenuto per i modelli vincolati sia maggiormente in linea con quelli della sovrastruttura normativa europea. Cosa differente invece si nota nei casi appoggiati e in quelli con grado di riempimento pari ad un quarto per i quali invece il valore torna a posizionarsi fra le due normative (come nei casi studiati al capitolo 7).

Discorso a parte può essere fatto sui valori di normativa americana, dei casi appoggiati, nei quali il minore fattore di struttura (3,5 invece di 4) porta ad un aumento

del valore assoluto che fa sì che il modello agli elementi finiti si adatti meglio in quei casi al suo andamento.

Come già detto sopra, dall'analisi dettagliata dell'andamento di questo parametro in funzione del rapporto di riempimento per i vari gradi di D/H, si è notato come per tutte le varie condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

- **Momento alla base**

Dall'analisi dettagliata dell'andamento di questo parametro in funzione del rapporto di riempimento per i vari gradi di D/H, si è notato come per tutte le varie condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

Questo vale sia per la presenza o meno della copertura sia per il tipo di vincolo deciso alla base, se di semplice appoggio o fisso alla fondazione sottostante.

Nel confronto con la normativa, si vede come a causa della forzante sismica considerata, il valore ottenuto per i modelli vincolati sia maggiormente in linea con quelli della sovrastimante normativa europea.

Da notare come l'andamento del momento nelle varie configurazioni considerate presenti un'ampia variabilità, questo è dovuto essenzialmente al grado di sollevamento che interessa la struttura e porta variazione a questo parametro.

In particolare non sono da considerarsi completamente attendibili i risultati ottenuti dai modelli completamente pieni per i quali il sollevamento della base interessa una porzione troppo elevata, portando in alcuni casi fino al ribaltamento completo.

In linea generale comunque la sollecitazione troppo severa considerata genera un andamento del parametro che supera, in molti casi, anche quello della stessa normativa europea.

Come già detto sopra, dall'analisi dettagliata dell'andamento di questo parametro in funzione del rapporto di riempimento per i vari gradi di H/R, si è notato come per tutte le varie condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

- **Pressione di parallelo**

Da come si può notare dei risultati sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto D/H, questa risulta essere come per i parametri precedenti di tipo diretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è essenzialmente governato dalla pressione idrostatica, quindi all'aumentare del liquido contenuto c'è un corrispettivo aumento della sollecitazione di parallelo.

Anche in questo caso come per i parametri precedenti la presenza della copertura non

sembra essere così importante per quanto interessa l'intensità di questo valore (influisce come visto nel capitolo 7, nella sua distribuzione).

In particolare la differenza fra le due configurazioni con rigidità differente porta ad un piccolo aumento della pressione registrata, infatti a causa del basso grado di rigidità che è in grado di offrire il modello senza copertura, si ha in quel caso un sollevamento di entità maggiore ma che interessa una porzione più limitata di mantello in quanto non è presente l'elemento in grado di permettere un'adeguata redistribuzione della pressione.

Questo fenomeno porta quindi all'aumento del modulo della pressione rispetto al caso precedente, per la minor superficie di mantello interessata.

Come già enunciato nel caso analizzato precedentemente, si nota che all'aumentare del rapporto H/R, ci sia un parimenti aumento della pressione di parallelo, questo è chiaramente dovuto all'aumento del liquido all'interno del serbatoio che fa sì che la pressione di parallelo aumenti.

- **Pressione di meridiano**

Da come si può notare dai risultati sopra riportati, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto D/H, questa risulta essere, al contrario dei parametri precedenti di tipo indiretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è collegato all'estensione della circonferenza del mantello sul quale agisce quindi, all'aumentare di questa dimensione, si avrà una riduzione del modulo di questo sforzo.

Per il rapporto con la differente rigidità del sistema, si nota come in assenza di un elemento di irrigidimento come la copertura, l'entità della pressione di meridiano tenda ad diminuire.

Questo è dovuto alla mancanza della copertura, che non insiste sul mantello, nello stesso tempo però si potrebbe notare (aggiungendo nel modello una condizione di carico del tutto simile a quello dovuto dalla copertura, ved. 7.4.4.2.2), che la mancanza dell'elemento irrigidente, come già detto non permette un'efficace redistribuzione dello sforzo nel mantello, aumentandone se pur di poco il valore assoluto.

La diminuzione del valore totale, mostra come sia preponderante il contributo del peso della copertura. La differenza è, comunque, sempre molto limitata,

Considerando invece la variazione del rapporto di riempimento H/R, si è notata una relazione diretta simile a quella che hanno mostrato anche tutti gli altri parametri.



## 8.4. Studio sui possibili metodi di collasso della struttura

Dopo aver analizzato nel dettaglio gli sforzi agenti sulla struttura a causa degli accelerogramma applicato ed a seconda della diverse configurazione analizzate, si è di seguito andato a studiare i possibili metodi di collasso. Gli unici valori di interesse per questa parte di analisi sono le pressioni di meridiano e parallelo agenti sulla struttura, le quali potrebbero portare a instabilità il mantello stesso portandolo a deformazioni che potrebbero degenerare in rotture catastrofiche.

Si è deciso comunque di procedere lo stesso soprattutto per capire nell'eventualità che l'azione agente sia di intensità maggiore quali siano i punti più vulnerabili della struttura ed i possibili meccanismi di collasso.

Per far questo a si è proceduto all'estrazione dal modello agli elementi finiti dei valori delle pressioni nelle zone evidenziate come maggiormente a rischio e cioè le zone di meridiano nella direzione di applicazione della forzante sismica. In particolare si verificherà anche se la sezione più sollecitata e più a rischio sia in tutte le configurazioni quella a circa 30cm dalla base, che l'analisi osservazionale aveva mostrato essere la più vulnerabile all'elephant buckling.

### 8.4.1. Modello ancorato

A seguito dell'analisi svolta nei capitoli precedenti si è osservato come le pressioni che interessano il mantello in queste configurazioni ancorate non varino in tutti i casi osservati. Questo ha permesso di andare a ridurre i casi da studiare per quanto riguarda i possibili meccanismi di collasso.

In particolare l'analisi aveva messo in luce come non sussista sostanziale differenza tra i valori delle pressioni calcolate per le due diverse configurazioni ancorate, quindi di seguito si analizzeranno i meccanismi di collasso collegati solo ed essenzialmente alla tipologia di serbatoio ancorato con copertura.

Per quanto riguarda l'azione ovviamente si è presa in considerazione quella applicata alle varie strutture descritte al cap.8.2.4.

#### 8.4.1.1. Serbatoio ancorato con copertura

Di seguito si procederà all'analisi del comportamento con particolare attenzione all'andamento delle pressioni nel mantello, soprattutto nelle due porzioni del mantello che risultano maggiormente sollecitate. In particolare si andranno a vedere dettagliatamente le pressioni di meridiano e di parallelo lungo i due meridiani del mantello maggiormente sollecitati, quello in cui arriva la forzante sismica e la parete opposta.

L'analisi si dividerà di seguito a seconda del parametro di variabilità legato alla snellezza del serbatoio, il rapporto D/H e per ognuno di questi si vedrà come cambia la sollecitazione a seconda del grado di riempimento considerato, quindi per i vari valori di H/R.

#### 8.4.1.1.1. Serbatoio con rapporto D/H=0,5

Per questa particolare configurazione si sono ottenuti i seguenti pressioni nel mantello.

- Serbatoio completamente pieno

Nella sezione della parete del serbatoio nella quale arriva l'azione sismica si sono registrate le seguenti pressioni.

Pressione di parallelo

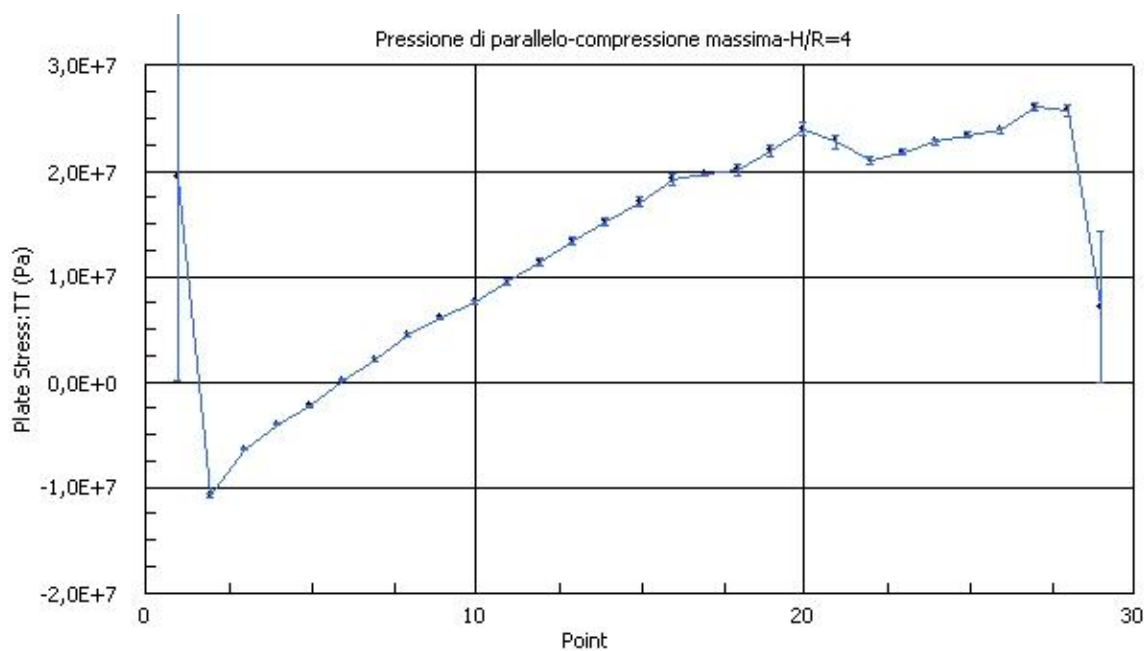


Fig. 8.71 – Andamento pressione di parallelo-massima compressione

Da come si può vedere la sezione maggiormente sollecitata con una pressione di compressione è quella posizionata nella parte alta del mantello (lo 0 nell'asse delle x equivale al punto in sommità al mantello), questa particolare situazione si era già notata nella deformata del caso ancorato con e senza copertura (fig. 7.20 e 7.27).

L'entità dello sforzo in questo caso è molto piccolo 11 MPa..

Pressione di meridiano

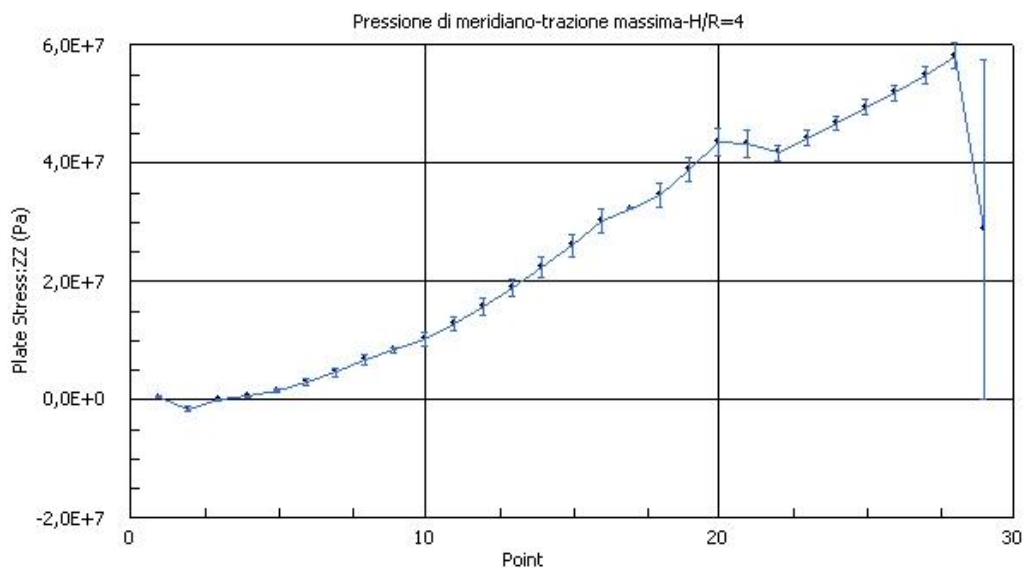


Fig. 8.72 – Andamento pressione meridiano-massima trazione

Per quanto interessa la pressione di meridiano invece, su questa porzione di serbatoio si svilupperà una pressione di trazione che come si nota interesserà più di metà dell'altezza del serbatoio, in questo caso l'intensità non provoca come visto un livello tale di pressione da provocare il collasso della struttura, circa 6 MPa., ma con una sollecitazione maggiore potrebbe essere una delle zone interessate da fenomeni di instabilità, anche se sicuramente la zona maggiormente sollecitata durante il fenomeno sismico sarà la parete opposta.

Nella zona di mantello invece posizionata dalla parte opposta rispetto a quella appena studiata, anch'essa una di quelle maggiormente sollecitate, è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

Pressione di parallelo

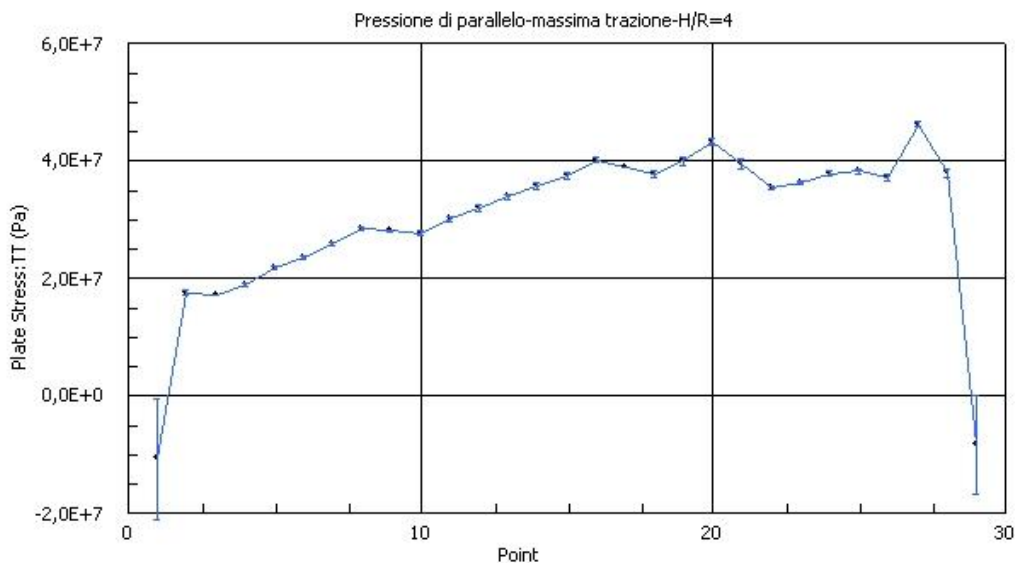


Fig. 8.73 -. Andamento pressione parallelo-massima trazione

Come si capisce dal grafico soprastante questa sezione del serbatoio è soggetta fino a quasi la sua sommità esclusivamente da una trazione di parallelo di sola trazione, che raggiunge anche livelli elevati (46 MPa).

Comunque l'entità dello sforzo sembra non creare problemi di instabilità nel mantello  
Pressione di meridiano

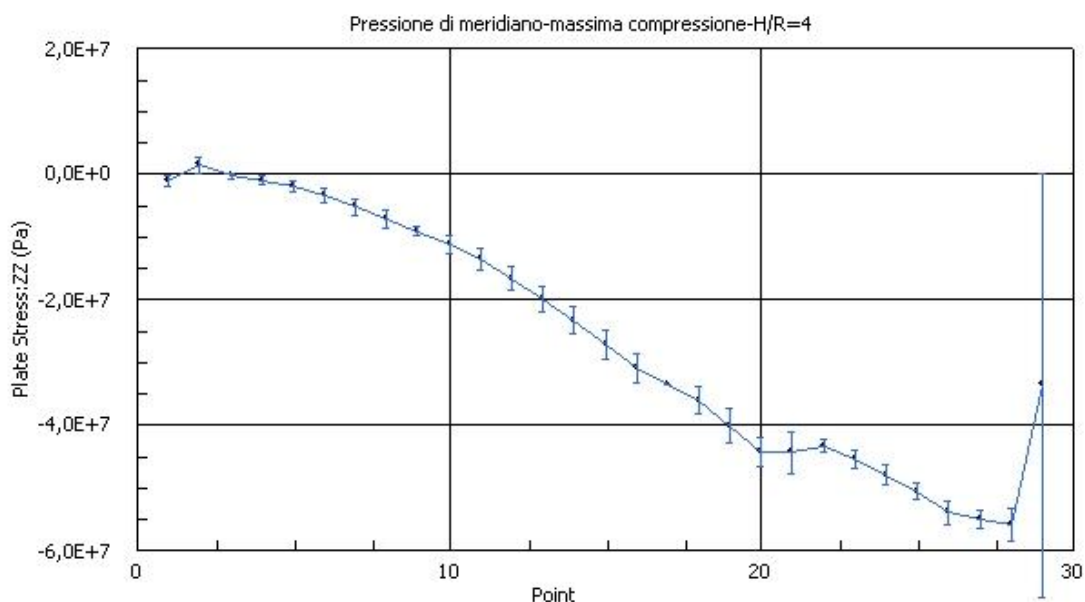


Fig. 8.74 – Andamento pressione meridiano-massima compressione

Dal grafico si vede come nella sezione di mantello considerata in questa parte non sia presente solo ed esclusivamente la massima pressione di parallelo in trazione ma anche il massimo valore della pressione di meridiano in compressione 55 MPa.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo rimanga praticamente inalterata, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido, mentre si nota un aumento di quasi dieci volte della pressione di meridiano di compressione.

- Serbatoio 1/2 pieno

Per le seguente configurazione si nota un comportamento del tutto simile a quello del caso sopra esposto completamente pieno.

Si inseriscono di seguito, gli andamenti delle pressioni ricavati seguiti dall'indicazione del solo valore massimo raggiunto.

Pressione di parallelo massima di compressione

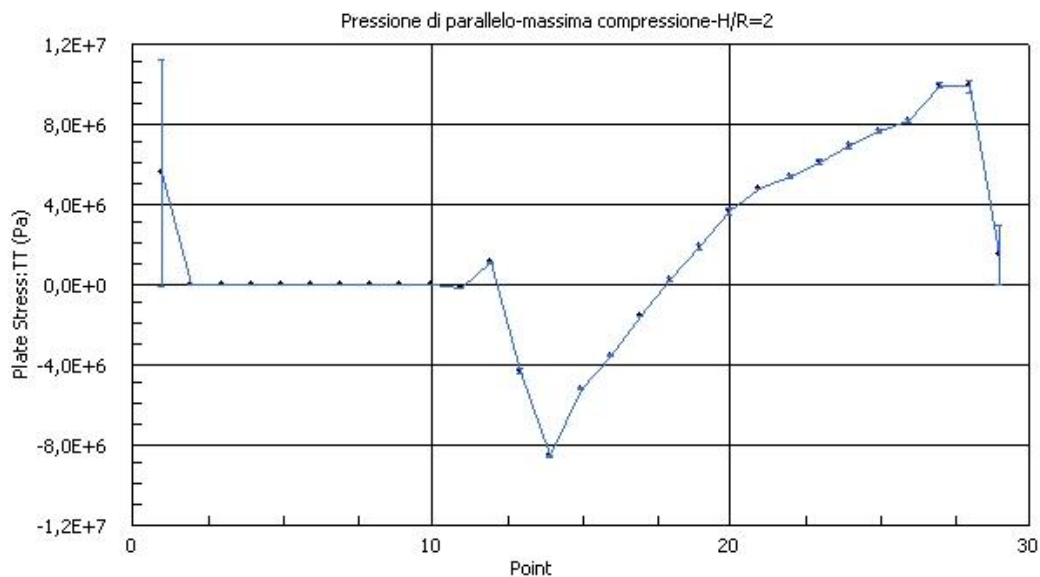


Fig. 8.75 – Andamento pressione di parallelo-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 8,6 MPa

Pressione di meridiano massima a trazione

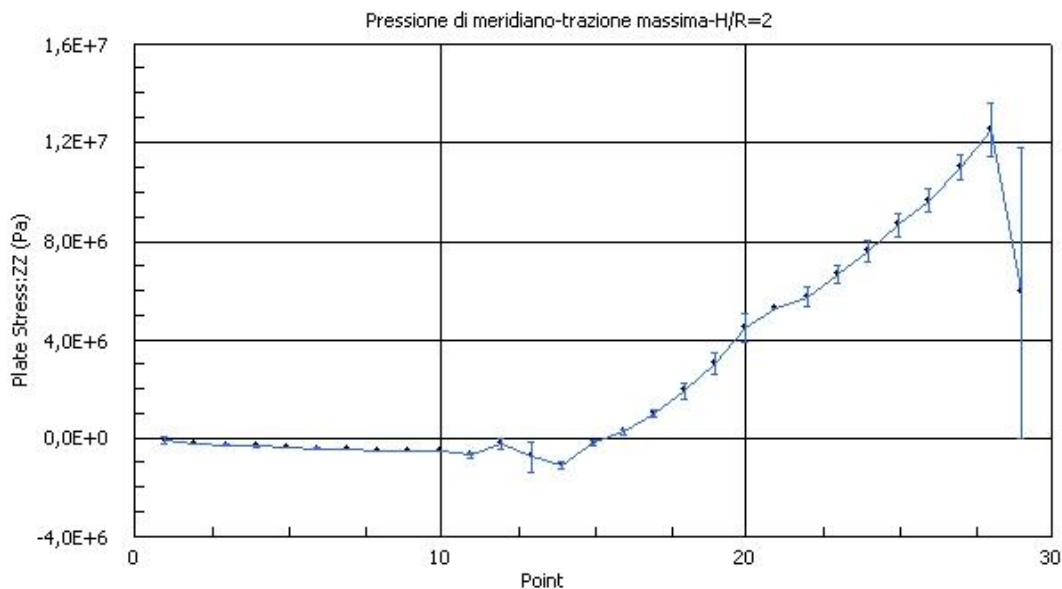


Fig. 8.76 – Andamento pressione di meridiano-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 12,8 MPa

Pressione di parallelo massima di trazione

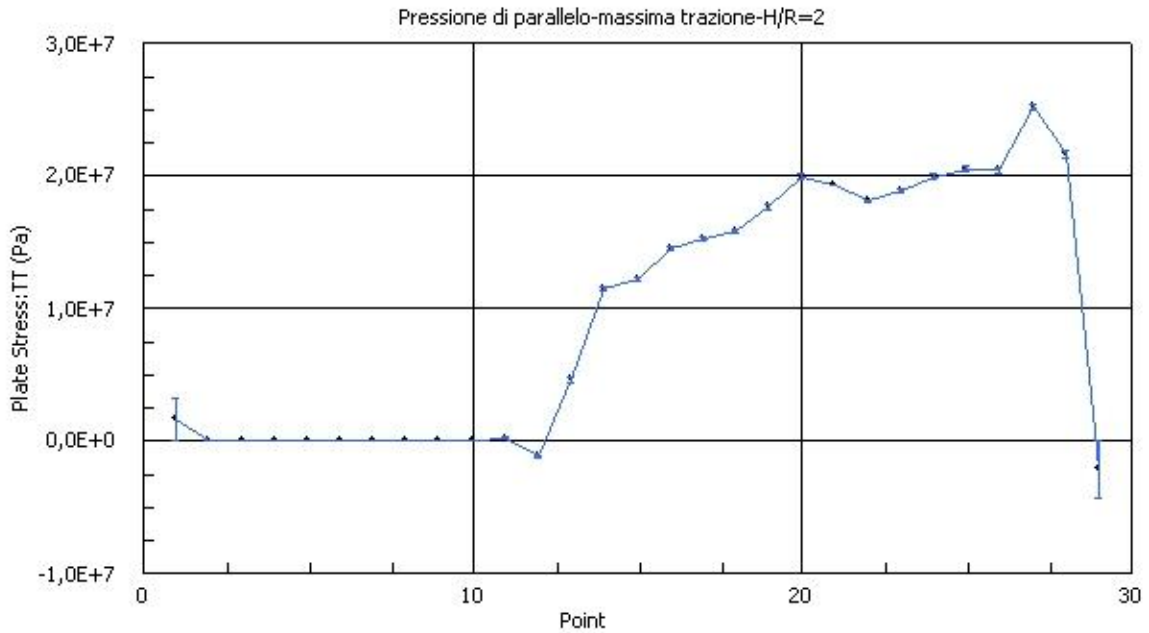


Fig. 8.77 – Andamento pressione di parallelo-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 35 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

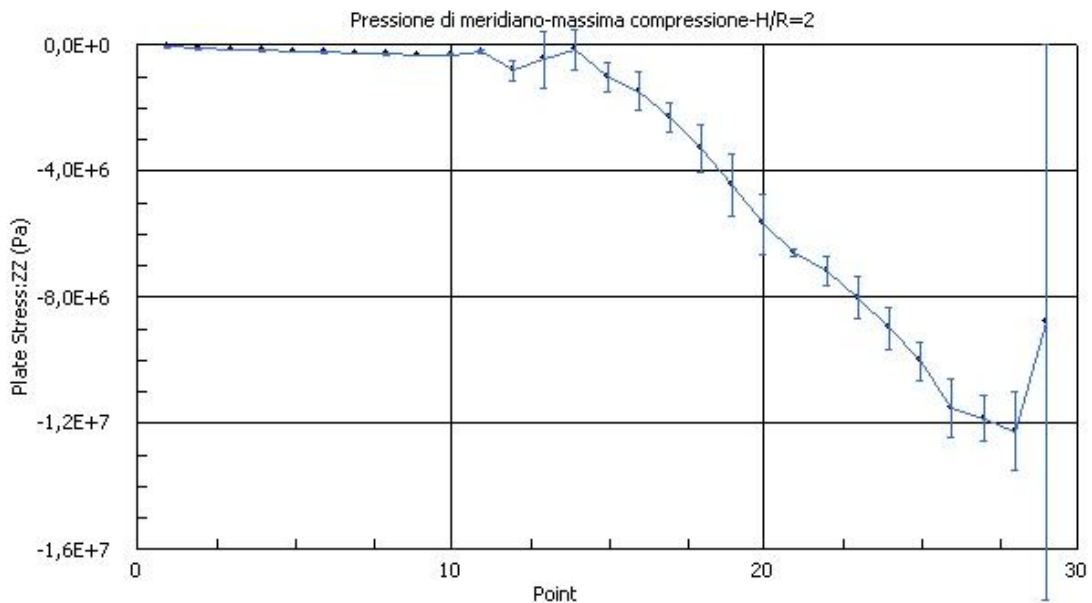


Fig. 8.78 – Andamento pressione di meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 12,3 MPa

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ovviamente questo è dovuto al

minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio.

- Serbatoio 1/4 pieno  
Pressione di parallelo massima di compressione

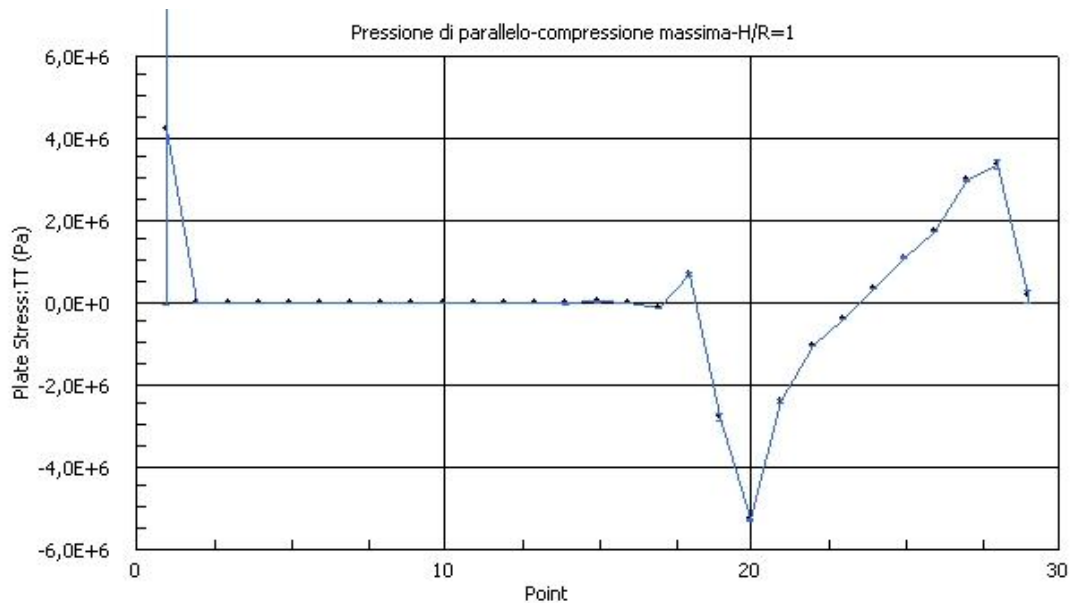


Fig. 8.79 – Andamento pressione parallelo-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 5 MPa

Pressione di meridiano massima a trazione

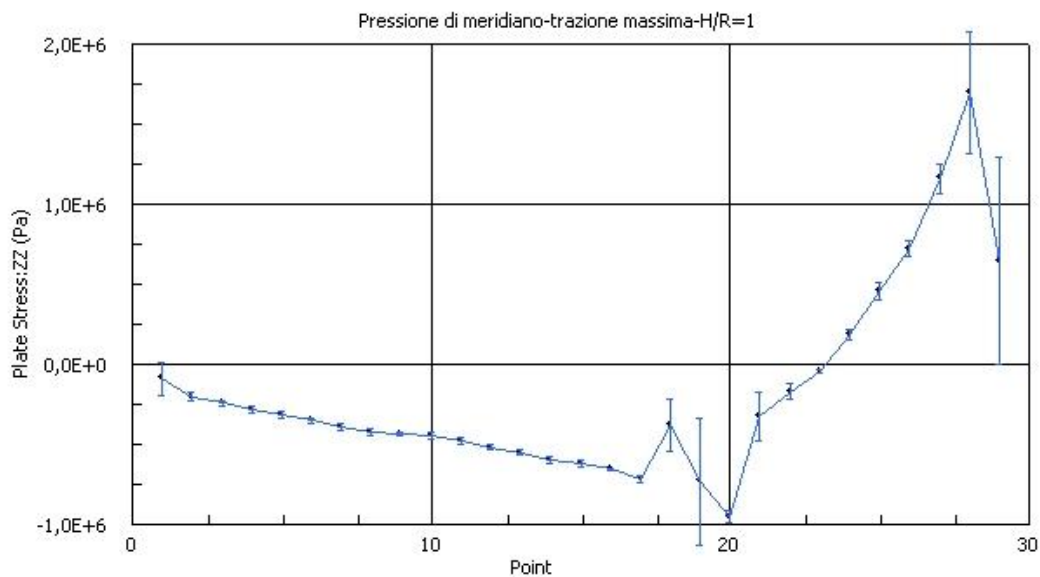


Fig. 8.80 – Andamento pressione di compressione-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 1,6 MPa

Pressione di parallelo massima di trazione

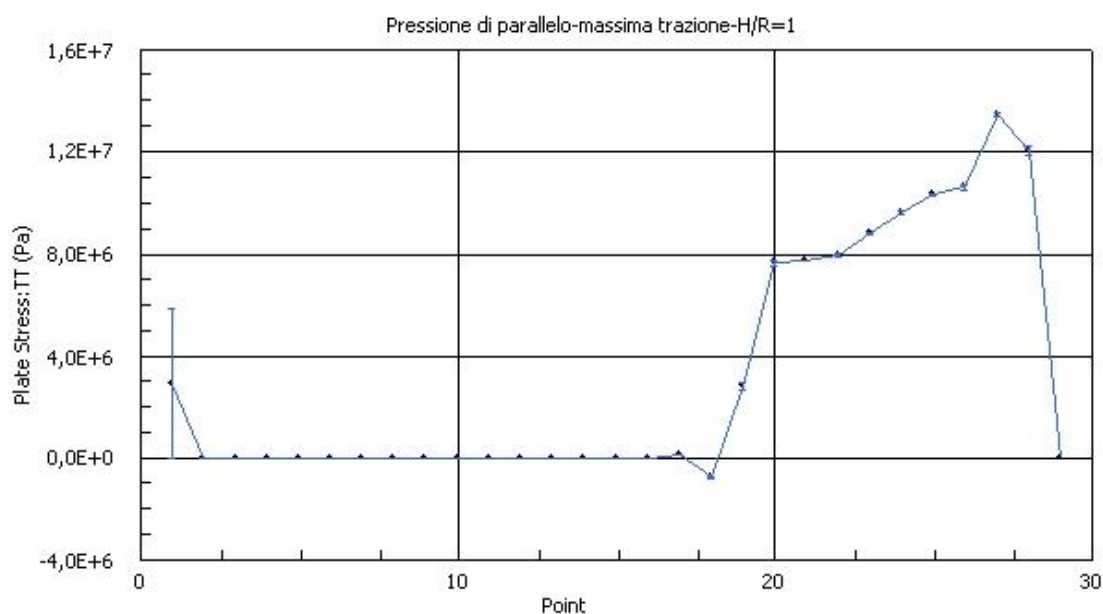


Fig. 8.81 – Andamento pressione di parallelo-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 13,5 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

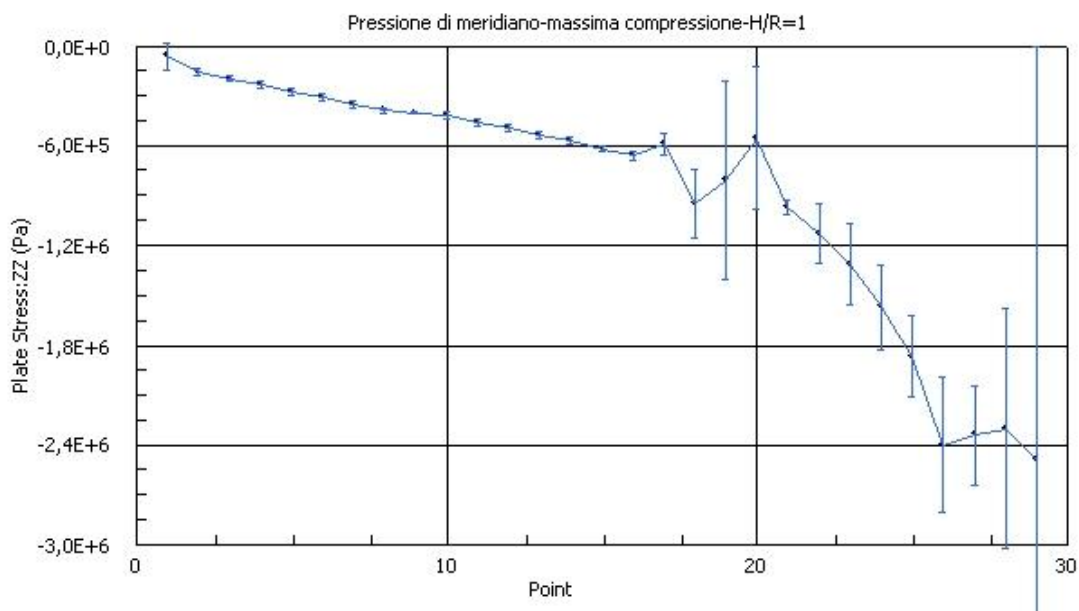


Fig. 8.82 – Andamento pressione di meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 2,5 MPa

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ovviamente questo è dovuto al



minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio.

### 8.4.1.1.2. Serbatoio con rapporto $D/H = 1$

Anche per questa configurazione, con il rapporto  $D/H=1$  si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, che si era già precedentemente notato nella configurazione con maggior snellezza vista precedentemente. Si procederà quindi ad una esposizione sintetica dei risultati.

- Serbatoio completamente pieno  
Pressione di parallelo massima di compressione

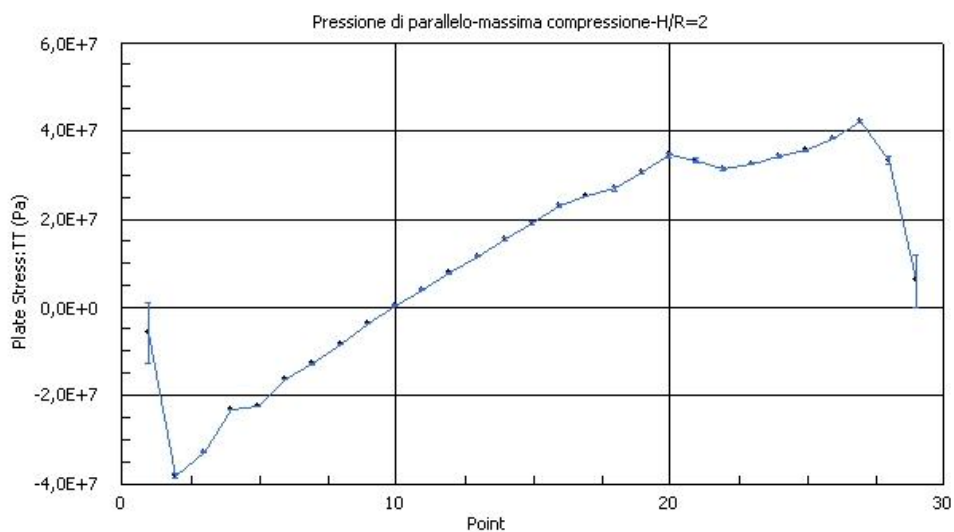


Fig. 8.83 – Andamento pressione di parallelo-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 39,8 MPa

Pressione di meridiano massima a trazione

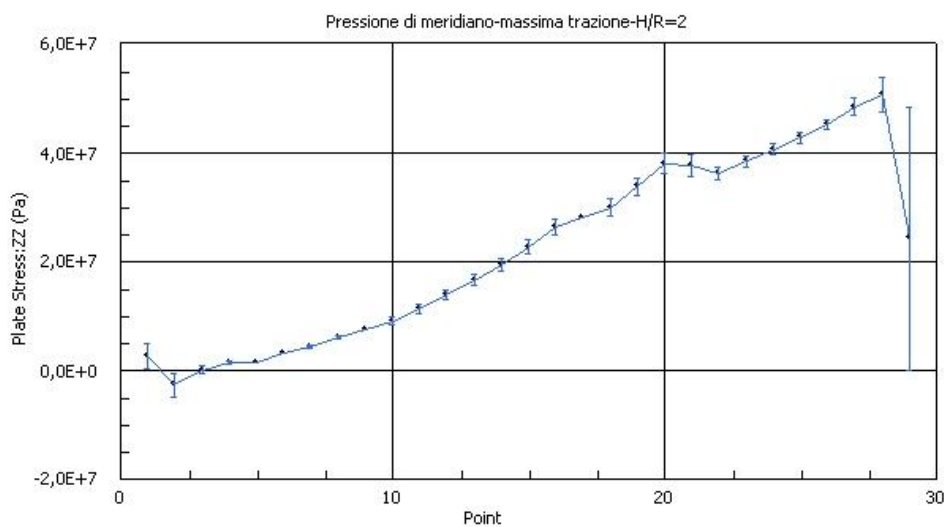


Fig. 8.84 – Andamento pressione di meridiano-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 50 MPa

Pressione di parallelo massima di trazione

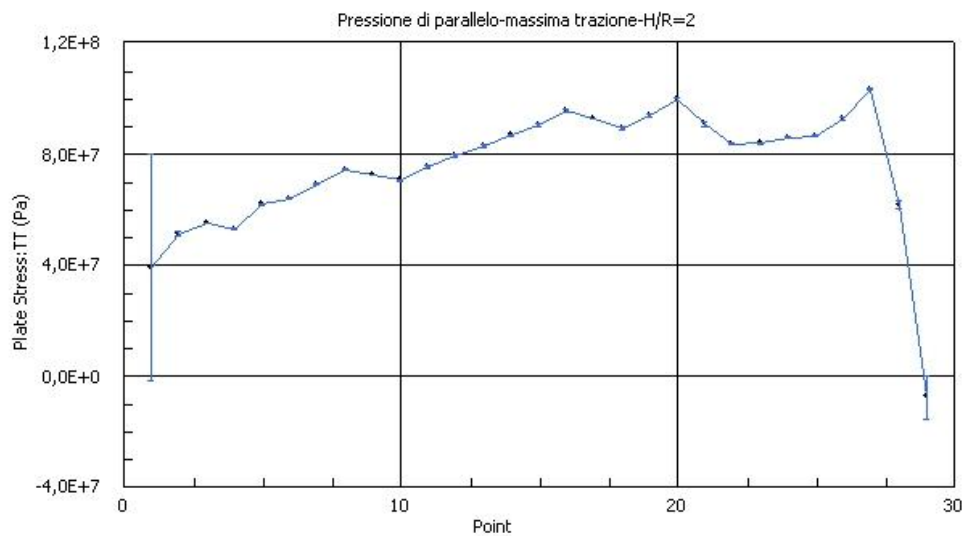


Fig. 8.85– Andamento pressione di parallelo-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 100 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

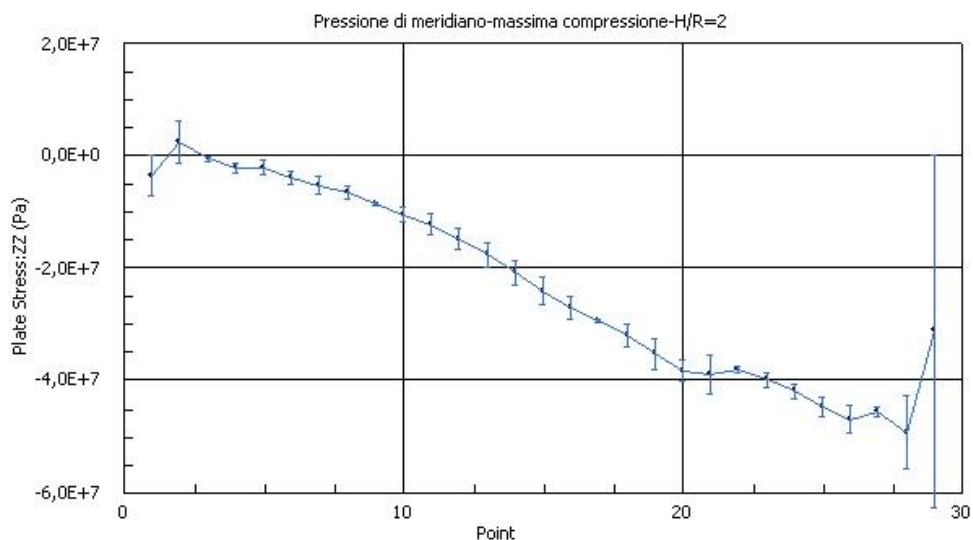


Fig. 8.86 – Andamento pressione di meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 49 MPa

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero

manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo aumenti in funzione dell'aumento del volume di fluido contenuto, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido.

Si è notato il medesimo andamento delle pressioni nel mantello nel caso di sola variazione del grado di riempimento, con sola diminuzione in modulo degli sforzi, dato dalla differente quantità di fluido all'interno. Per questo motivo la configurazione maggiormente a rischio di collasso per quanto riguarda queste condizioni di vincolo è per ogni valore del rapporto D/H quella completamente piena.

Di seguito in tabella, i risultati per il serbatoio con D/H=1, ma differenti gradi riempimento.

H/R	Serbatoio ancorato		[Mpa]
1/2 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	55
		max comp.	24
	Pressione di meridiano	max traz.	9
		max comp.	9,8
1/4 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	28
		max comp.	12,5
	Pressione di meridiano	max traz.	0,55
		max comp.	0,24

Tab. 8.55 – Valori pressioni sezioni più sollecitate mantello

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ma con una riduzione in modulo rispetto al caso completamente pieno. Ovviamente questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio.

Da notare come per il caso con il riempimento minore la pressione di meridiano risulti praticamente nulla.

#### 8.4.1.1.3. Serbatoio con rapporto D/H = 2

Anche per questa configurazione, con il rapporto D/H=2 si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, che si era già precedentemente notato nella configurazione con maggior snellezza vista precedentemente. Si procederà quindi ad una esposizione sintetica dei risultati.

- Serbatoio completamente pieno  
Pressione di parallelo massima di compressione

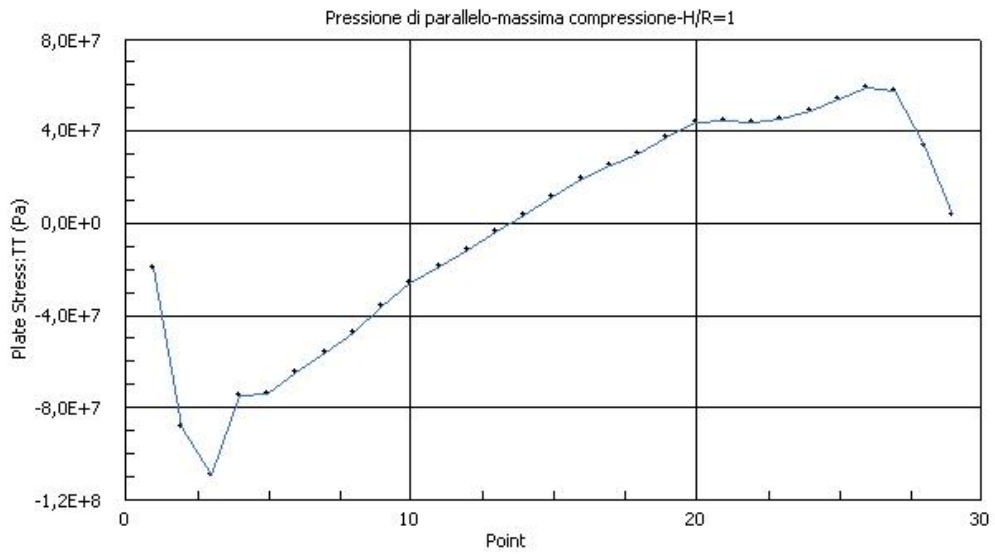


Fig. 8.87 – Andamento pressione di parallelo-massima compressione

- Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 109 MPa  
Pressione di meridiano massima a trazione

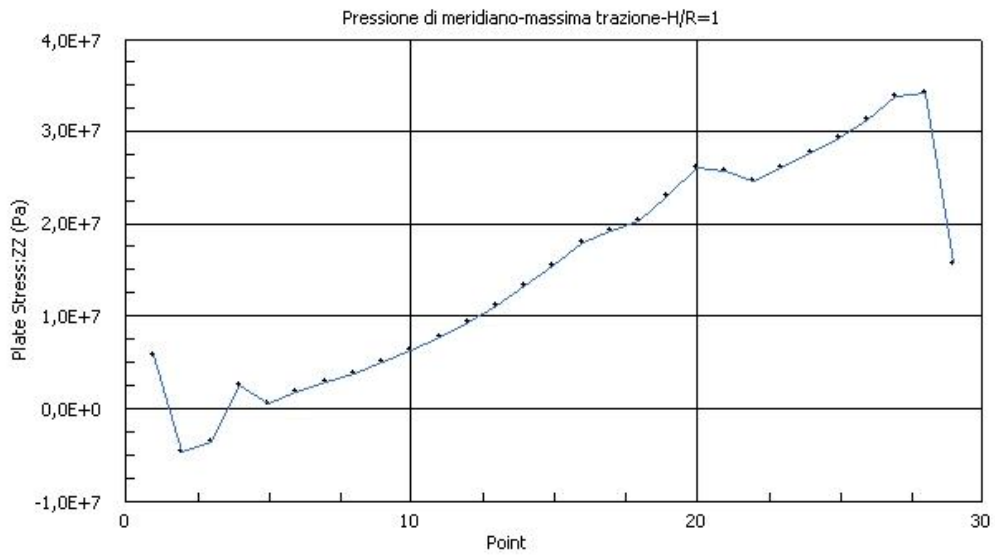


Fig. 8.88 – Andamento pressione di meridiano-massima trazione

- Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 34 MPa

Pressione di parallelo massima di trazione

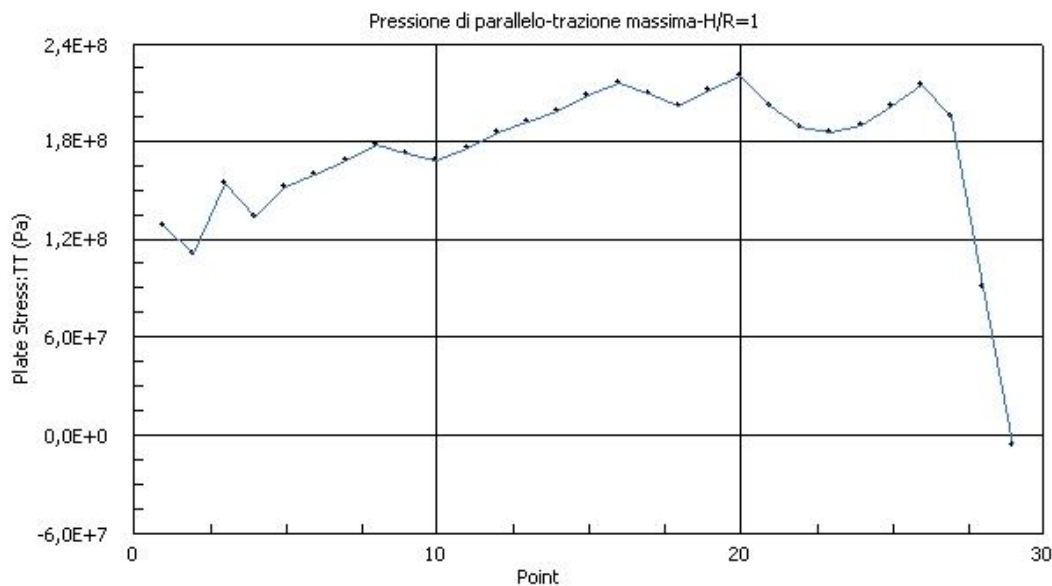


Fig. 8.89 – Andamento pressione parallelo-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 210 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

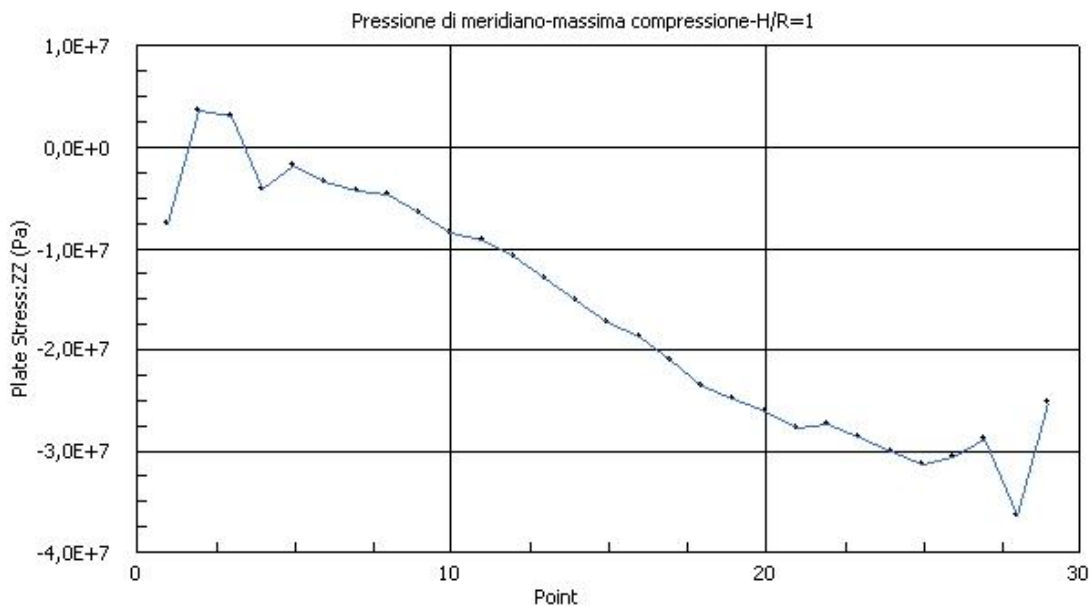


Fig. 8.90 – Andamento pressione di meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 37 MPa

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad

una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo aumenti in funzione dell'aumento del volume di fluido contenuto, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido.

Si è notato il medesimo andamento delle pressioni nel mantello nel caso di sola variazione del grado di riempimento, con sola diminuzione in modulo degli sforzi, dato dalla differente quantità di fluido all'interno. Per questo motivo la configurazione maggiormente a rischio di collasso per quanto riguarda queste condizioni di vincolo è per ogni valore del rapporto D/H quella completamente piena.

Di seguito in tabella, i risultati per il serbatoio con D/H=2, ma differenti gradi riempimento.

H/R	Serbatoio ancorato		[Mpa]
1/2 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	110
		max comp.	5,2
	Pressione di meridiano	max traz.	0,42
		max comp.	0,65
1/4 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	51
		max comp.	21,5
	Pressione di meridiano	max traz.	0
		max comp.	0,24

*Tab. 8.56 – Valori pressioni mantello nelle sezioni maggiormente sollecitate*

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ma con una riduzione in modulo rispetto al caso completamente pieno. Ovviamente questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio.

Da notare come per entrambi i casi la pressione di meridiano risulti praticamente nulla, la riduzione di questo parametro si è vista aumentare all'aumentare del rapporto D/H, quindi aumentando il diametro per questa configurazione si può notare una diminuzione del rischio di instabilità a piede di elefante, come risultava anche dell'analisi osservazionale.

#### 8.4.1.1.4. Serbatoio con rapporto D/H = 3

Anche per questa configurazione, con il rapporto D/H=3 si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, che si era già precedentemente notato nella configurazione con maggior snellezza vista precedentemente. Si procederà quindi ad una esposizione sintetica dei risultati.

- Serbatoio completamente pieno  
Pressione di parallelo massima di compressione

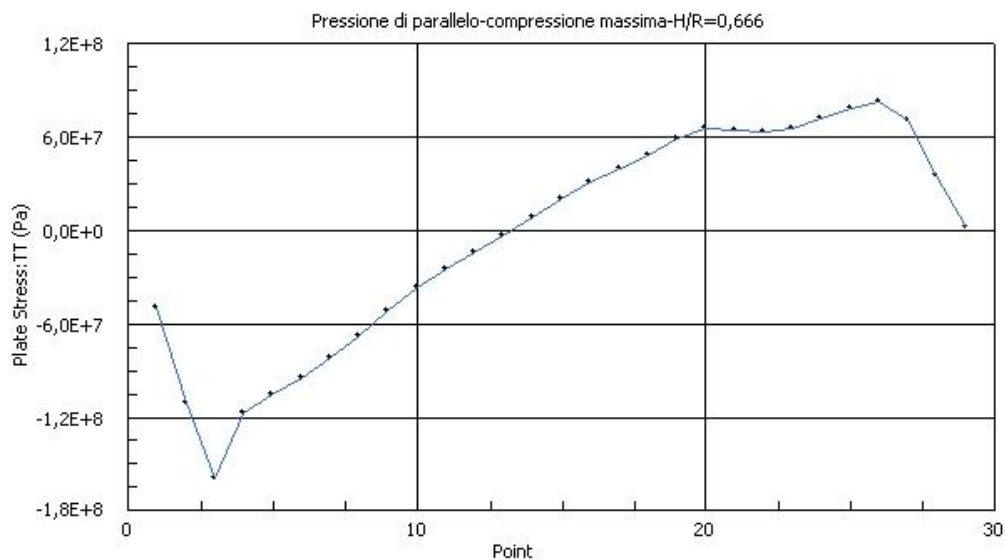


Fig. 8.91 – Andamento pressione di parallelo-massima compressione

- Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 155,4 MPa  
Pressione di meridiano massima a trazione

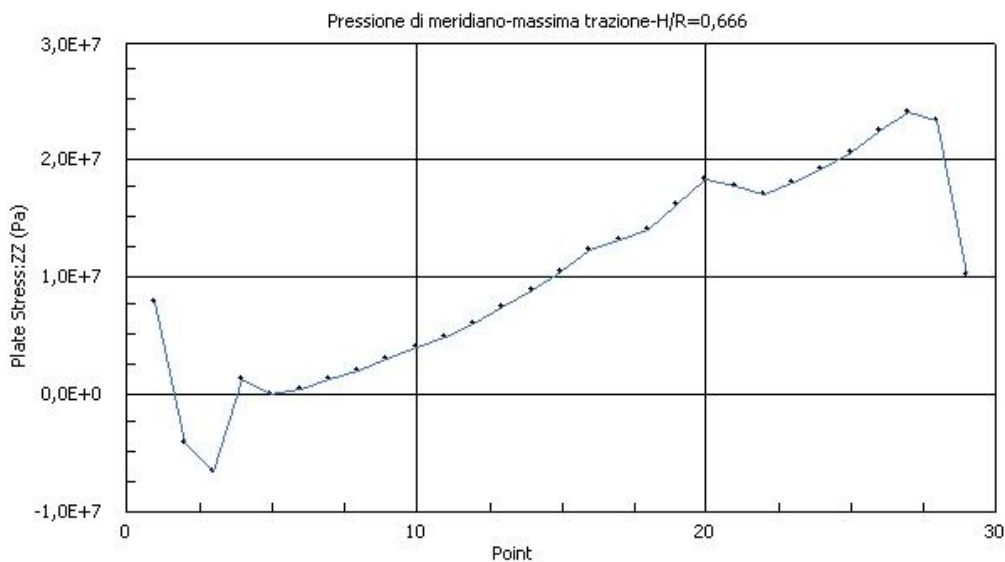


Fig. 8.92 – andamento pressione di meridiano-massima trazione

- Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 24,5 MPa

Pressione di parallelo massima di trazione

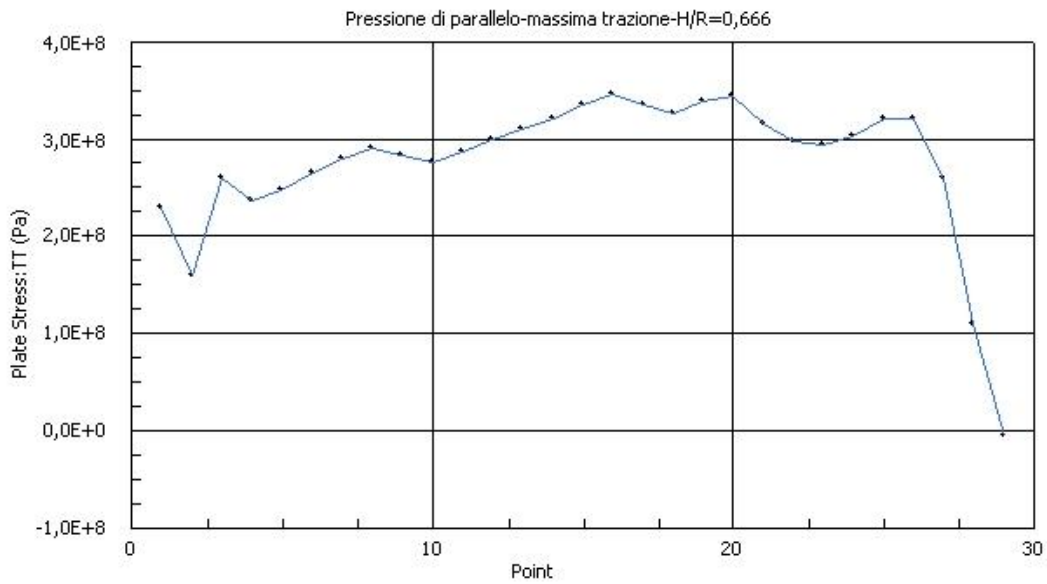


Fig. 8.93 – Andamento pressione parallelo-massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 345 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

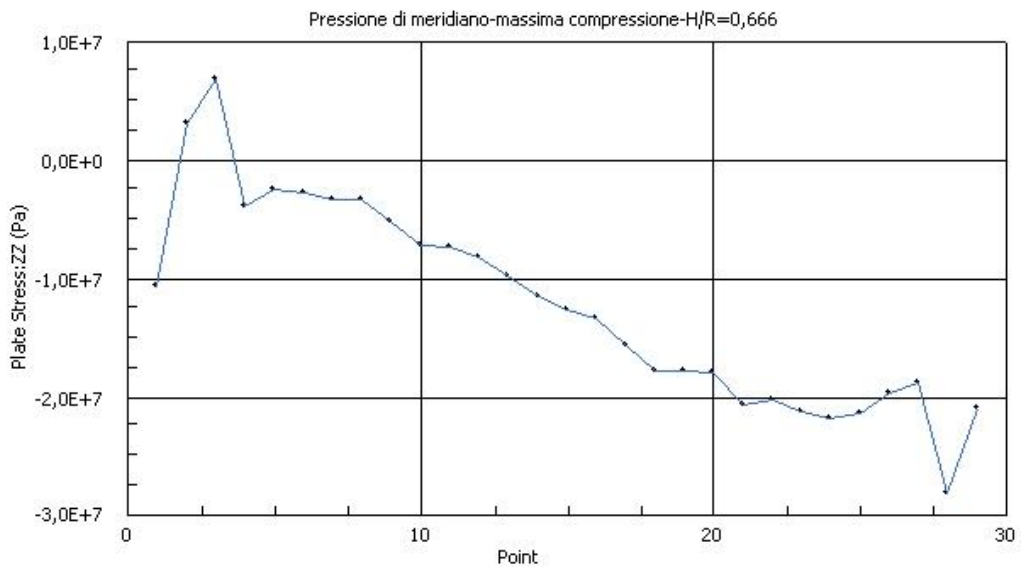


Fig. 8. 94– Andamento pressione meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 27,5 MPa

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero



manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo aumenti in funzione dell'aumento del volume di fluido contenuto, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido.

Si è notato il medesimo andamento delle pressioni nel mantello nel caso di sola variazione del grado di riempimento, con sola diminuzione in modulo degli sforzi, dato dalla differente quantità di fluido all'interno. Per questo motivo la configurazione maggiormente a rischio di collasso per quanto riguarda queste condizioni di vincolo è per ogni valore del rapporto D/H quella completamente piena.

Di seguito in tabella, i risultati per il serbatoio con D/H=3, ma differenti gradi riempimento.

H/R	Serbatoio ancorato		[Mpa]
1/2 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	155
		max comp.	7,3
	Pressione di meridiano	max traz.	0,26
		max comp.	0,61
1/4 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	71
		max comp.	2,9
	Pressione di meridiano	max traz.	0
		max comp.	0,26

Tab. 8.57 – Valori pressioni mantello nelle sezione maggiormente sollecitate

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ma con una riduzione in modulo rispetto al caso completamente pieno. Ovviamente questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio.

Da notare come per entrambi i casi la pressione di meridiano risulti praticamente nulla, la riduzione di questo parametro si è vista aumentare all'aumentare del rapporto D/H, quindi aumentando il diametro per questa configurazione si può notare una diminuzione del rischio di instabilità a piede di elefante, come risultava anche dell'analisi osservazionale.

#### 8.4.1.1.5. Conclusioni

Dai analisi sopra riportate si ricava che la sezione maggiormente sollecitata e che quindi potrebbe creare problemi per quanto concerne l'instaurarsi di fenomeni di Elephant buckling, risulta essere quella nella parete opposta nella direzione di arrivo della forzante sismica a circa una trentina di centimetri dalla base.

Per quanto riguarda le variazioni introdotte nei vari modelli considerati, esse influiscono nel seguente modo:

- Rapporto H/R, per i tre valori considerati (pieno, ½ pieno, ¼ pieno), si è notato per tutti i modelli come per i serbatoi ancorati la riduzione del volume del fluido stoccato porti ad una riduzione della pressioni agenti sul mantello della struttura ma non cambi comunque il possibile meccanismo di collasso principale il quale risulta essere sempre dovuto a possibili fenomeni di instabilità nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica.
- Rapporto D/H per i quattro valori considerati (0,5, 1, 2, 3), si è notato per tutti i modelli, come per i serbatoi ancorati l'aumento del diametro porti ad un aumento delle pressioni di parallelo (le quali sono dovute alla quantità di liquido stoccato), ma allo stesso tempo porti ad una riduzione delle pressioni di meridiano. Questa riduzione delle tensioni verticali è essenzialmente dovuta alla maggiore superficie di mantello disponibile nella quale è possibile un ridistribuzione delle tensioni.

Concludendo nel caso dell'evento sismico considerato con una pga molto elevata, sarà la porzione sopra descritta quella che potrà per prima giungere a rottura, compromettendo il comportamento dell'intera struttura. Ovviamente per quanto interessa serbatoi con le medesime caratteristiche geometriche di quelli in esame e vincolati alla fondazione sottostante.

Di seguito una tabella riassuntiva dei valori ricavati per i modelli completamente pieni e confronto con i valori di verifica delle due normative per la resistenza del mantello.

D/H	Serbatoio appoggiato con copertura		Modello [Mpa]	API-650 [Mpa]	
0,5	Pressione di parallelo	max traz.	46	247,5	VERIFICATO
		max comp.	11		
	Pressione di meridiano	max traz.	6	78,39	VERIFICATO
		max comp.	55,00		
1	Pressione di parallelo	max traz.	100	247,5	VERIFICATO
		max comp.	39,8		
	Pressione di meridiano	max traz.	50	48,46	VERIFICATO
		max comp.	49,00		
2	Pressione di parallelo	max traz.	210	247,5	VERIFICATO
		max comp.	109		
	Pressione di meridiano	max traz.	34	33,49	VERIFICATO
		max comp.	37,00		
3	Pressione di parallelo	max traz.	345	247,5	NON VERIFICATO
		max comp.	155,4		
	Pressione di meridiano	max traz.	24,5	24,94	NON VERIFICATO
		max comp.	27,50		

Tab. 8.58 – Tabella riassuntiva pressioni sezioni più sollecitate mantello

Dal confronto appena effettuato si è visto come le configurazioni studiate, vincolate alla fondazione e per la variazione dei parametri considerata, siano verificati tutti secondo i valori ricavati dall'API-650, ad eccezione della configurazione di diametro maggiore.

In particolare per questa configurazione si vede come la pressione di parallelo come detto precedentemente aumenti fino a superare il livello di resistenza dato dalla normativa (il quale visti

i medesimi materiali utilizzati risulta uguale per tutte le configurazioni.

Si può aggiungere che nemmeno la pressione di meridiano in questo caso risulta verificata secondo la normativa americana in quanto, anche se la sollecitazione diminuisce rispetto ai casi precedenti come visto sopra, si ha anche una riduzione della resistenza stessa la quale scende così al di sotto dello sforzo considerato anche se per pochi MPa.

Per il serbatoio non verificato secondo l'API si indicano anche le verifiche di instabilità effettuate con l'EC8-4. Di seguito la tabella del confronto.

D/H	Serbatoio appoggiato con copertura	Instab. Euler.	EC8 - 4 [Mpa]		
0,5	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	432,79	285,12	Instab. Elast.	VERIFICATO
			198,84	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
1	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	216,39	140,36	Instab. Elast.	VERIFICATO
			122,5	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
2	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	108,2	83,16	Instab. Elast.	VERIFICATO
			40,7	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
3	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	72,13	66,66	Instab. Elast.	VERIFICATO
			9,68	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO

Tab. 8.59– Verifica resistenza mantello EC8-4

Nel caso quindi la verifica venga eseguita con il procedimento dell'EC8-4 non si instaurano fenomeni di instabilità. Poiché gli Eurocodici propongono una trattazione più completa del problema dell'instabilità, definendo chiaramente le verifiche per i due singoli casi, si considera che non sussistano problemi di instabilità del mantello in questa configurazione.

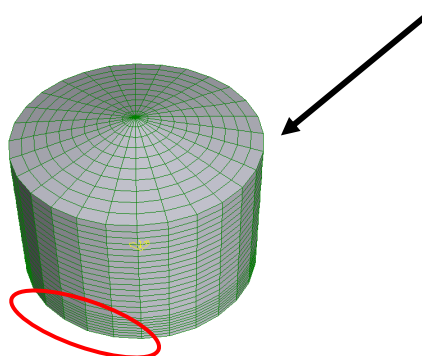


Fig. 8.95 – Schematizzazione porzione del serbatoio più vulnerabile

### 8.4.2. Modello appoggiato

A seguito dell'analisi svolta nei capitoli precedenti si è osservato come, a differenza del caso

precedentemente analizzato, le pressioni che interessano il mantello in queste configurazioni appoggiate variano. Per questo motivo non è stato possibile andare a ridurre i casi da studiare, per individuare i possibili meccanismi di collasso ma è stato necessario andare a considerare sia la configurazione con copertura che quella priva dell'irrigidimento fornito da questo elemento.

Per quanto riguarda l'azione ovviamente si è presa in considerazione quella applicata alle varie strutture descritte al cap.8.2.4.

I risultati inseriti di seguito non prenderanno in considerazione, come nello studio sulle pressioni effettuato precedentemente, dei casi in cui il serbatoio è stato considerato completamente pieno, in quanto in questi casi la severità dell'azione considerata a portato ad una deformata che ha fatto arrivare praticamente al ribaltamento totale la struttura. Per questo motivo, si procederà con l'analisi delle altre due configurazioni dei serbatoi considerati, quella piena a metà e la seconda piena ad un quarto.

#### 8.4.2.1. Serbatoio appoggiato con copertura

Di seguito si procederà all'analisi del comportamento con particolare attenzione all'andamento delle pressioni nel mantello, soprattutto nelle due porzioni del mantello che risultano maggiormente sollecitate. In particolare si andranno a vedere dettagliatamente le pressioni di meridiano e di parallelo lungo i due meridiani del mantello maggiormente sollecitati, quello in cui arriva la forzante sismica e la parete opposta.

L'analisi si dividerà di seguito a seconda del parametro di variabilità legato alla snellezza del serbatoio, il rapporto D/H e per ognuno di questi si vedrà come cambia la sollecitazione a seconda del grado di riempimento considerato, quindi per i vari valori di H/R.

Di seguito si vedrà in dettaglio solo ed esclusivamente i risultati ottenuti per i serbatoi con rapporto D/H=2, il quale risulta il valore maggiormente osservato nei serbatoi di stoccaggio dell'industria di processo.

##### 8.4.2.1.1. Serbatoio con rapporto D/H = 2

Per questa particolare configurazione si sono ottenuti i seguenti pressioni nel mantello.

- Serbatoio 1/2 pieno

Nella sezione della parete del serbatoio nella quale arriva l'azione sismica si sono registrate le seguenti pressioni.

Pressione di parallelo

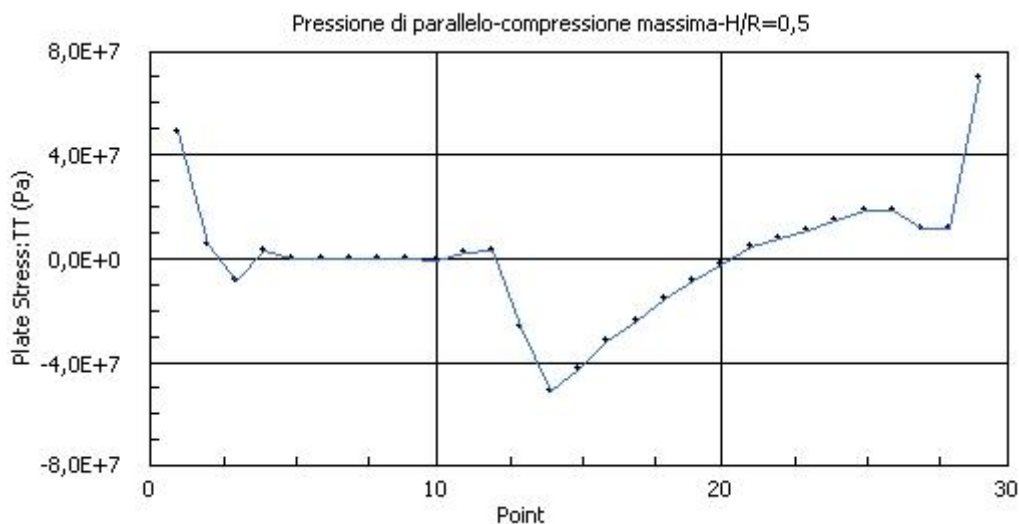


Fig. 8.96 – Andamento pressioni di parallelo massima compressione

Da come si può vedere la sezione maggiormente sollecitata con una pressione di compressione è quella posizionata nella parte alta del mantello (lo 0 nell'asse delle x equivale al punto in sommità al mantello), questa particolare situazione si era già notata nella deformata del caso ancorato con e senza copertura (fig. 7.20 e 7.27).

L'entità dello sforzo in questo caso è molto piccolo (-51,1 MPa) ma nel caso di un evento sismico di intensità molto elevata potrebbe raggiungere valori più elevati che però difficilmente potrebbero portare al collasso completo della struttura.

Pressione di meridiano:

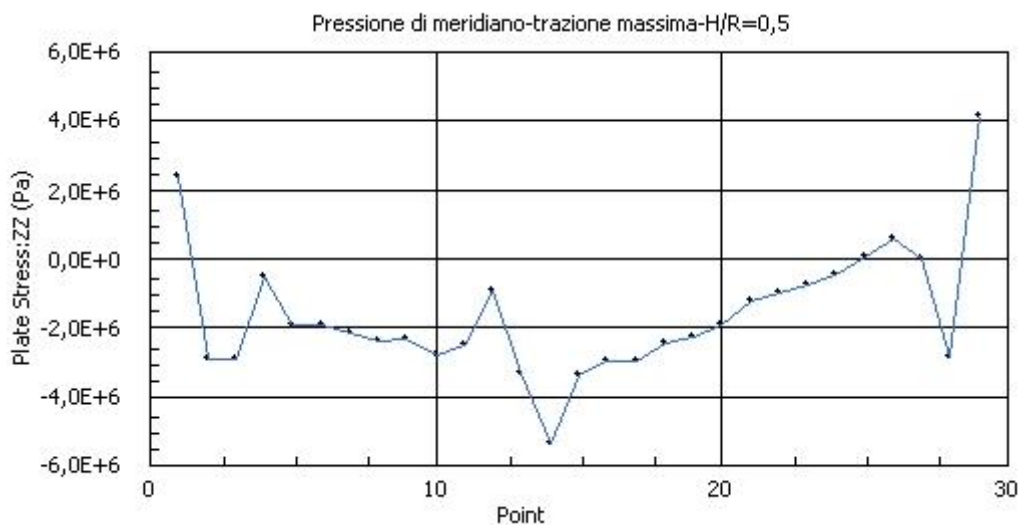


Fig. 8.97 – Andamento pressioni di meridiano massima trazione

Per quanto interessa la pressione di meridiano invece, su questa porzione di serbatoio si svilupperà una pressione di trazione che come si nota interesserà solo ed esclusivamente la parte più bassa del serbatoio, in questo caso l'intensità non provoca come visto un livello tale di pressione da provocare il collasso della struttura (circa 4,14 MPa), ma con una sollecitazione maggiore potrebbe essere una delle zone interessate da fenomeni di instabilità, anche se sicuramente la zona maggiormente sollecitata durante il fenomeno sismico sarà la parete opposta.

Nella zona di mantello invece posizionata dalla parte opposta rispetto a quella appena studiata, anch'essa una di quelle maggiormente sollecitate, è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

Pressione di parallelo:

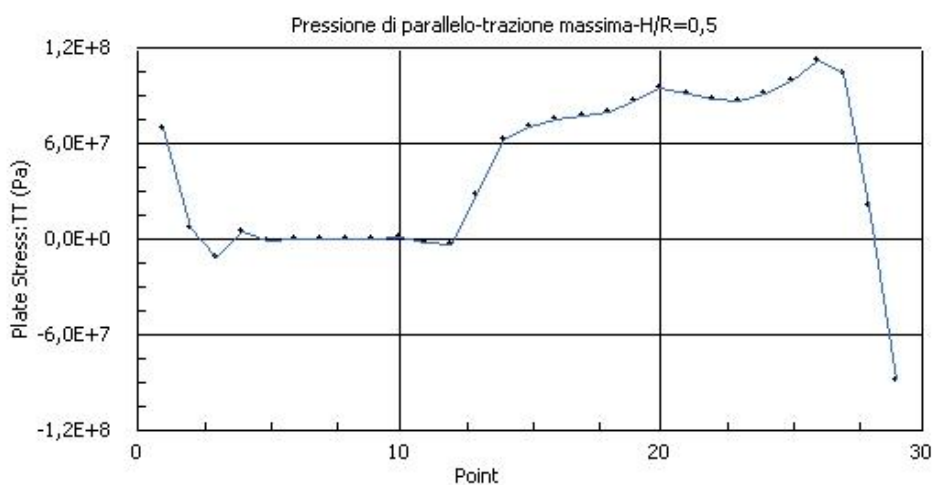


Fig. 8.98 – Andamento pressioni di parallelo massima trazione

Come si capisce dal grafico soprastante questa sezione del serbatoio è soggetta fino a oltre la quota del pelo libero del fluido, da una pressione di parallelo di sola trazione, che raggiunge anche livelli elevati (113,03 MPa).

Per questo motivo nel caso il serbatoio fosse soggetto ad un sisma di entità più elevata in questa zona del mantello ci sarebbero le condizioni per l'instaurarsi di un fenomeno di instabilità.

Pressione di meridiano:

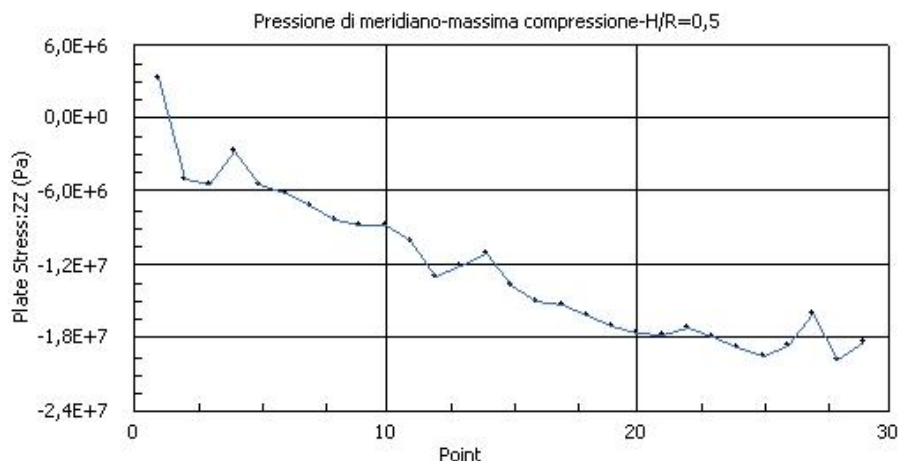


Fig. 8.99 – Andamento della pressione di meridiano – massima compressione

Dal grafico si vede come nella sezione di mantello considerata in questa parte non sia presente solo ed esclusivamente la massima pressione di parallelo in trazione ma anche il massimo valore della pressione di meridiano in compressione (19,9 MPa).

Per questo motivo si rafforza ulteriormente l'idea per la quale nel caso di un evento sismico più severo sia questa la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio e quindi quella in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling. Infatti per la sezione considerata la parte maggiormente sollecitata risulta essere quella a circa 30 centimetri dalla base come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

- Serbatoio 1/4 pieno  
Pressione di parallelo, massima compressione:

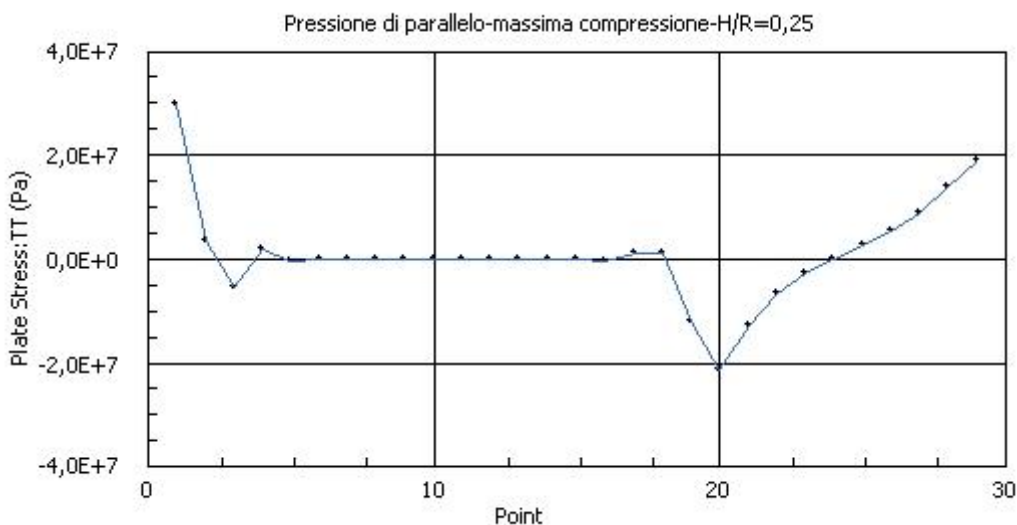


Fig. 8.87 – Andamento pressione di parallelo massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 21,4 MPa  
Pressione di meridiano massima a trazione

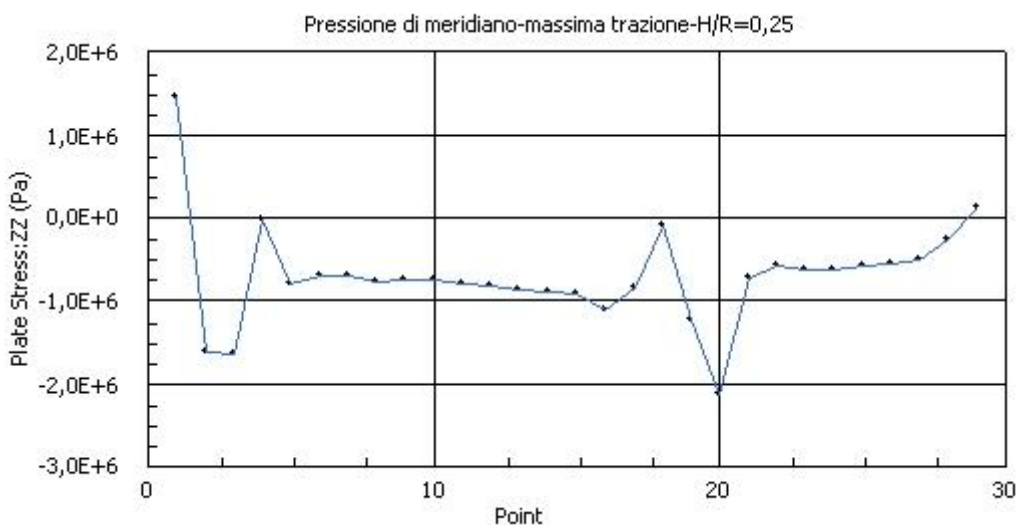


Fig. 8.88 – Andamento pressione di meridiano massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 0,12 MPa, quindi mantello completamente in compressione per quanto riguarda la pressione di meridiano.

Pressione di parallelo massima di trazione

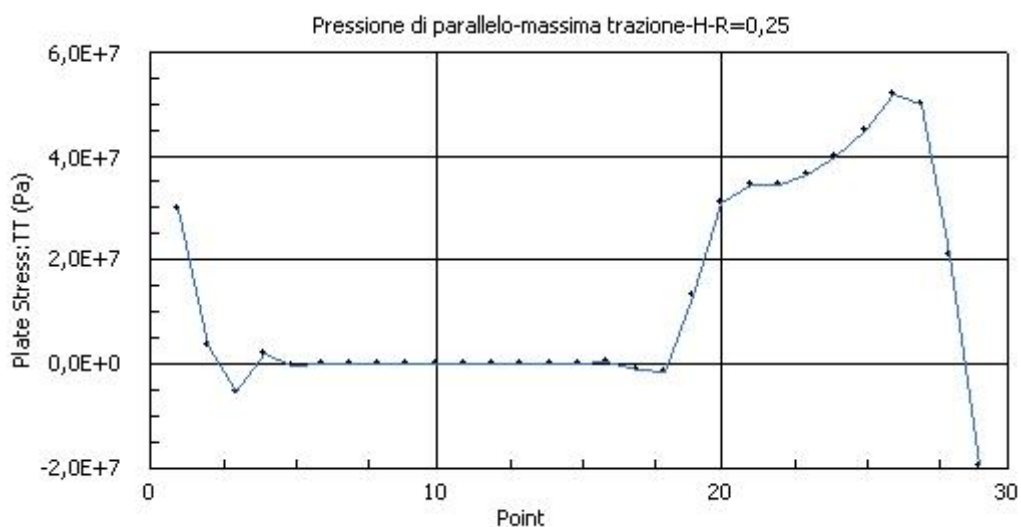


Fig. 8.89 – Andamento pressione di parallelo massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 51,45 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

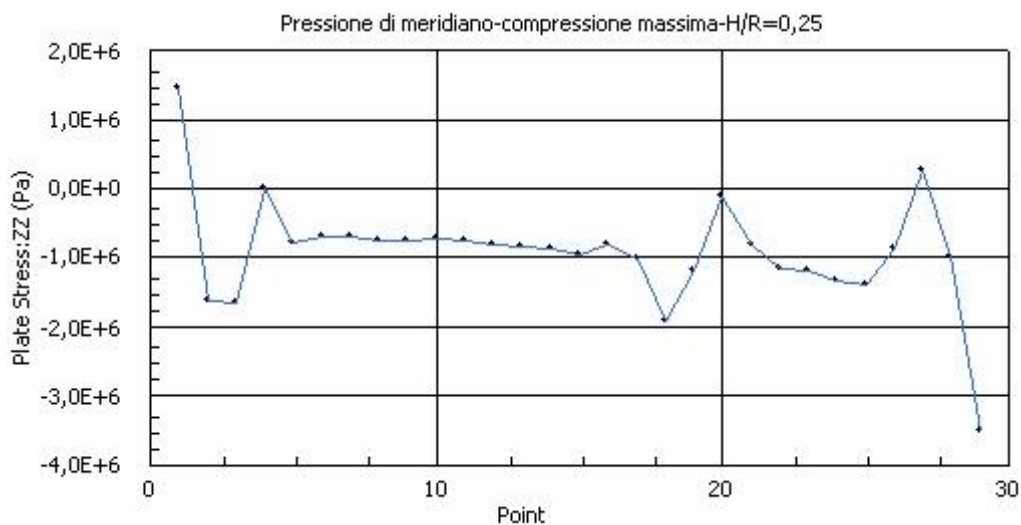


Fig. 8.90 – Andamento pressione di meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 3,5 MPa

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, di intensità minore chiaramente rispetto al caso precedente, questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio.



### 8.4.2.1.2. Serbatoio con rapporto D/H = 0,5

Anche per questa configurazione, con il rapporto D/H=0,5 si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, che si era già precedentemente notato nella configurazione con maggior snellezza vista precedentemente. Si procederà quindi ad una esposizione sintetica dei risultati.

Per entrambe le configurazioni considerate, in funzione dei differenti gradi di riempimento si è infatti notato lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo aumenti in funzione dell'aumento del volume di fluido contenuto, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido.

Si è notato il medesimo andamento delle pressioni nel mantello nel caso di sola variazione del grado di riempimento, con sola diminuzione in modulo degli sforzi, dato dalla differente quantità di fluido all'interno. Per questo motivo la configurazione maggiormente a rischio di collasso per quanto riguarda queste condizioni di vincolo è ,per ogni valore del rapporto D/H, quella completamente piena.

Di seguito in tabella, i risultati per il serbatoio con D/H=0,5, per i due rapporto di riempimento per i quali è stato possibile valutare queste sollecitazioni.

Acc.	Serbatoio appoggiato con copertura		Modello [Mpa]
1/2 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	32,58
		max comp.	8,78
	Pressione di meridiano	max traz.	3,57
		max comp.	67,37
1/4 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	11,42
		max comp.	5,27
	Pressione di meridiano	max traz.	1,14
		max comp.	5,41

Tab. 8.60 – Valori pressioni mantello sezioni più sollecitate

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ma con una riduzione in modulo rispetto al caso 1/2 pieno. Ovviamente questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio.

### 8.4.2.1.3. Serbatoio con rapporto D/H = 1

Anche per questa configurazione, con il rapporto D/H=1 si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, che si era già precedentemente notato nella configurazione con maggior snellezza vista precedentemente. Si procederà quindi ad una esposizione sintetica dei risultati.

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo aumenti in funzione dell'aumento del volume di fluido contenuto, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido.

Si è notato il medesimo andamento delle pressioni nel mantello nel caso di sola variazione del grado di riempimento, con sola diminuzione in modulo degli sforzi, dato dalla differente quantità di fluido all'interno. Per questo motivo la configurazione maggiormente a rischio di collasso per quanto riguarda queste condizioni di vincolo è ,per ogni valore del rapporto D/H, quella completamente piena.

Di seguito in tabella, i risultati per il serbatoio con D/H = 1, per i due rapporto di riempimento per i quali è stato possibile valutare queste sollecitazioni.

Acc.	Serbatoio appoggiato con copertura		Modello [Mpa]
1/2 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	57,02
		max comp.	24,4
	Pressione di meridiano	max traz.	11,9
		max comp.	68,23
1/4 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	19,02
		max comp.	9,87
	Pressione di meridiano	max traz.	1,14
		max comp.	2,58

Tab. 8.61 – Valori pressioni mantello sezioni più sollecitate

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ma con una riduzione in modulo rispetto al caso 1/2 pieno. Ovviamente questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio

#### 8.4.2.1.4. Serbatoio con rapporto D/H = 3

Anche per questa configurazione, con il rapporto D/H=3 si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, che si era già precedentemente notato nella configurazione con maggior snellezza vista precedentemente. Si procederà quindi ad una esposizione sintetica dei risultati.

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo aumenti in funzione dell'aumento del volume di fluido contenuto, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido.

Si è notato il medesimo andamento delle pressioni nel mantello nel caso di sola variazione del grado di riempimento, con sola diminuzione in modulo degli sforzi, dato dalla differente quantità di fluido all'interno. Per questo motivo la configurazione maggiormente a rischio di collasso per quanto riguarda queste condizioni di vincolo è ,per ogni valore del rapporto D/H, quella completamente piena.

Di seguito in tabella, i risultati per il serbatoio con D/H = 3, per i due rapporto di riempimento per i quali è stato possibile valutare queste sollecitazioni.

Acc.	Serbatoio appoggiato con copertura		Modello [Mpa]
1/2 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	131,79
		max comp.	24,4
	Pressione di meridiano	max traz.	1,63
		max comp.	2,93
1/4 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	79,75
		max comp.	12,45
	Pressione di meridiano	max traz.	1,01
		max comp.	1,63

Tab. 8.63 – Valori pressioni mantello sezioni più sollecitate

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ma con una riduzione in modulo rispetto al caso 1/2 pieno. Ovviamente questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio

#### 8.4.2.1.5. Conclusioni

Dai analisi sopra riportate si ricava che la sezione maggiormente sollecitata e che quindi potrebbe creare problemi per quanto concerne l'instaurarsi di fenomeni di Elephant buckling, risulta essere quella nella parete opposta nella direzione di arrivo della forzante sismica a circa una trentina di centimetri dalla base.

Per quanto riguarda le variazioni introdotte nei vari modelli considerati, esse influiscono nel seguente modo:

- Rapporto H/R, per i tre valori considerati (pieno,  $\frac{1}{2}$  pieno,  $\frac{1}{4}$  pieno), si è notato per tutti i modelli come per i serbatoi ancorati la riduzione del volume del fluido stoccato porti ad una riduzione della pressioni agenti sul mantello della struttura ma non cambi comunque il possibile meccanismo di collasso principale il quale risulta essere sempre dovuto a possibili fenomeni di instabilità nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica.
- Rapporto D/H per i quattro valori considerati (0,5, 1, 2, 3), si è notato per tutti i modelli, come per i serbatoi ancorati l'aumento del diametro porti ad un aumento delle pressioni di parallelo (le quali sono dovute alla quantità di liquido stoccato), ma allo stesso tempo porti ad una riduzione delle pressioni di meridiano. Questa riduzione delle tensioni verticali è essenzialmente dovuta alla maggiore superficie di mantello disponibile nella quale è possibile un ridistribuzione delle tensioni.

Concludendo nel caso dell'evento sismico considerato con una PGA molto elevata, sarà la porzione sopra descritta quella che potrà per prima giungere a rottura, compromettendo il comportamento dell'intera struttura. Ovviamente per quanto interessa serbatoi con le medesime caratteristiche geometriche di quelli in esame ed appoggiati alla fondazione sottostante.

Di seguito una tabella riassuntiva dei valori ricavati per i modelli completamente pieni e confronto con i valori di verifica delle due normative per la resistenza del mantello.

D/H	Serbatoio appoggiato con copertura		Modello [Mpa]	API-650 [Mpa]	
0,5	Pressione di parallelo	max traz.	32,58	247,5	VERIFICATO
		max comp.	8,78		
	Pressione di meridiano	max traz.	3,57	78,39	VERIFICATO
		max comp.	67,37		
1	Pressione di parallelo	max traz.	57,02	247,5	VERIFICATO
		max comp.	24,4		
	Pressione di meridiano	max traz.	11,9	48,46	NON VERIFICATO
		max comp.	68,23		
2	Pressione di parallelo	max traz.	113,03	247,5	VERIFICATO
		max comp.	51,15		
	Pressione di meridiano	max traz.	4,14	33,49	VERIFICATO
		max comp.	19,90		
3	Pressione di parallelo	max traz.	131,79	247,5	VERIFICATO
		max comp.	65,76		
	Pressione di meridiano	max traz.	1,63	24,94	VERIFICATO
		max comp.	2,93		

Tab. 8.64 – Confronto resistenza mantello API – 650 std.

Dal confronto appena effettuato si è visto come le configurazioni studiate, appoggiate alla fondazione e per la variazione dei parametri considerata, siano verificati tutti secondo i valori ricavati dall'API-650, ad eccezione della configurazione con rapporto D/H=1.

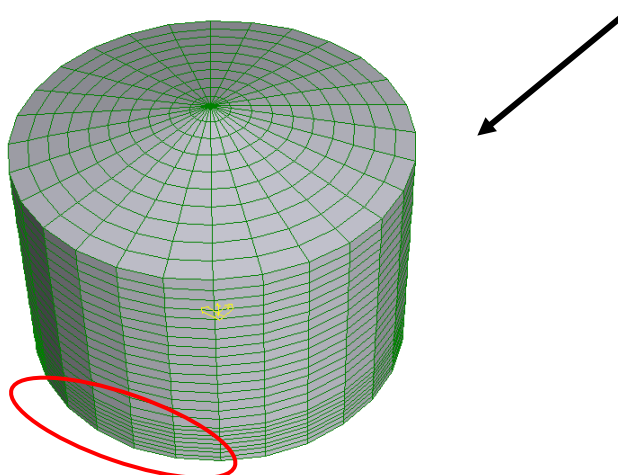
In particolare per questa configurazione si vede come la pressione di meridiano come detto precedentemente aumenti fino a superare il livello di resistenza dato dalla normativa (il quale visti i medesimi materiali utilizzati risulta uguale per tutte le configurazioni).

Di seguito si procederà con la verifica anche secondo la normativa europea.

D/H	Serbatoio appoggiato con copertura	Instab. Euler.	EC8 - 4 [Mpa]		
0,5	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	423,79	282,142	Instab. Elast.	VERIFICATO
			198,84	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
1	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	216	133,64	Instab. Elast.	VERIFICATO
			133,1	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
2	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	108,2	72	Instab. Elast.	VERIFICATO
			72,98	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
3	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	72,13	56,12	Instab. Elast.	VERIFICATO
			42,01	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO

Tab. 8.65 – Confronto resistenza mantello EC8 - 4

Nel caso quindi la verifica venga eseguita con il procedimento dell'EC8-4 non si instaurano fenomeni di instabilità. Poiché gli Eurocodici propongono una trattazione più completa del problema dell'instabilità, definendo chiaramente le verifiche per i due singoli casi, si considera che non sussistano problemi di instabilità del mantello in questa configurazione.



*Fig. 8.104 – Schematizzazione porzione del serbatoio più vulnerabile*

#### 8.4.2.2. Serbatoio appoggiato senza copertura

Di seguito si procederà all'analisi del comportamento con particolare attenzione all'andamento delle pressioni nel mantello, soprattutto nelle due porzioni del mantello che risultano maggiormente sollecitate. In particolare si andranno a vedere dettagliatamente le pressioni di meridiano e di parallelo lungo i due meridiani del mantello maggiormente sollecitati, quello in cui arriva la forzante sismica e la parete opposta.

L'analisi si dividerà di seguito a seconda del parametro di variabilità legato alla snellezza del serbatoio, il rapporto  $D/H$  e per ognuno di questi si vedrà come cambia la sollecitazione a seconda del grado di riempimento considerato, quindi per i vari valori di  $H/R$ .

Di seguito si vedrà in dettaglio solo ed esclusivamente i risultati ottenuti per i serbatoi con rapporto  $D/H=2$ , il quale risulta il valore maggiormente osservato nei serbatoi di stoccaggio dell'industria di processo.

##### 8.4.2.2.1. Serbatoio con rapporto $D/H = 2$

Per questa particolare configurazione si sono ottenuti i seguenti pressioni nel mantello.

- Serbatoio 1/2 pieno

Nella sezione della parete del serbatoio nella quale arriva l'azione sismica si sono

registrate le seguenti pressioni.

Pressione di parallelo

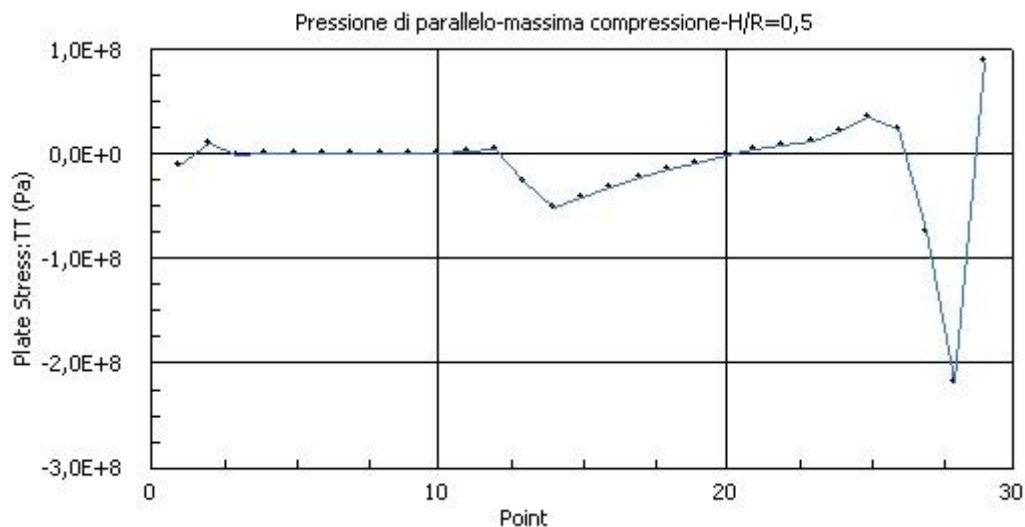


Fig. 8.105 – Andamento pressioni di parallelo massima compressione

Da come si può vedere la sezione maggiormente sollecitata con una pressione di compressione è quella posizionata nella parte alta del mantello (lo 0 nell'asse delle x equivale al punto in sommità al mantello), questa particolare situazione si era già notata nella deformata del caso ancorato con e senza copertura (fig. 7.20 e 7.27).

L'entità dello sforzo in questo caso è molto piccolo (-51,03 MPa) ma nel caso di un evento sismico di intensità molto elevata potrebbe raggiungere valori più elevati che però difficilmente potrebbero portare al collasso completo della struttura.

Pressione di meridiano:

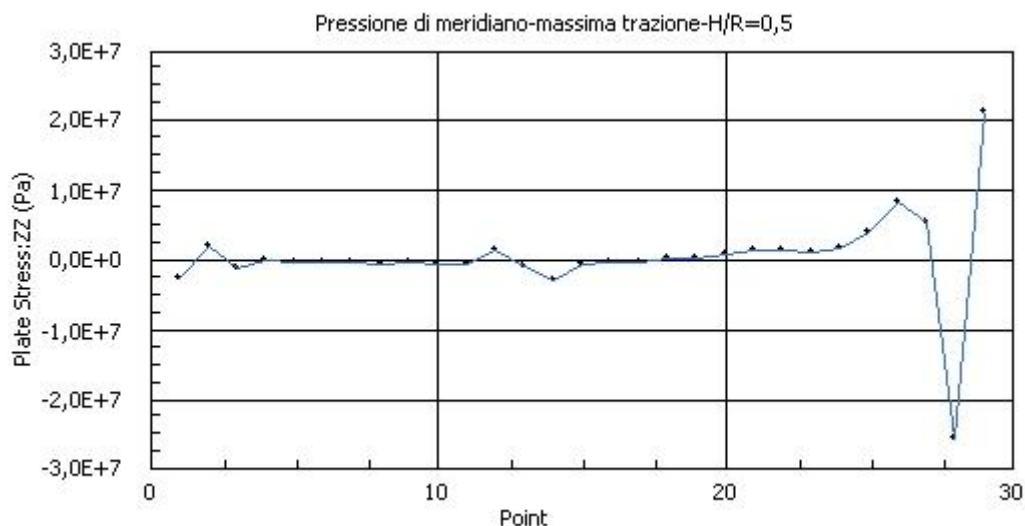


Fig. 8.106 – Andamento pressioni di meridiano massima trazione

Per quanto interessa la pressione di meridiano invece, su questa porzione di serbatoio si svilupperà una pressione di trazione che come si nota interesserà solo ed esclusivamente la

parte più bassa del serbatoio, in questo caso l'intensità non provoca come visto un livello tale di pressione da provocare il collasso della struttura (circa 8,4 MPa), ma con una sollecitazione maggiore potrebbe essere una delle zone interessate da fenomeni di instabilità, anche se sicuramente la zona maggiormente sollecitata durante il fenomeno sismico sarà la parete opposta.

Nella zona di mantello invece posizionata dalla parte opposta rispetto a quella appena studiata, anch'essa una di quelle maggiormente sollecitate, è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

Pressione di parallelo:

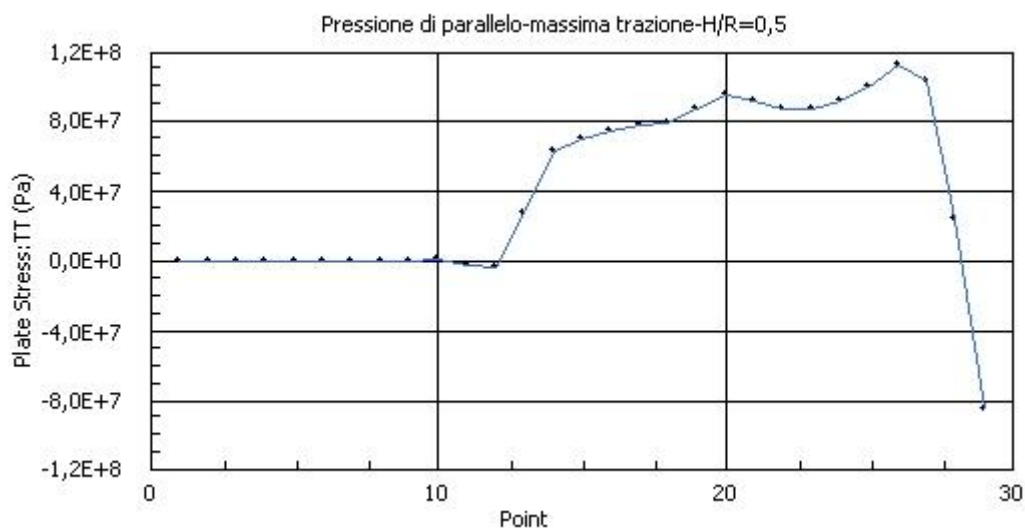


Fig. 8.107 – Andamento pressioni di parallelo massima trazione

Come si capisce dal grafico soprastante questa sezione del serbatoio è soggetta fino a oltre la quota del pelo libero del fluido, da una pressione di parallelo di sola trazione, che raggiunge anche livelli elevati (112,78 MPa).

Per questo motivo nel caso il serbatoio fosse soggetto ad un sisma di entità più elevata in questa zona del mantello ci sarebbero le condizioni per l'instaurarsi di un fenomeno di instabilità.

Pressione di meridiano:

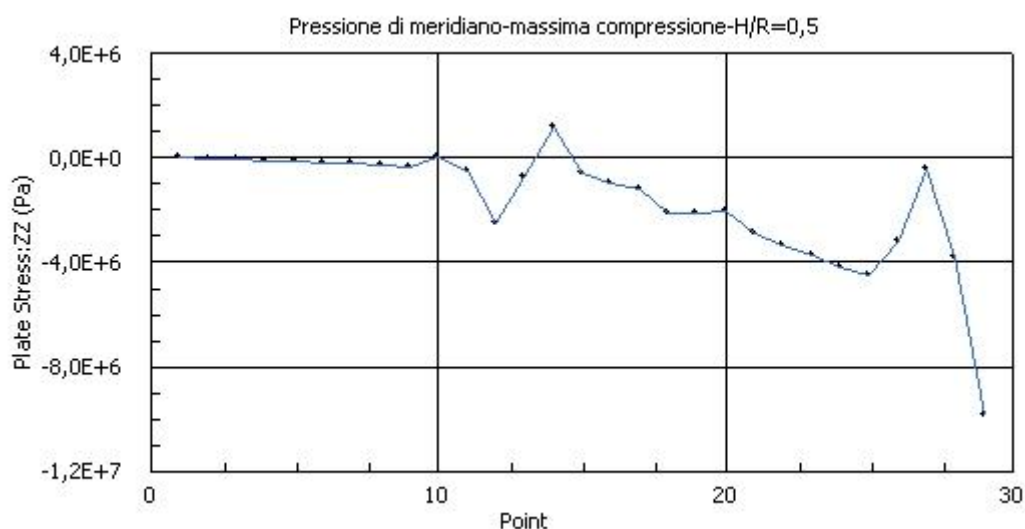


Fig. 8.108 – Andamento della pressione di meridiano-massima compressione



Dal grafico si vede come nella sezione di mantello considerata in questa parte non sia presente solo ed esclusivamente la massima pressione di parallelo in trazione ma anche il massimo valore della pressione di meridiano in compressione (9,9 MPa).

Per questo motivo si rafforza ulteriormente l'idea per la quale nel caso di un evento sismico più severo sia questa la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio e quindi quella in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling. Infatti per la sezione considerata la parte maggiormente sollecitata risulta essere quella a circa 30 centimetri dalla base come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

- Serbatoio 1/4 pieno  
Pressione di parallelo, massima compressione:

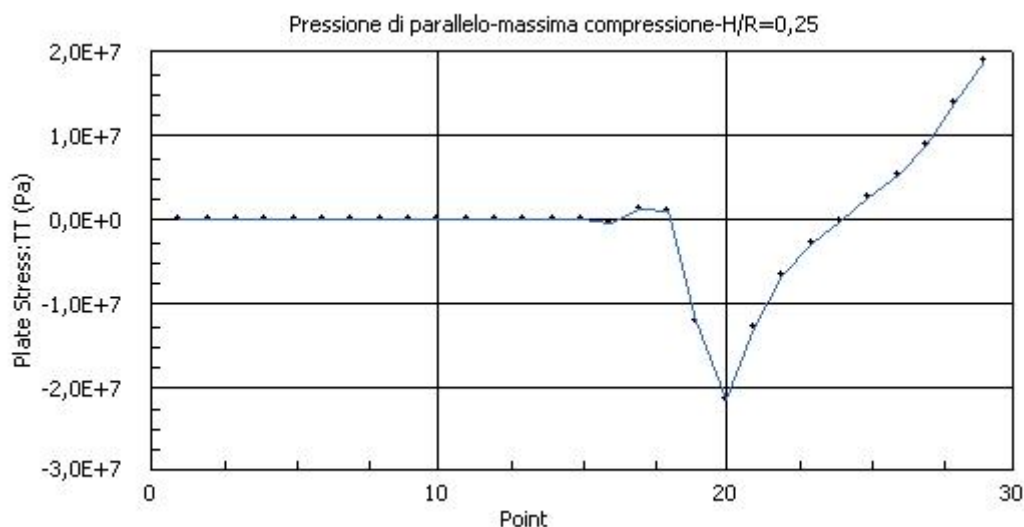


Fig. 8.109 – Andamento pressione di parallelo massima compressione

- Valore massimo di pressione di compressione di parallelo 21,42 MPa  
Pressione di meridiano massima a trazione

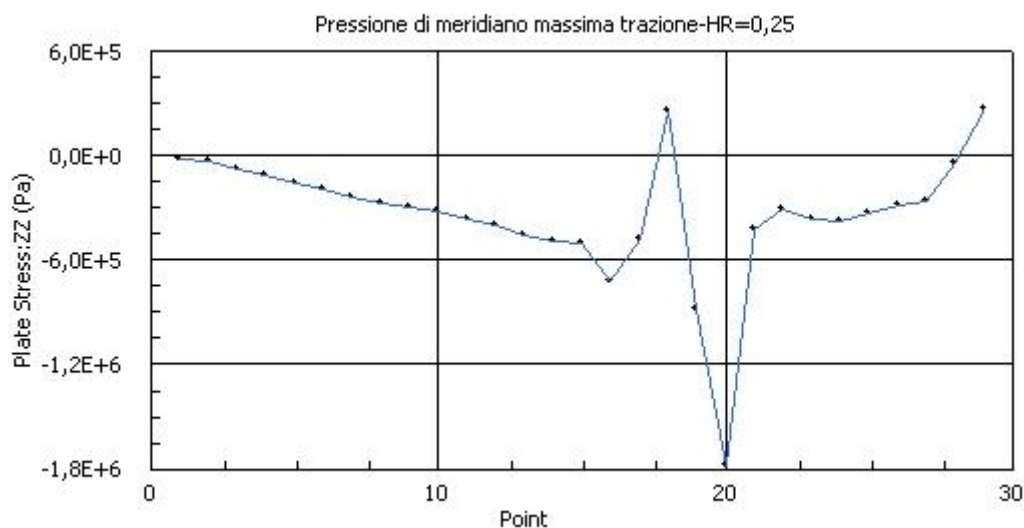


Fig. 8.110 – Andamento pressione di meridiano massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di meridiano 0,27 MPa, quindi mantello completamente in compressione per quanto riguarda la pressione di meridiano.

Pressione di parallelo massima di trazione

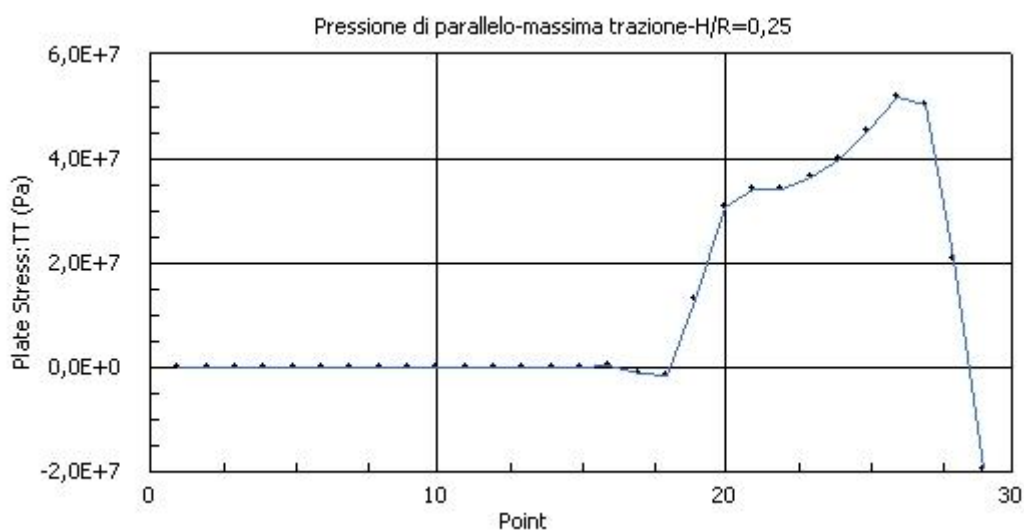


Fig. 8.111 – Andamento pressione di parallelo massima trazione

Valore massimo di pressione di trazione di parallelo 51,65 MPa

Pressione di meridiano massima di compressione

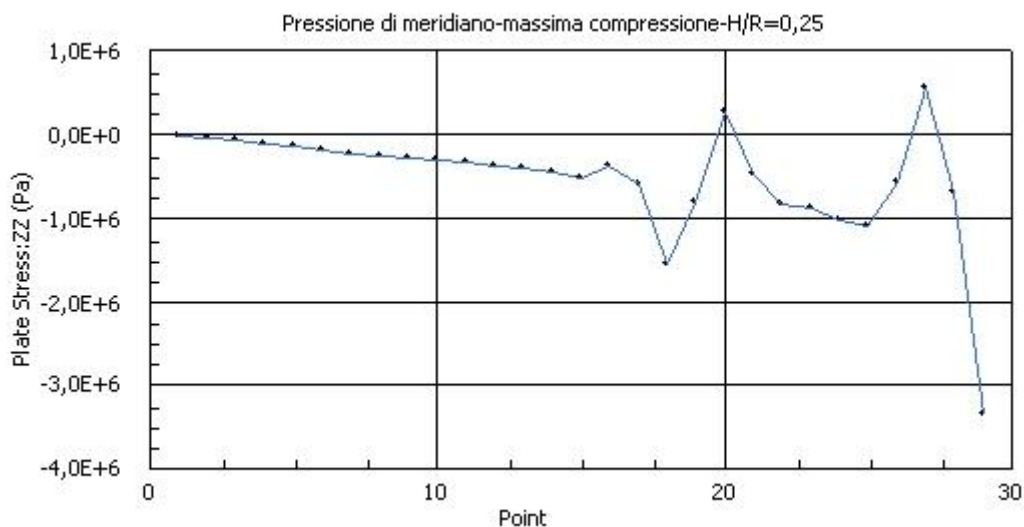


Fig. 8.112– Andamento pressione di meridiano-massima compressione

Valore massimo di pressione di compressione di meridiano 3,35 MPa

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, di intensità minore chiaramente rispetto al caso precedente, questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio.

Dai valori sopra inseriti si nota subito come la differenza nei confronti del caso con copertura sia veramente minimo.

#### 8.4.2.2.2. Serbatoio con rapporto D/H = 0,5

Anche per questa configurazione, con il rapporto D/H=0,5 si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, che si era già precedentemente notato nella configurazione con maggior snellezza vista precedentemente. Si procederà quindi ad una esposizione sintetica dei risultati.

Per entrambe le configurazioni considerate, in funzione dei differenti gradi di riempimento si è infatti notato lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo aumenti in funzione dell'aumento del volume di fluido contenuto, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido.

Si è notato il medesimo andamento delle pressioni nel mantello nel caso di sola variazione del grado di riempimento, con sola diminuzione in modulo degli sforzi, dato dalla differente quantità di fluido all'interno. Per questo motivo la configurazione maggiormente a rischio di collasso per quanto riguarda queste condizioni di vincolo è ,per ogni valore del rapporto D/H, quella completamente piena.

Di seguito in tabella, i risultati per il serbatoio con D/H=0,5, per i due rapporto di riempimento per i quali è stato possibile valutare queste sollecitazioni.

Acc.	Serbatoio appoggiato senza copertura		Modello [Mpa]
1/2 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	31,69
		max comp.	8,78
	Pressione di meridiano	max traz.	3,57
		max comp.	67,37
1/4 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	13,66
		max comp.	5,27
	Pressione di meridiano	max traz.	1,14
		max comp.	4,36

Tab. 8.66 – valori pressioni sezioni maggiormente sollecitate

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ma con una riduzione in modulo rispetto al caso 1/2 pieno. Ovviamente questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio.

### 8.4.2.2.3. Serbatoio con rapporto D/H = 1

Anche per questa configurazione, con il rapporto D/H=1 si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, che si era già precedentemente notato nella configurazione con maggior snellezza vista precedentemente. Si procederà quindi ad una esposizione sintetica dei risultati.

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo aumenti in funzione dell'aumento del volume di fluido contenuto, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido.

Si è notato il medesimo andamento delle pressioni nel mantello nel caso di sola variazione del grado di riempimento, con sola diminuzione in modulo degli sforzi, dato dalla differente quantità di fluido all'interno. Per questo motivo la configurazione maggiormente a rischio di collasso per quanto riguarda queste condizioni di vincolo è ,per ogni valore del rapporto D/H, quella completamente piena.

Di seguito in tabella, i risultati per il serbatoio con D/H = 1, per i due rapporto di riempimento per i quali è stato possibile valutare queste sollecitazioni.

Acc.	Serbatoio appoggiato con copertura	Modello [Mpa]
1/2 pieno	Pressione di parallelo	max traz. <b>55,64</b>
		max comp. 24,4
	Pressione di meridiano	max traz. 11,9
		max comp. <b>31,85</b>
1/4 pieno	Pressione di parallelo	max traz. <b>24,19</b>
		max comp. 9,87
	Pressione di meridiano	max traz. 1,14
		max comp. <b>2,8</b>

Tab. 8.67 – Valori pressioni mantello sezioni più sollecitate

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ma con una riduzione in modulo rispetto al caso 1/2 pieno. Ovviamente questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio

#### 8.4.2.2.4. Serbatoio con rapporto D/H = 3

Anche per questa configurazione, con il rapporto D/H=3 si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, che si era già precedentemente notato nella configurazione con maggior snellezza vista precedentemente. Si procederà quindi ad una esposizione sintetica dei risultati.

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate.

Per quanto visto quindi si vede come la zona più vulnerabile dell'intero serbatoio, risulta essere quella posizionata nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica ad una altezza di circa 30 cm dalla base. Risulta quindi questa la parte in cui si potrebbero manifestare fenomeni di instabilità come quello dell'elephant buckling, come si era già valutato dall'analisi osservazionale dei danni subiti negli eventi passati.

In particolare a differenza del caso studiato nel capitolo 7.5 si nota subito come la pressione di parallelo aumenti in funzione dell'aumento del volume di fluido contenuto, questo è dovuto al fatto che questa ultima è essenzialmente dovuta per massima quota alla sola pressione idrostatica del fluido.

Si è notato il medesimo andamento delle pressioni nel mantello nel caso di sola variazione del grado di riempimento, con sola diminuzione in modulo degli sforzi, dato dalla differente quantità di fluido all'interno. Per questo motivo la configurazione maggiormente a rischio di collasso per quanto riguarda queste condizioni di vincolo è ,per ogni valore del rapporto D/H, quella completamente piena.

Di seguito in tabella, i risultati per il serbatoio con D/H = 3, per i due rapporto di riempimento per i quali è stato possibile valutare queste sollecitazioni.

Acc.	Serbatoio appoggiato con copertura		Modello [Mpa]
1/2 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	159,97
		max comp.	40,56
	Pressione di meridiano	max traz.	2,14
		max comp.	4,06
1/4 pieno	Pressione di parallelo	max traz.	68,64
		max comp.	12,45
	Pressione di meridiano	max traz.	1,01
		max comp.	1,2

Tab. 8.68 – Valori pressioni mantello sezioni più sollecitate

Anche per questa configurazione appena studiata si vede lo stesso andamento delle pressioni nelle due sezioni maggiormente sollecitate, ma con una riduzione in modulo rispetto al caso 1/2 pieno. Ovviamente questo è dovuto al minor livello di fluido contenuto all'interno del serbatoio

#### 8.4.2.2.5. Conclusioni

Dai analisi sopra riportate si ricava che la sezione maggiormente sollecitata e che quindi potrebbe creare problemi per quanto concerne l'instaurarsi di fenomeni di Elephant buckling, risulta essere quella nella parete opposta nella direzione di arrivo della forzante sismica a circa una trentina di centimetri dalla base.

Per quanto riguarda le variazioni introdotte nei vari modelli considerati, esse influiscono nel seguente modo:

- Rapporto H/R, per i tre valori considerati (pieno,  $\frac{1}{2}$  pieno,  $\frac{1}{4}$  pieno), si è notato per tutti i modelli come per i serbatoi ancorati la riduzione del volume del fluido stoccato porti ad una riduzione della pressioni agenti sul mantello della struttura ma non cambi comunque il possibile meccanismo di collasso principale il quale risulta essere sempre dovuto a possibili fenomeni di instabilità nella parete opposta alla direzione di applicazione della forzante sismica.
- Rapporto D/H per i quattro valori considerati (0,5, 1, 2, 3), si è notato per tutti i modelli, come per i serbatoi ancorati l'aumento del diametro porti ad un aumento delle pressioni di parallelo (le quali sono dovute alla quantità di liquido stoccato), ma allo stesso tempo porti ad una riduzione delle pressioni di meridiano. Questa riduzione delle tensioni verticali è essenzialmente dovuta alla maggiore superficie di mantello disponibile nella quale è possibile un ridistribuzione delle tensioni.

Concludendo nel caso dell'evento sismico considerato con una PGA molto elevata, sarà la porzione sopra descritta quella che potrà per prima giungere a rottura, compromettendo il comportamento dell'intera struttura. Ovviamente per quanto interessa serbatoi con le medesime caratteristiche geometriche di quelli in esame ed appoggiati alla fondazione sottostante.

Di seguito una tabella riassuntiva dei valori ricavati per i modelli completamente pieni e confronto con i valori di verifica delle due normative per la resistenza del mantello.

D/H	Serbatoio appoggiato con copertura		Modello [Mpa]	API-650 [Mpa]	
0,5	Pressione di parallelo	max traz.	31,69	247,5	VERIFICATO
		max comp.	8,78		
	Pressione di meridiano	max traz.	3,57	78,39	VERIFICATO
		max comp.	67,37		
1	Pressione di parallelo	max traz.	55,64	247,5	VERIFICATO
		max comp.	24,4		
	Pressione di meridiano	max traz.	11,9	48,46	VERIFICATO
		max comp.	31,85		
2	Pressione di parallelo	max traz.	112,78	247,5	VERIFICATO
		max comp.	51,03		
	Pressione di meridiano	max traz.	8,4	33,49	VERIFICATO
		max comp.	9,90		
3	Pressione di parallelo	max traz.	159,97	247,5	VERIFICATO
		max comp.	40,56		
	Pressione di meridiano	max traz.	2,14	24,94	VERIFICATO
		max comp.	4,06		

Tab. 8.69 – Confronto verifica resistenza mantello API-650 std.

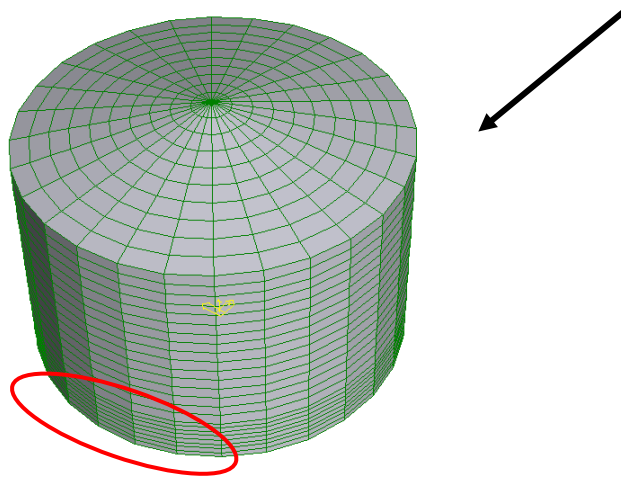
Dal confronto appena effettuato si è visto come le configurazioni studiate, appoggiate alla fondazione e per la variazione dei parametri considerata, siano verificati tutti secondo i valori ricavati dall'API-650.

Di seguito si procederà con la verifica anche secondo la normativa europea.

D/H	Serbatoio appoggiato con copertura	Instab. Euler.	EC8 - 4 [Mpa]		
0,5	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	423,79	282,142	Instab. Elast.	VERIFICATO
			198,84	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
1	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	216	133,64	Instab. Elast.	VERIFICATO
			133,1	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
2	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	108,2	72	Instab. Elast.	VERIFICATO
			72,98	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO
3	Deve risultare che il valore dell'instabilità euleriana calcolata > del valore ricavato per le due instabilità	72,13	56,12	Instab. Elast.	VERIFICATO
			42,01	Instab. Elast. - Plast.	VERIFICATO

Tab. 8.70 – confronto verifica resistenza mantello EC8 - 4

Nel caso quindi la verifica venga eseguita con il procedimento dell'EC8-4 non si instaurano fenomeni di instabilità. Poiché gli Eurocodici propongono una trattazione più completa del problema dell'instabilità, definendo chiaramente le verifiche per i due singoli casi, si considera che non sussistano problemi di instabilità del mantello in questa configurazione.



*Fig. 8.113 – Schematizzazione porzione del serbatoio più vulnerabile*





## 9. CONCLUSIONI

Di seguito a conclusione del lavoro svolto si inserisce una schematizzazione dei risultati ottenuti e delle conclusioni che, da questi, si sono tratte.

Per maggior chiarezza si è deciso di procedere andando a descrivere quanto ottenuto, in ognuna delle parti del lavoro:

- Confronto normative, API-650 std. e EC8 – 4.
- Verifica serbatoio esistente, posizionato idealmente a Priolo Gargallo (SR)
- Analisi parametriche

### 9.1. Confronto normative

Dall'utilizzo delle formule contenute nelle due normative ,prese in considerazione, si sono potuti ricavare, per tutte le configurazioni di serbatoi analizzati, i parametri della sollecitazione che interessano la struttura, ed in particolare il taglio alla base, il momento alla base, la pressione di meridiano e quella di parallelo.

Prima della valutazione degli effetti della forzante sismica sul serbatoio è stato necessario, attraverso le due normative, andare a valutare tutti i parametri che caratterizzano la struttura.

In questa fase le due norme si trovano d'accordo. Ciò che le distingue è l'assunzione del fattore di struttura legato ai modi di vibrare, poiché la norma europea non considera alcuna risorsa plastica della struttura, mentre la API 650 assegna un fattore 3,5 legato alla plasticizzazione del materiale. Questa differenza porta ad una sostanziale discrepanza dell'entità dei momenti sollecitanti, che per gli Eurocodici risultano troppo a favore di sicurezza, talmente gravosi da rendere scarsamente applicativa la norma a tale riguardo. Si è notato infatti come in tutti gli esempi considerati, sia impossibile procedere con la verifica poiché il momento sollecitante calcolato con gli EC8-4 risulta troppo elevato.

Il confronto tra le due norme ha mostrato questa sovrastima dell'azione agente sulla struttura da parte della normativa europea, non solo nel momento alla base ma anche nel taglio, per il quale ,come visto per il momento, l'EC8 – 4 risulta sempre di molto maggiore rispetto a quello della normativa americana e a quanto ottenuto negli esempi numerici.

Questo comportamento ricavato è dovuto non solo al differente fattore di struttura che le due normative impongono di usare ma anche alla formulazione stessa delle formule utilizzate per il loro calcolo dove si vede chiaramente che, la combinazione dei vari parametri che concorrono a formare la sollecitazione totale sulla struttura siano ben diverse. La normativa americana ,la quale viene seguita più fedelmente, dalla maggior parte dei modelli analizzati, utilizza una somma quadratica per ottenere la sollecitazione finale. La normativa europea al contrario ,la quale come sempre si è visto ha un comportamento sovrastimante, utilizza una somma diretta per ottenere la sollecitazione finale.

Passando poi alle pressioni agenti sul mantello, anche in questo caso la trattazione delle due normative si differenzia.

Se da un lato infatti l'API-650 permette di valutare con semplici formulazioni le due pressioni che si vengono a sviluppare all'interno del mantello del serbatoio, dall'altro l'EC8 – 4 non lo permette, ma si limita alla trattazione delle pressioni dovute dalle due componenti in cui può essere suddiviso il liquido stoccato.

Le pressioni di parallelo e meridiano quindi che si sono ricavate dal modello agli elementi finiti, sono state confrontate solo ed esclusivamente con quelle della normativa americana.

Passando poi infine alla trattazione delle verifiche vere e proprie che si possono fare con le due normative sulle resistenza del mantello del serbatoio, si sono evidenziati anche in questo caso due trattazioni differenti.

La norma americana tratta separatamente i due casi, ponendo limiti alle singole tensioni, ma non considerando la combinazione delle due; e si presenta per questo aspetto limitata rispetto a quella europea nella quale invece forniscono formule che considerano lo stato biassiale di tensione.

Per questo motivo la seconda è stata presa per questo aspetto in maggior considerazione nei casi in cui ci fossero discordanze nei risultati ottenuti nella verifiche del mantello, nella varie configurazioni considerate.

Si può quindi osservare, a riguardo delle due normative visionate, che la API 650 fornisce formule di estrema semplicità ed applicazione, esse inoltre contengono già il fattore di sicurezza, che si è notato avere valore pari a 3. La implicita complessità dei ragionamenti alla base delle formule fornite dalla norma si nota qualora si tenti di analizzare i fattori che impongono poi l'uso di una formula piuttosto che un'altra: essi infatti discriminano varie situazioni legate al comportamento del serbatoio (ad esempio il verificarsi o no del sollevamento, che implica l'utilizzo di due diverse formule). Dal momento che queste informazioni risultano "nascoste" all'interno di questi discriminanti, l'utilizzo della norma americana è estremamente semplice ma non consente a chi lo utilizza di cogliere il comportamento strutturale del serbatoio.

Gli Eurocodici risultano più completi, in quanto forniscono anche una analisi dettagliata delle pressioni impulsive e convettive, attraverso formulazioni generali indispensabili ad esempio per una analisi time history. Nel nostro caso tali formulazioni sono risultate utili a determinare l'andamento spaziale delle pressioni sismiche da implementare nel modello agli elementi finiti.

Le norme europee risultano più intuitive ad esempio nella verifica dell'instabilità, associando ai due modi di crisi trattati formule specifiche e contenenti le considerazioni sullo stato biassiale di tensione. Inoltre gli Eurocodici sono gli unici a effettuare una valutazione dell'entità massima del sollevamento del fondo.

## **9.2. Verifica serbatoio esistente**

Da questa sezione del lavoro si conferma quanto già notato sulle differenze delle due normative, che si erano già potute osservare nell'analisi analitica del capitolo 6.

In questa fase oltre a quanto visto analiticamente, si è proceduto con la realizzazione di un modello agli elementi finiti a cui sono stati applicati 7 accelerogrammi spettro compatibili con il sito preso in considerazione.

Dalle analisi svolte sia in via analitica attraverso le due formulazione di normativa sia attraverso analisi dinamiche lineari del modello, si è ottenuto un soddisfacimento globale delle verifiche effettuate.

In particolare, per le configurazioni considerate (ancorato alla base, appoggiato alla base, con copertura o semplicemente con il suo peso), si sono andati a determinare tutti i parametri della sollecitazione che, come già detto ,sono risultati nella maggior parte dei casi in linea con la normativa americana. Questo comportamento si è potuto notare non solo per il taglio alla base e per il momento ma anche per le due pressioni definenti lo stato biassiale di tensione del mantello. Una volta ricavate in particolare queste due grandezze si è proceduto con la verifica secondo le due normative considerate.

Il quadro che è emerso è il seguente:

- Normativa API-650 std. –, Per le azioni considerate agenti sulle strutture sotto esame, si è potuto osservare un soddisfacimento globale delle verifiche di resistenza del mantello. La verifica come detto si compone del solo paragone tra il valore della sollecitazione ricavata con quello di una tensione ammissibile fornita da una formulazione della norma stessa. Per questo motivo questo procedimento, non tiene conto di tutti i fenomeni di miglioramento e/o peggioramento dovuti alla relazione tra le due pressioni.
- Normativa EC8 – 4 – Per le azioni considerate agenti sulle strutture sotto esame, si è potuto osservare un soddisfacimento globale delle verifiche di resistenza del mantello. La verifica come detto si compone, in questo caso, di due verifiche all'instabilità vere e proprie dove viene tenuta in considerazione anche la relazione che si viene a creare tra le due pressioni agenti. La verifica sono risultate soddisfatte in questo caso in quanto il valore della tensione ammissibile euleriana, risulta sempre maggiore delle due componenti, quella elastica e quella elasto-plastica, ottenute dalle formulazioni della normativa.

In conclusione quindi dall'analisi svolta sul serbatoio esistente, posizionato però idealmente nel sito di Priolo Gargallo (SR) e più in generale in una area compresa in zona sismica II (come l'83% degli impianti RIR in zone superiori alla 4), risulta verificato per quanto concerne le verifiche previste dalle due normative prese in considerazione. Si è notato, inoltre, come la porzione di mantello maggiormente vulnerabile sia quella posizionata a circa una trentina di centimetri dalla base nella parete opposta alla direzione di arrivo dell'azione sismica. Zona che in accordo con quanto visto dall'analisi osservazionale risulta essere quella nella quale ,anche nei terremoti passati, si è sviluppato il fenomeno dell'instabilità elephant buckling.

### 9.3. Analisi parametriche

Per questa ultima parte del lavoro si è proceduto con un'analisi parametrica, in modo tale da affrontare un confronto più generale per andare a carpire meglio il comportamento durante gli eventi sismici dei serbatoi di stoccaggio.

In particolar modo si è evoluto andare a vedere come diverse configurazioni del serbatoio possano influenzare la sua risposta.

Per questo motivo prima cosa che è stata fatta è stata quella di decidere quali parametri far variare per cercare di andare a coprire la più vasta variabilità di comportamento possibile.

Per poter decidere quali parametri far variare, come prima cosa si è andato a vedere il tutto quello che è stato raccolto nell'analisi osservazionale degli effetti del sisma sui serbatoi di stoccaggio dell'industria di processo a seguito di una serie di terremoti di varia intensità (vedi cap. 3.7, NIST GCR 720, 1997).

Dai danni osservati si è visto come i parametri che influenzano maggiormente il comportamento sismico dei serbatoi di stoccaggio sono, il grado di riempimento ed il grado di snellezza della struttura, meglio descritti come:

- Grado di riempimento: è reso dal rapporto  $H / R$  dove  $H$  = all'altezza del pelo libero del fluido all'interno del serbatoio ed  $R$  = al raggio del serbatoio.
- Grado di snellezza: è resa dal rapporto  $D / H$  dove in questo caso  $H$  = altezza del mantello del serbatoio e  $D$  0 al diametro del serbatoio.

Dal database dei danni osservati consultato, si è scelto quindi di far variare questi parametri poiché, si è visto come i danni del serbatoio siano direttamente proporzionali al grado di riempimento dello stesso ed invece siano inversamente proporzionale al grado di snellezza.

Si è potuto osservare infatti che i maggiori danni a parità di caratteristiche globali della struttura sono stati ravvisati in quei casi in cui il serbatoio aveva un riempimento maggiore.

Parimenti invece è stato osservato che a parità di grado di riempimento i danni maggiori si sono ravvisati in quei serbatoi che presentavano una snellezza più elevata e quindi un diametro via via inferiore rispetto all'altezza delle pareti dello stesso.

Per questi motivi si è deciso di far variare questi parametri ed in particolar modo i valori considerati sono stati i seguenti:

	I°	II°	III°
H / R	Pieno	1/2 Pieno	1/4 Pieno

Tab. 9.1 – Valori di H/R considerati

	I°	II°	III°	IV°
D / H	0,5	1	2	3

Tab. 9.2 - Valori di D/H considerati

Una volta individuati quindi i parametri da far variare si è proceduto con l'analisi dinamica lineare, nella quale l'accelerogramma applicato è stato quello del sisma di Northridge del 1994, opportunamente scalato per ottenere una PGA pari ad 1g. In particolare, per le configurazioni considerate (ancorato alla base, appoggiato alla base, con copertura o semplicemente con il suo

peso), si sono andati a determinare tutti i parametri della sollecitazione

Per quanto interessa la variabilità dei parametri della sollecitazione, quello che si è ottenuto è illustrato nell'elenco seguente:

- **Taglio alla base del serbatoio**

Prima cosa che è emersa è che, al variare delle condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

Questo vale sia per la presenza o meno della copertura sia per il tipo di vincolo deciso alla base, se di semplice appoggio o fisso alla fondazione sottostante.

Nel confronto con la normativa, si vede come a causa della forzante sismica considerata, il valore ottenuto per i modelli vincolati sia maggiormente in linea con quelli della sovrastimante normativa europea. Cosa differente invece si nota nei casi appoggiati e in quelli con grado di riempimento pari ad un quarto per i quali invece il valore torna a posizionarsi fra le due normative (come nei casi studiati al capitolo 7).

Discorso a parte può essere fatto sui valori di normativa americana, dei casi appoggiati, nei quali il minore fattore di struttura (3,5 invece di 4) porta ad un aumento del valore assoluto che fa sì che il modello agli elementi finiti si adatti meglio in quei casi al suo andamento.

Il rapporto del parametro in questione con i parametri fatti variare risulta essere di tipo diretto in entrambi i casi, quindi aumenta sia all'aumentare dei gradi di riempimento, sia all'aumento delle dimensioni della struttura stessa.

- **Momento alla base**

Prima cosa che è emersa è che, al variare delle condizioni al contorno del modello i risultati portino a dei valori sostanzialmente senza differenze significative.

Questo vale sia per la presenza o meno della copertura sia per il tipo di vincolo deciso alla base, se di semplice appoggio o fisso alla fondazione sottostante.

Nel confronto con la normativa, si vede come a causa della forzante sismica considerata, il valore ottenuto per i modelli vincolati sia maggiormente in linea con quelli della sovrastimante normativa europea.

Da notare come l'andamento del momento nelle varie configurazioni considerate presenti un'ampia variabilità, questo è dovuto essenzialmente al grado di sollevamento che interessa la struttura e porta variazione a questo parametro.

In particolare non sono da considerarsi completamente attendibili i risultati ottenuti dai modelli completamente pieni per i quali il sollevamento della base interessa una porzione troppo elevata, portando in alcuni casi fino al ribaltamento completo.

In linea generale comunque la sollecitazione troppo severa considerata genera un andamento del parametro che supera, in molti casi, anche quello della stessa normativa europea.

Il rapporto del parametro in questione con i parametri fatti variare risulta essere di tipo diretto in entrambi i casi, quindi aumenta sia all'aumentare dei gradi di riempimento, sia

all'aumento delle dimensioni della struttura stessa.

- **Pressione di parallelo**

Prima cosa che si è potuta notare è che, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto D/H, questa risulta essere come per i parametri precedenti di tipo diretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è essenzialmente governato dalla pressione idrostatica, quindi all'aumentare del liquido contenuto c'è un corrispettivo aumento della sollecitazione di parallelo.

Anche in questo caso come per i parametri precedenti la presenza della copertura non sembra essere così importante per quanto interessa l'intensità di questo valore (influisce come visto nel capitolo 7, nella sua distribuzione).

In particolare la differenza fra le due configurazioni con rigidità differente porta ad un piccolo aumento della pressione registrata, infatti a causa del basso grado di rigidità che è in grado di offrire il modello senza copertura, si ha in quel caso un sollevamento di entità maggiore ma che interessa una porzione più limitata di mantello in quanto non è presente l'elemento in grado di permettere un'adeguata redistribuzione della pressione.

Questo fenomeno porta quindi all'aumento del modulo della pressione rispetto al caso precedente, per la minor superficie di mantello interessata.

Come già enunciato nel caso analizzato precedentemente, si nota che all'aumentare del rapporto H/R, ci sia un parimenti aumento della pressione di parallelo, questo è chiaramente dovuto all'aumento del liquido all'interno del serbatoio che fa sì che la pressione di parallelo aumenti.

- **Pressione di meridiano**

Prima cosa che si è potuta notare è che, i valori ricavati dal modello numerico rispecchiano fedelmente quelli della normativa americana, i valori infatti si assestano sempre al di sotto del livello di normativa e ne seguono l'andamento.

Per quanto riguarda la relazione con il rapporto D/H, questa risulta essere, al contrario dei parametri precedenti di tipo indiretto.

Questo è dovuto al fatto che questo parametro è collegato all'estensione della circonferenza del mantello sul quale agisce, quindi all'aumentare di questa dimensione, si avrà una riduzione del modulo della pressione.

Per il rapporto con la differente rigidità del sistema, si nota come in assenza di un elemento di irrigidimento come la copertura, l'entità della pressione di meridiano tenda ad diminuire.

Questo è dovuto alla mancanza della copertura, che non insiste sul mantello, nello

stesso tempo però si potrebbe notare (aggiungendo nel modello una condizione di carico del tutto simile a quello dovuto dalla copertura, ved. 7.4.4.2.2), che la mancanza dell'elemento irrigidente, come già detto non permette un'efficace redistribuzione dello sforzo nel mantello, aumentandone se pur di poco il valore assoluto.

La diminuzione del valore totale, mostra come sia preponderante il contributo del peso della copertura. La differenza è, comunque, sempre molto limitata,

Considerando invece la variazione del rapporto di riempimento H/R, si è notata una relazione diretta simile a quella che hanno mostrato anche tutti gli altri parametri.

A seguito dell'analisi sui singoli parametri della sollecitazione che interessano la struttura si è poi, come nell'analisi del serbatoio esistente, proceduto con la verifica della resistenza del mantello, ovviamente solo ed esclusivamente in quelle configurazioni per le quali non si è giunti al ribaltamento totale, a causa della severità dell'azione considerata.

Anche in questo caso come nel precedente, ad esclusione dei casi completamente pieni, con vincolo di appoggio, i quali sarebbero tutti quanti giunti a collasso a causa delle pressioni all'interno del mantello o della base, si è registrato un soddisfacimento praticamente globale delle verifiche contenute nelle due normative prese in considerazione.

In particolare il quadro che è emerso è il seguente:

- Normativa API-650 std. –, Per le azioni considerate agenti sulle strutture sotto esame, si è potuto osservare un soddisfacimento praticamente globale delle verifiche di resistenza del mantello. Uniche configurazioni che hanno mostrato invece pressioni superiori rispetto ai valori di confronto di normativa sono stati, quello ancorato con rapporto  $D/H = 3$  e pieno per metà e quello appoggiato con copertura definito da un rapporto  $D/H = 1$  e pieno anch'esso per metà.
- Normativa EC8 – 4 – Per le azioni considerate agenti sulle strutture sotto esame, si è potuto osservare un soddisfacimento globale delle verifiche di resistenza del mantello. Si è giunti al soddisfacimento delle verifiche anche nei casi non verificati per l'API.

La discordanza fra le due normative è stata superata andando a considerare i risultati ottenuti dalle verifiche della normativa europea, in quanto come già detto precedentemente, propone una trattazione più completa del problema dell'instabilità, definendo chiaramente le verifiche per i due singoli casi, per questo motivo, si è concluso che considera che non sussistono problemi di instabilità del mantello ad eccezione dei casi completamente pieni. Infine si è notato, come la porzione di mantello maggiormente vulnerabile sia quella posizionata a circa una trentina di centimetri dalla base nella parete opposta alla direzione di arrivo dell'azione sismica. Zona che in accordo con quanto visto dall'analisi osservazionale risulta essere quella nella quale, anche nei terremoti passati, si è sviluppato il fenomeno dell'instabilità elephant buckling.





**BIBLIOGRAFIA**

- [1] S. Di Cave, L.G. Luccone, B. Mazzarotta , Effetti dei terremoti sulle apparecchiature dell'industria chimica e sui serbatoi di stoccaggio, Progetto SyNaRMa, Università La Sapienza di Roma, Dicembre 2007;
- [2] Ciampi, D. Addessi, *Optimal design of passive control system based on Energy dissipation for earthquake protection of structures*, Proc. Of European Conference on Structural Dynamics EURODYN'96, Firenze (Italy), 1996;
- [3] B.M. Jin, S.J. Jeon, S.W. Kim, Y.J. Kim, C.H. Chung, *Earthquake response analysis of LNG storage tank by axisymmetric finite element model and comparison to the result of the simple model*, In: 13<sup>th</sup> World conference on earthquake engineering Vancouver, BC, Canada, (2004) paper n. 394;
- [4] Y.L. Xu, Q. He, J.M. Ko, *Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation*, Engineering Structures, 21, pp. 135-148 (1999);
- [5] V. Ciampi, M De Angelis, S. Di Cave, L.G. Luccone, M. Ciucci, *Rischi naturali per impianti a rischio di incedente rilevante. Analisi di soluzioni di protezione sismica innovative*, Convegno Sicurezza nei sistemi complessi 2005, Bari;
- [6] NIST GCR 97-730 (1997). *Reliability and restoration of water supply systems for fire suppression and drinking following earthquakes*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA;
- [7] George W. Housner, *The Dynamic behavior of water tanks*, Boulettin of the seismological society of America, 53, n° 2, pp 381-387, february, 1963;
- [8] A.S. Velestos, *Seismic effects in flexible liquid storage tanks*, Fifth world conference on earthquake engineering, Rome, Italy, 1973;
- [9] Praveen K. Malhotra, T. Wenk, M. Wieland, *Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks*, Structural Engineering International, 3/2000, pp 197-201;
- [10] Iervolino, I., *Analisi Quantitativa di Rischio Sismico nell'Industria di Processo*, Tesi di Dottorato, Università "Federico II", Polo delle Scienze e delle Tecnologie, Napoli, 2003;
- [11] J.R. Cho, H.W. Lee, S.Y. Ha, *Finite element analysis of resonant sloshing response in 2-D baffled tank*, Journal of Sound and Vibration, 288, pp. 829-845, 2005;
- [12] M.K. Shrimali, R.S. Jangid, *Seismic response of liquid storage tanks isolated by sliding bearings*, Engineering Structures, 24, pp. 907-919, 2002;
- [13] A. Maleki, M. Ziyaeifar, *Sloshing damping in cylindrical liquid storage tanks with baffles*, Journal of sound and vibration, 311, 372-385, 2008;
- [14] J.R. Cho, H.W. Lee, *Numerical study on liquid sloshing in baffled tank by non linear finite element method*, Comput. Methods Appl. Mech. Engineering, 193,, pp. 2581-2598, 2004;
- [15] Juan C., Virella, L. A. Godoy, L. E. Suarez, *Fundamental modes of tank-liquid system under horizontal motions*, Engineering Structures, 28, 1450-1461, 2006;
- [16] I. Nachtingall, N. Gableken, J.L. Urrutia, *On the analysis of vertical circular cylindrical tanks under earthquake excitation at its base*, Engineering structures, 25, pp. 201-213, 2003;

- [17] M. Moslemi, M.R. Kianoush, *Parametric study on dynamic behavior of cylindrical ground-supported tanks*, Engineering Structures, 42, pp. 214-230, 2012.

## Normativa

- [18] Direttiva 82/501/CEE, *Controllo pericoli incidenti rilevanti sostanze pericolose*, cd. Seveso I;
- [19] Direttiva 96/82/CE, *Controllo rischi da incidente rilevante sostanze pericolose*, cd. Seveso II;
- [20] Direttiva 2003/105/CE, *Controllo rischi da incidente rilevante sostanze pericolose*, cd. Seveso III
- [21] D.P.R. 17 maggio 1988, n. 175, Attuazione della direttiva CEE n. 82/ 501, relativa ai rischi di incidenti rilevanti connessi con determinate attività industriali, ai sensi della legge 16 aprile 1987, n. 183;
- [22] D.lgs. 17 agosto 1999 n. 334, Attuazione della direttiva 96/82/CE relativa al controllo dei pericoli di incidenti rilevanti connessi con determinate sostanze pericolose;
- [23] D.Lgs. 21 settembre 2005, n.238, Attuazione della direttiva 2003/105/CE, sul controllo dei pericoli di incidenti rilevanti connessi con determinate sostanze pericolose;
- [24] EN 1998-4. Eurocode 8. Design Provisions of Earthquake Resistance of Structure. Part 4: *Silos, Tanks and Pipeline*, European Committee for Standardization, Brussel, 2006;
- [25] API Standard 650, *Welded Steel Tanks for Oil Storage*, Addendum 3, 11th Edition, API, American Petroleum Institute, Washington D.C., USA, 2012;

## Sitografia

- [26] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, <http://www.ingv.it/it/>;
- [27] Protezione civile, <http://www.protezionecivile.gov.it/>;
- [28] Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare, <http://www.minambiente.it/>;
- [29] Istituto superiore per la protezione e la ricerca ambientale, <http://www.isprambiente.gov.it/it/>;
- [30] Reluis, <http://www.reluis.it/>;
- [31] Peer database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>.